

**Factores de equivalencia de daño en pavimentos flexibles:
análisis para condiciones típicas de Argentina**

Carlos Javier VASQUEZ MONTEROS

Tesis presentada para el grado de

MAGISTER ESTRUCTURADA EN INGENIERIA VIAL

Departamental de Construcciones, Facultad de Ingeniería,

Universidad Nacional de La Plata (U.N.L.P), 26 de Abril del 2016.

Director: **Ing. Fabián Schvartzer**
Codirector: **Ing. Eduardo Williams**

Dedicatoria

A Silvana, mi mamá, gracias por todo y por tanto.

Agradecimientos

A Suka gracias por el apoyo.

A los Sidlik - Katovsky gracias por hacerme sentir como en casa.

A mi familia por estar presente a la distancia.

Resumen

El transporte automotor cubre un 94 % de la demanda de transporte de cargas en Argentina, por lo que la infraestructura vial es fundamental en el desarrollo económico del país. Por ello, debe asegurarse el cumplimiento de la vida útil de dicha estructura controlando y asegurando la calidad en todas las etapas —estudio y construcción— involucradas en su materialización.

En la etapa de estudio, el diseño de pavimentos flexibles exige un adecuado conocimiento de la relación entre las cargas por eje y los agentes que determinan la vida útil de estas estructuras. Un factor importante para determinar esa relación es el denominado factor de equivalencia de daño/carga (LEF – *Load Equivalency Factor*), que se utiliza para cuantificar los efectos del daño de diferentes configuraciones de ejes y cargas en términos de un número equivalente de ejes estándares.

Esta investigación pretende desarrollar factores de equivalencia de daño para pavimentos flexibles en base a teorías racionales referidas a condiciones Argentinas, ya que la red Argentina de carreteras y el transporte asociado a esta poseen características propias que los diferencian de otros países. Para su desarrollo se tomó en cuenta la relación entre las cargas de vehículos, el desempeño del pavimento y las variables de diseño, con lo cual se estiman los efectos de las cargas de vehículos en el pavimento.

Para lograr dicho objetivo se realizó un estudio y análisis de las condiciones de tráfico, cargas, paquetes estructurales, módulos, espesores, subrasantes y clima de Argentina. Luego se analizaron los distintos modelos LEF que ya han sido estudiados en diferentes países del mundo y que algunos se utilizan con buenos resultados, para luego proponer un modelo para las condiciones locales.

Se simuló mediante el programa elástico multicapa KENPAVE el paso de diferentes tipos de ejes (simple, tándem y trídem) sobre diferentes tipos de pavimentos de características locales (Argentina). De la simulación se obtuvo la respuesta del pavimento con la cual se calcularon las equivalencias de daño. Los valores de equivalencia de daño se analizaron mediante análisis estadístico para obtener los modelos de daño locales.

Abstract

Road transport accounts for 94% of freight transport in Argentina, so the country's road infrastructure is crucial for its economic development. This is why it is important that the appropriate use of such infrastructure be warranted throughout its useful life by means of continuous quality control and assurance in all stages – study and construction – involved in its completion.

During the study stage, designing flexible pavements requires having the proper knowledge of the relation between the axle load and the agents that determine the useful life of such structures. An important factor for determining this relation is what is known as the Load Equivalency Factor (LEF), which is used to quantify the damage caused by different configurations of axles and loads based on an equal number of standard axles.

This investigation is aimed at developing load equivalency factors for flexible pavements based on rational theories which refer to specific Argentine conditions, because the Argentine road network and the transport system thereof have unique characteristics that make them different from the ones found in other countries. In developing these factors, the relation between vehicle loads, pavement performance and design variables, which are the elements used to estimate the effects of vehicle loads on the pavement, was taken into account.

In order to achieve such goal, a study and analysis of Argentine traffic conditions, loads, pavement structure, modulus, thickness, subgrades and weather was conducted. Then, a variety of LEF models that have been studied in different countries around the world and applied with positive results were analyzed in order to propose a model for local conditions.

Using the multi-layer elastic program KENPAVE, it was possible to simulate the passing of different types of axles (single, tandem and tridem) over different types of pavement with local characteristics (Argentina). From this simulation, load equivalencies were estimated based on pavement response. The load equivalency values were then statistically analyzed to obtain local load models.

Tabla de Contenidos

1.	Capítulo 1 Introducción e información general	1
1.1	Introducción:	1
1.2	Objetivo General:	3
1.3	Antecedentes	3
1.4	Estructura de la tesis	8
2.	Capítulo 2 Revisión bibliográfica	11
2.1	Tipos de enfoques para el desarrollo de los LEF	11
2.2	Sistema de capas	14
2.3	Descripción y análisis del sistema de ejes	15
2.3.1	Configuración de las Cargas y ejes	15
2.3.2	Espacio entre ejes	18
2.3.3	Características del neumático	19
2.3.4	Modelos de distribución de presión uniforme	20
2.3.5	Efecto de los neumáticos sobre la respuesta del pavimento	21
2.3.6	Presión de inflado	22
2.4	Interfaces de capas	24
2.5	Materiales	26
2.6	Concreto asfáltico	26
2.1.1.1	Valores de modulo del concreto asfáltico para condiciones argentinas.	30
2.1.1.2	Antecedentes bibliográficos de valores de módulos de mezcla asfáltica:	34
2.1.2	Propiedades de base y subbase	39
2.1.3	Propiedades de la subrasante	41
2.1.4	Relación de Poisson.	42
2.1.5	Configuración de espesores en los Pavimentos	43
2.1.6	Número estructural (SN)	49
2.7	Clima	51
2.1.7	Efectos de la lluvia	52
2.1.8	Efectos de la temperatura	52
2.1.9	Valores de Temperatura	52
2.1.10	Temperatura del pavimento.	59
2.8	Modelos de daño o funciones de transferencia	61
2.8.1	Agrietamiento o fisuración por fatiga	62
2.8.2	Modelo de Shell Oil (1978)	65
2.8.3	Modelo del Instituto del Asfalto (MS-1 – 1982)	66
2.8.4	Modelo de la Guía de diseño MEPDG. (2004)	67
2.8.5	Ahuellamiento	68
2.9	Determinación del daño	70
2.9.1	Método de deformaciones	71
2.10	Propiedades del programa	74
3.	Capítulo 3 Antecedentes de modelos LEF Internacionales y Locales	77
3.1	Antecedentes Internacionales	77
3.1.1	Jung and Phang (1974)	77
3.1.2	Shell (1978)	78
3.1.3	Battiato, Camomilla, Malgarini and Scapatucci (1984)	78
3.1.4	Southgate and Deen Method (1984)	79
3.1.5	Hudson, Seeds, Finn and Carmichael Model (1986)	80
3.1.6	Christison Model (1986)	81
3.1.7	Christison Model – Deflexiones (1986)	81

3.1.8	Rillett and Hutchinson Model (1988)	83
3.1.9	Hajek Model (1989).....	84
3.1.10	Carpenter Model (1992).....	85
3.1.11	Seebaly Model (1992).....	85
3.1.12	Dirección de Autopistas de Francia (1994)	86
3.1.13	Canadá (TAC, 1994).....	86
3.1.14	Departamento de Transporte de Sudáfrica (1997).....	87
3.1.15	La Dirección General de Carreteras de Dinamarca (<i>Vejdirektoratet</i>) (2002)..	87
3.1.16	La Administración de Carreteras de Suecia (<i>Swedish Road Administration</i>) (2005)	88
3.1.17	Dirección General de Obras Públicas de la Comunidad Valenciana (España) (2009)	89
3.2	Antecedentes de modelos LEF para Argentina.....	89
3.3	Dr. Celestino Ruiz (1972).....	90
3.4	Dirección Nacional de Vialidad (1988)	90
3.5	Lilli y Lockhart (1997).....	91
3.6	Dirección Nacional de Vialidad (DNV) (1970-2015)	92
4.	Capítulo 4 Metodología, Procedimiento y Análisis para formular un modelo LEF.....	94
4.1	Metodología para el Desarrollo del modelo LEF	94
4.1	Valores de entrada.....	94
4.2	Determinación de daño	96
4.3	Análisis de valores calculados.	97
4.4	Relación de los valor LEF calculados versus valores de CBR	101
4.5	Relación de los valor LEF calculados versus el número estructural.	103
4.6	Confección del Modelo LEF.....	105
4.7	Valor de ajuste k	105
4.7.1	Valor de ajuste K a escoger.	106
4.8	Regresión y correlación lineal.	108
4.8.1	Para eje simple, daño por fatiga:.....	108
4.8.2	Para eje simple, daño por ahuellamiento:	110
4.8.3	Para eje tándem, daño por fatiga:.....	112
4.8.4	Para eje tándem, daño por ahuellamiento:	114
4.8.5	Para eje trídem, daño por fatiga:.....	115
4.8.6	Para eje trídem, daño por ahuellamiento:	117
4.9	Comparación de modelos internacionales con los obtenidos	119
4.10	Comparación de modelos AASHTO con los LEF obtenidos.	126
5.	Capítulo 5 Conclusiones y Futuros Estudios	131
6.	Capítulo 6 Referencias Bibliográficas	135
7.	ANEXO I	145

Lista de tablas

<i>Tabla 1-1. Configuración tráfico y espesores para pavimentos flexibles en el AASHO Road Test</i>	6
Tabla 2-1 Porcentajes de sobrepeso en camiones según tipo de eje.....	17
Tabla 2-2 Lista de modelos de predicción de E* (Bari and Witczak, 2006).....	28
Tabla 2-3 Parámetros A y VTS RTFOT recomendados, basados en el grado de viscosidad del asfalto (Witczak et al, 1998).....	30
Tabla 2-4 Husos granulométricos para diferentes mezclas asfálticas según organismos.....	32
Tabla 2-5 Valores típicos de módulo dinámico de mezcla asfáltica (Yoder 1973 – Huang 2004).....	34
Tabla 2-6 Rangos de valores razonables de varias capas de pavimento según la base de datos de LTPP (The Long-Term Pavement Performance - FHWA).....	35
Tabla 2-7 Valores característicos de módulo de típicas mezclas asfálticas de Nueva Zelanda.....	36
Tabla 2-8 Valores de entrada de Módulo para diseñar en el software FAARFIELD (Software que utiliza la FAA para dimensionar los pavimentos aeroportuarios).....	36
Tabla 2-9 Típicos valores de modulo y rangos para capas de pavimento.....	37
Tabla 2-10 Típicos valores de módulo resiliente para capas de pavimento.....	37
Tabla 2-11 Valores tomadas por Lilli (1997) para el estudio de LEF.....	38
Tabla 2-12 Resumen con los valores de módulos sugeridos por cada autor/organismo para Diseño/Retrocálculo.....	38
Tabla 2-13 Coeficiente de Poisson para diferentes materiales (Huang, 2004).....	43
Tabla 2-14 Espesores de pavimentos flexibles en el AASHO Road Test.....	44
Tabla 2-15 Secciones de pavimentos utilizadas por Deacon en el cálculo de LEF.....	44
Tabla 2-16 Secciones de pavimentos utilizadas por Lilli en el cálculo de LEF.....	45
Tabla 2-17 Espesores RN3. Fuente: OCCOVI 2005.....	46
Tabla 2-18 Espesores RN9. Fuente: OCCOVI 2005.....	46
Tabla 2-19 Espesores RN11. Fuente: OCCOVI 2005.....	47
Tabla 2-20 Espesores RN34. Fuente: OCCOVI 2005.....	47
Tabla 2-21 Espesores RN19. Fuente OCCOVI.....	48
Tabla 2-22 Resumen de espesores de valores escogidos por algunos organismos para el estudio de ejes equivalentes y resumen de valores de algunas vías nacionales Argentinas.....	49
Tabla 2-23 Usos de tipos de asfalto de acuerdo a las condiciones climáticas.....	53
Tabla 2-24 Temperaturas W-MAAT para 21 estaciones meteorológicas del país.....	56
Tabla 2-25 Condiciones de Diseño de Referencia para módulos de mezcla asfáltica.....	57
Tabla 3-1 Coeficientes de daño, Manual de mejoramiento y refuerzos de pavimentos (1972).....	90
Tabla 3-2 Coeficientes de daño, Dirección Nacional de Vialidad (1970).....	92
Tabla 4-1 Resumen Estadístico de valores LEF obtenidos para Eje Simple.....	98
Tabla 4-2 Resumen Estadístico de valores LEF obtenidos para Eje Tandem.....	99
Tabla 4-3 Resumen Estadístico de valores LEF obtenidos para Eje Tridem.....	99
Tabla 4-4 LEF SIMPLE (LEF S vs. CBR).....	101
Tabla 4-5 LEF TÁNDEM (LEF TD vs. CBR).....	102
Tabla 4-6 LEF TRÍDEM (LEF TR vs. CBR).....	103
Tabla 4-7 LEF SIMPLE (LEF S vs. CBR).....	104
Tabla 4-8 LEF TÁNDEM (LEF TD vs. CBR).....	104
Tabla 4-9 LEF TRÍDEM (LEF TR vs. CBR).....	105
Tabla 4-10: Comparación de valores LEF para eje simple.....	121

Tabla 4-11: Comparación de valores LEF para eje tándem.....	123
Tabla 4-12: Comparación de valores LEF para eje trídem.....	125
Tabla 4-13: Comparación de valores LEF V.S – LEF AASHTO para eje simple	127
Tabla 4-14: Comparación de valores LEF V.S – LEF AASHTO para eje tándem	128
Tabla 4-15: Comparación de valores LEF V.S – LEF AASHTO para eje trídem.....	129

Lista de figuras

Figura 1.1: Evolución de la composición de la Inversión Real Directa (IRD) pública por principales rubros y como porcentaje del PIB, 1993-2009 (Barbero J, 2011).....	1
Figura 1.2: Transporte interurbano de cargas (en miles de millones de ton/km), 1993-2010 (Barbero 2011).....	2
Figura 1.3: Estructura de la investigación.....	10
Figura 2.1: Sistema de n capas sometido a una carga circular.....	14
Figura 2.2 Espectros de Carga Anuales para Autopista del oeste.....	16
Figura 2.3: Distribución de la carga (Deen et ál., 1980).....	20
Figura 2.4: Módulos de mezcla asfáltica en base a normas según organismos argentinos. ...	33
Figura 2.5: Módulos de mezcla asfáltica (depurado) en base a normas según organismos argentinos.....	33
Figura 2.6 Variación de la temperatura media mensual para seleccionar el MAAT.....	53
Figura 2.7: Curva de ponderación de temperaturas.....	54
Figura 2.8 Temperaturas TV (W-MAAT).....	55
Figura 2.9: Ubicación de las 21 estaciones meteorológicas.....	58
Figura 2.10: Temperaturas medias mensuales de 19 estaciones meteorológicas.....	59
Figura 2.11: Típico histograma de deformación longitudinal. Para Eje simple (a) y Eje tándem (b).....	72
Figura 2.12: Típico histograma de de deformación transversal. Para Eje simple (a) y eje tándem (b).....	73
Figura 3.1 Gráficas LEF desarrolladas por Lilli y Lockhart.....	92
Figura 4.1 - Metodología para el desarrollo del modelo LEF.....	95
Figura 4.2 - Gráfico de Caja y Bigotes de LEF obtenidos para Eje Simple.....	98
Figura 4.3 - Gráfico de Caja y Bigotes de LEF obtenidos para Eje Tándem.....	98
Figura 4.4 - Gráfico de Caja y Bigotes de LEF obtenidos para Eje Trídem.....	99
Figura 4.5 - LEF Eje Simples vs Número Estructural (SN).....	100
Figura 4.6 - LEF Eje Tándem vs Número Estructural (SN).....	100
Figura 4.7 - <i>LEF Eje Trídem vs Número Estructural (SN)</i>	101
Figura 4.8 Gráfica de residuos de la ecuación (4.21).....	109
Figura 4.9 Gráfica de residuos de la ecuación (4.22).....	109
Figura 4.10 Comparación de modelos LEF (fatiga) para eje simple encontrados por regresión.....	110
Figura 4.11 Gráfica de residuos de la ecuación (3.23).....	111
Figura 4.12 Gráfica de residuos de la ecuación (4.24).....	111
Figura 4.13 Comparación de modelos LEF (Ahuellamiento) para eje simple encontrados por regresión.....	112
Figura 4.14 Gráfica de residuos de la ecuación (4.25).....	112
Figura 4.15 Gráfica de residuos de la ecuación (4.26).....	113
Figura 4.16 Comparación de modelos LEF (fatiga) para eje tándem encontrados por regresión.....	113
Figura 4.17 Gráfica de residuos de la ecuación (4.27).....	114
Figura 4.18 Gráfica de residuos de la ecuación (4.28).....	115
Figura 4.19 Comparación de modelos LEF(ahuellamiento) para eje tándem encontrados por regresión.....	115
Figura 4.20 Gráfica de residuos de la ecuación (4.29).....	116
Figura 4.21 Gráfica de residuos de la ecuación (4.30).....	116
Figura 4.22 Comparación de modelos LEF(fatiga) para eje trídem encontrados por regresión.....	117

Figura 4.23 Gráfica de residuos de la ecuación (4.31)	117
Figura 4.24 Gráfica de residuos de la ecuación (4.32)	118
Figura 4.25 Comparación de modelos LEF(ahuellamiento) para eje trídem encontrados por regresión.....	118
Figura 4.26: Comparación de modelos LEF de diferentes organismos para ejes simple	120
Figura 4.27: Comparación de modelos LEF de diferentes organismos para ejes tándem	122
Figura 4.28: Comparación de modelos LEF de diferentes organismos para ejes trídem	124
Figura 4.29: Resumen de la comparación de modelos LEF locales con los LEF del Asphalt Institute.	126
Figura 4.30: Comparación de modelos LEF V.S con LEF AASHTO para Eje Simple	126
Figura 4.31: Comparación de modelos LEF V.S con LEF AASHTO para Eje Tádem	127
Figura 4.32: Comparación de modelos LEF V.S con LEF AASHTO para Eje Tríde.....	128
Figura 4.33: Resumen de la comparación de modelos LEF locales con los LEF del AASHTO.	130

Nomenclatura.

A.I:	Instituto del Asfalto (Asphalt Institute)
AASHO:	Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales.
AASHTO:	Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (Association of State Highway and Transportation Officials)
C.P.A:	Comisión Permanente del Asfalto.
CSIR:	Comité de Investigación de Científica e Industria (Council of Scientific and Industrial Research)
DNV:	Dirección Nacional de Vialidad.
DVBA:	Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires.
ESWL:	Carga equivalente de rueda única (Equivalent single wheel load)
FAA:	Administración Federal de Aviación (Federal Aviation Administration)
FHWA:	Administración Federal de Carreteras (The Federal Highway Administration)
IDT:	Ensayo de tracción indirecta
IMAE:	Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras
LEF:	Factor de equivalencia de daño/carga (Load Equivalency Factor)
LTPP:	Programa del rendimiento del pavimento a largo plazo. (The Long-Term Pavement Performance)
NAPTF:	Centro Nacional de Pruebas de Pavimentos (The National Airport Pavement Test Facility)
NCHRP:	Programa Nacional Cooperativo de Investigación de Carretera The National Cooperative Highway Research Program
OECD:	Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económicos (Organization for Economic Co-operation and Development)
SN:	Número Estructural (Structural Number)
TAC:	Asociación del Transporte de Canada (Transportation Association of Canada)
USACE:	El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos

Capítulo 1

Introducción e información general

1.1 Introducción:

El transporte - carretero, ferroviario, marítimo y aéreo - cumple un papel fundamental para las perspectivas del desarrollo social y económico de la Argentina. A través de su capacidad de proveer movilidad a las personas y bienes, el sistema de transporte tiene impactos directos sobre la competitividad, la cohesión social, el medioambiente y la integración territorial del país. En ese sentido, un sistema de transporte moderno y eficiente se traduce en una economía más competitiva, una sociedad más cohesionada y equitativa, y un espacio territorial más integrado nacional e internacionalmente. (Barbero J, 2011)

El principal rubro de la Inversión Real Directa (IRD) estatal, fueron los servicios económicos, y dentro de ellos, el sector dominante fue el transporte. De hecho, desde 1995 el transporte protagonizó casi la totalidad de las inversiones en este rubro y ha superado siempre el 90% del total. (Barbero J, 2011)

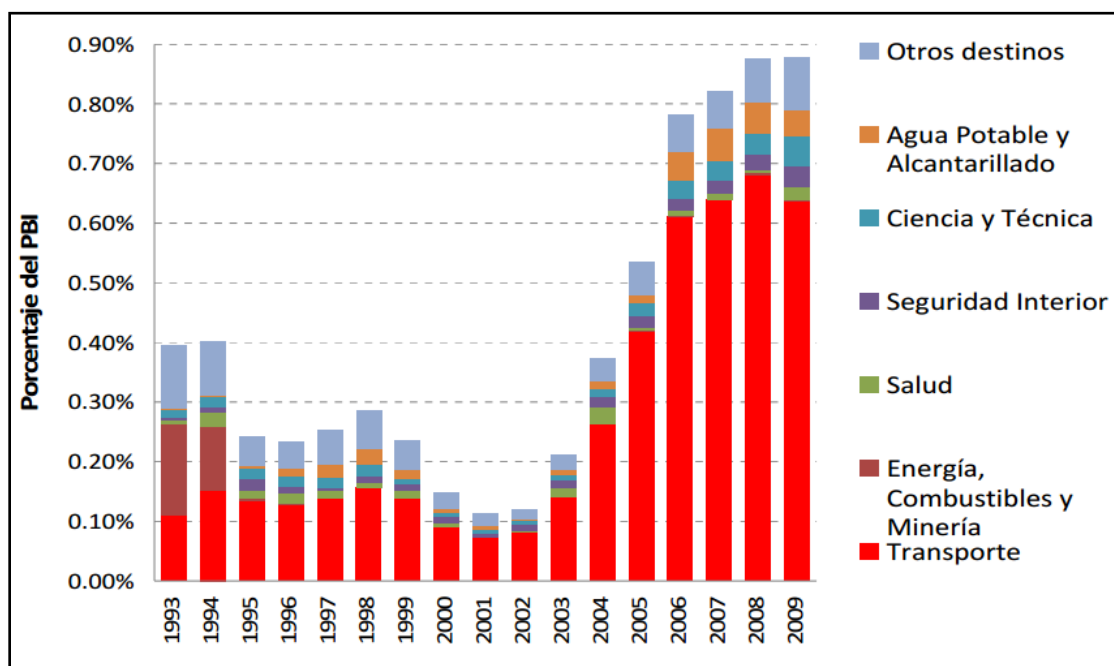


Figura 1.1: Evolución de la composición de la Inversión Real Directa (IRD) pública por principales rubros y como porcentaje del PIB, 1993-2009 (Barbero J, 2011)

Dentro del transporte existe una matriz de cargas distorsionada. Un rasgo distintivo del transporte de cargas en la Argentina es la marcada preeminencia del transporte carretero. Alcanza una participación del 94% en el volumen total de cargas, incluso en tráficos en los que otros modos, como el ferrocarril, pueden ser socialmente más eficientes. A pesar de que la Argentina genera grandes movimientos de graneles, el ferrocarril sólo transporta el 5% de las cargas, y el cabotaje fluvial y marítimo es marginal (*Figura 1.2*). Esta distorsión tiene implicancias relevantes en el ámbito del transporte, particularmente en la matriz energética del país. (Barbero 2011)

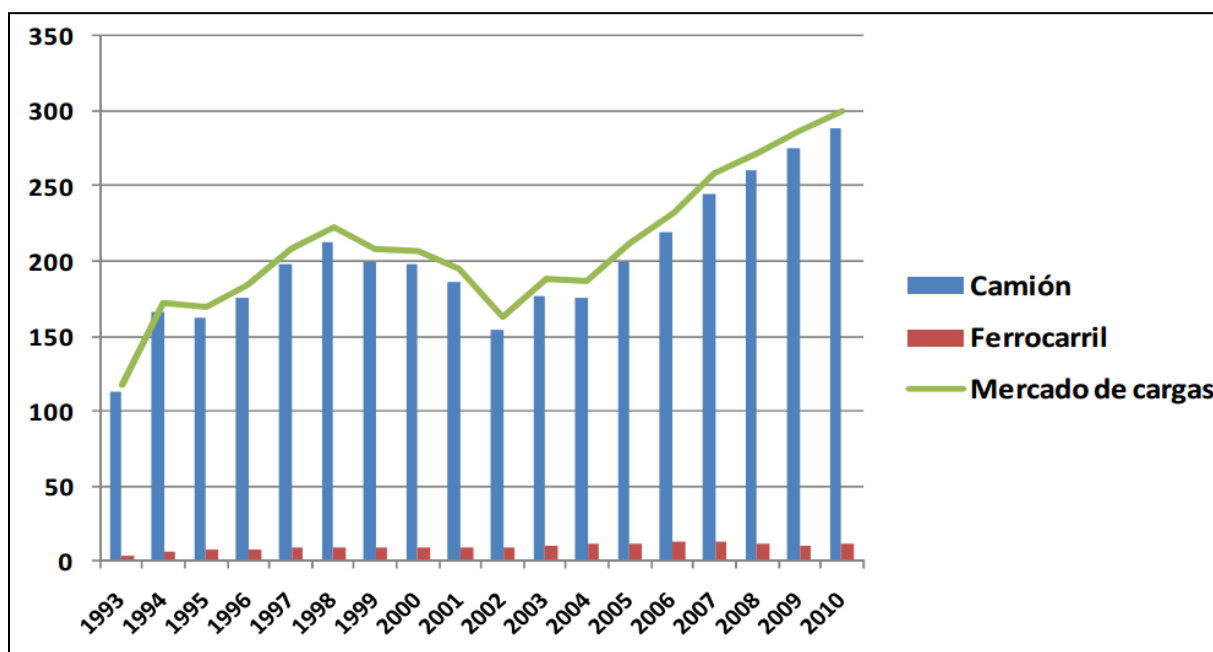


Figura 1.2: Transporte interurbano de cargas (en miles de millones de ton/km), 1993-2010 (Barbero 2011)

Se puede concluir que la infraestructura vial de un país constituye un pilar fundamental en el desarrollo económico del mismo. Para asegurar el cumplimiento de la vida útil de las vías, diversos entes a nivel mundial, han desarrollado mecanismos para controlar tanto la calidad de los materiales a utilizar como los diseños de la infraestructura. (Ulloa, 2007)

La red Argentina de carreteras y el transporte asociado a la misma, poseen características propias que los diferencian de los otros países. Argentina posee aproximadamente 211.000km de

rutas, sin considerar caminos vecinales ni comunales. Este importante patrimonio está valorado aproximadamente en 50.000 millones de dólares. (DNV, 1988)

Una correcta planificación de las mejoras de un pavimento exige, además del conocimiento de las condiciones físicas y estructurales de la carretera, una apropiada valoración del tránsito. (Lilli y Lockhart, 1980)

La tendencia cada vez más acentuada hacia la aplicación de métodos mecanicistas para el diseño de pavimentos asfálticos y de sus rehabilitaciones, exige una consideración directa y precisa de la relación existente entre las cargas por eje y los factores que determinan la vida de éstas estructuras.

Los efectos de cargas de vehículos sobre el pavimento son estimados utilizando la relación entre las cargas de vehículos, el desempeño del pavimento, y las variables de diseño. Estas relaciones fueron utilizadas para desarrollo de los llamados factores de equivalencia de carga o también denominados factores de equivalencia de daño (LEF), que se utilizan para cuantificar los efectos de diferentes configuraciones de ejes y cargas en términos de un número equivalente de pasadas de una configuración estándar, por eje y carga.

1.2 Objetivo General:

Determinar factores equivalentes de daño para pavimentos flexibles en base a teorías racionales referidas a condiciones de Argentina.

1.3 Antecedentes

La historia de los LEF se remonta desde el siglo IXX. Ya en 1822, *McAdam* propuso que los vehículos pesados debieran pagar peaje en función del importe del deterioro causado a la carretera. (McAdam, 1822)

Posteriormente los ingenieros de caminos han hecho un exhaustivo trabajo para intentar encontrar un factor en común para definir el daño potencial que provocan las diversas clases de vehículos al pavimento, y así determinar la interacción entre vehículo-pavimento.

En la década de 1870, el Cuerpo de ingenieros de puentes y carreteras de Francia, comenzó a tomar los censos de tránsito como un medio para calcular la superficie de desgaste en los caminos pavimentados. Para traducir animales y vehículos en superficie de desgaste, se designó al collar como unidad estándar de medición de tráfico. Un collar se definió como un solo animal arreando un vehículo cargado. Un par de animales arreando una carga pesada contaba como 2 collares. Con posterioridad al censo de Francia en 1904, a las motocicletas se les asignó 0.3 collares, a los vehículos con licencia para viajar a menos de 30km/h se les asignó 1 collar, y a los vehículos con licencia para viajar a más de 30km/h se les asignó 3 collares.

El método francés se adoptó en Gran Bretaña, pero en lugar del collar se utilizó la tonelada inglesa como unidad estándar de daño. Ovejas y cerdos fueron asignados con 0.1 toneladas cada uno; a las motocicletas se les asignó 0.13 toneladas; vehículos tirados por dos o más caballos fueron asignados con 3 toneladas, camiones con ruedas de acero 10 toneladas y a camiones con motores de tracción a vapor se les asignó 12 toneladas.

En EE.UU., la *Oficina de Caminos Públicos* estudió el tráfico en la carretera experimental *Rockville Pike*, cerca de Washington D.C., en 1915. En el estudio se definió los vehículos por la capacidad de carga, asignando pesos medios a varias clases de vehículos: 0.28 toneladas para vehículos tirados por caballos con ruedas de caucho, 2 toneladas para un automóvil y 2.4 toneladas para camiones (*motor dray*) de esa época.

A pesar de estos censos, los ingenieros de caminos no tuvieron métodos fiables para la incorporación de datos de tráfico en sus diseños de pavimento, en la primera mitad del siglo XX. Por lo tanto, los pavimentos se diseñaban esencialmente como estructuras convencionales de la ingeniería civil, para soportar una carga limitada máxima, en vez de considerar un desgaste gradual en un período de diseño con un nivel de servicio específico. (Cron FW, 1974)

El comportamiento de la carga en los pavimentos flexibles no fue tan bien comprendido como en el caso de los pavimentos rígidos. Hasta finales de 1950, los ingenieros utilizaban principalmente el concepto de que la tensión vertical bajo una carga en un pavimento flexible disminuye en proporción geométrica, ya que se transmite desde la superficie hacia abajo, en virtud de una propagación a una área más grande. El ángulo de dispersión fue tomado generalmente de 45 grados. (Martin and Wallace, 1958)

Los principales métodos de diseño por lo tanto, primeramente medían la capacidad portante del suelo natural y luego la elección del espesor de las diferentes capas usando una fórmula simple o una carta de diseño para asegurar que el esfuerzo vertical en la subrasante y en las otras capas no exceda la capacidad de carga. (Cron, 1974)

En los años 1940 y 1950, métodos de diseño de pavimentos más sofisticados fueron desarrollados, algunos de los cuales usaban correlaciones empíricas para modificar el espesor del pavimento por medio de tablas de diseño de acuerdo con el tráfico diario previsto de vehículos pesados (por ejemplo: ligero/medio/ pesado). Un procedimiento de diseño de avanzada llamado *Hveem-Carmany method* fue usado en California - EE.UU en 1958, el cual implicaba convertir el tráfico esperado durante la vida de diseño, en un número equivalente de carga (5mil libras), utilizando una fórmula de equivalencia logarítmica. Una tabla de diseño permite escoger el espesor de mezcla bituminosa entrando con el número estándar de eje equivalente de carga. La idea de eje equivalente fue adoptada ampliamente y todavía se utiliza hoy en la mayoría de los métodos de diseño de carreteras. (Martin and Wallace, 1958)

Entre 1958 y 1960 la *Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales (AASHO)* realizó una prueba muy importante a escala real en Ottawa, Illinois que se la denominó *AASHO Road Test*. Seis pistas de prueba fueron construidas con distintas configuraciones (*Tabla 1-1*). Se utilizó sólo un conjunto de materiales y un solo tipo de subrasante para cada tipo de pavimento. Una división del Ejército de los EE.UU., la *Transportation Corps*, condujo 200 vehículos alrededor de las pistas a una velocidad de 55km/h. En las secciones que sobrevivieron a la prueba se llegaron a realizar hasta 1.1 millones de aplicaciones de ejes. (AASHTO, 1986)

Tabla 1-1. Configuración tráfico y espesores para pavimentos flexibles en el AASHO Road Test

Item	Circuito					
	1	2	3	4	5	6
Peso de los ejes (lb)	No tráfico	2 000 S	12 000 S	18 000 S	22 400 S	30 000 S
S =simple, T = tándem		6 000 S	24 000 T	32 000 T	40 000 T	48 000 T
Espesor de capa bituminosa (in)	1,3,5	0,1,2,3	2,3,4	3,4,5	3,4,5	4,5,6
Espesor de base (in)	0,6	0,3,6	0,3,6	0,3,6	3,6,9	3,6,9
Espesor de subbase (in)	0,8,16	0,4	0,4,8	4,8,12	4,8,12	8,12,16

Del *AASHO Road Test* se desarrollaron ecuaciones empíricas donde se determinó que los factores de equivalencia de carga por eje son función: del tipo de pavimento, de la capacidad estructural del mismo, del sistema de eje (simple, doble, triple), de la magnitud de la carga por eje y del índice de servicio. En 1972 se presentaron los factores de equivalencia solo para ejes simple y tándem. Luego en 1986 se anexó finalmente factores de equivalencia para ejes trídem.

La ecuación para calcular los LEF según AASHTO es la siguiente:

$$LEF = \log\left(\frac{W_{tx}}{W_{t18}}\right) = 4.79 \log(18 + 1) - 4.79 \log(L_x + L_2) + 4.33 \log L_2 + \frac{G_t}{\beta_x} - \frac{G_t}{\beta_{18}} \quad (1.1)$$

$$G_t = \log \frac{4.2 - p_t}{4.2 - 1.5} \quad (1.2)$$

$$\beta_x = 0.40 + \frac{0.081(L_x + L_2)^{3.23}}{(SN + 1)^{5.19} * L_2^{3.23}} \quad (1.3)$$

W_{tx} : Número aplicaciones de cargas de eje al final del tiempo t .

W_{t18} : Número aplicaciones de ejes sencillos de carga de 80kN (8.2Ton) al tiempo t .

L_x : Carga sobre un eje sencillo, un eje tándem o un trídem.

L_2 : Código de eje: 1 para eje sencillo, 2 para tándem y 3 para trídem

SN : Número estructural

pt : Serviciabilidad final, que indica que las condiciones del pavimento se consideran como falladas.

Gt : Función de pt .

La aplicabilidad de los resultados del *AASHO Road Test* a los pavimentos de otros países o zonas, presenta las limitaciones propias de todo método empírico, por lo cual, ha sido cuestionado desde hace largo tiempo por varios motivos, entre ellos: el medio ambiente (ciclos de congelamiento); los materiales de construcción utilizados fueron propios de la zona: mezcla asfáltica compuesta por piedra caliza triturada (árido grueso), arena gruesa silícea, filler (polvo de piedra caliza) y asfalto de grado de penetración (85-100); además no circularon ejes tridem en el ensayo.

Existen diversos criterios de por qué los factores de daño AASHTO no se deben utilizar en otras zonas. *Irick* (1991) concluye “del re-análisis hecho a los datos del *AASHO Road Test*, se llegó a la conclusión de que los LEF deben ser mayores que los recomendados por AASHTO”.

Huang (2004) describe que el efecto del índice de serviciabilidad (pt) y el número estructural (SN) en el cálculo de LEF es errático y no es completamente consistente con la teoría.

Por otro lado *Deacon* (1969) llevó a cabo un análisis teórico de los factores de daño basado en la teoría de capas y presentó un modelo de daño asumiendo el valor 4 para el exponente n .

$$LEF = \frac{W_{t18}}{W_{tx}} = \left(\frac{\epsilon_x}{\epsilon_{18}} \right)^4 = \left(\frac{Lx}{Ls} \right)^4 \quad (1.4)$$

Donde W_{t18} es el número de aplicaciones de cargas de 18kips por eje en un tiempo t ; W_{tx} es el número de aplicaciones de ejes de carga cualquiera por eje, en un tiempo t , ϵ_x es la deformación unitaria por tracción debido a un eje de carga, ϵ_{18} es la deformación unitaria por

tracción debido a un eje de carga simple de 18kip, Lx es la carga en Kips de un eje simple, tándem o trídem y Ls es la carga en Kips de un eje estándar.

A finales de la década de los 80 la OECD (*Organization for Economic Co-operation and Development*) construyó un laboratorio de ensayo acelerado en Nantes - Francia, para investigar el exponente n y cotejarlo con la ley de la cuarta potencia (*Ecuación (1.4)*). Una comparación entre cargas por eje de 100kN (10.2 Ton) y 115kN (12.9 Ton) se llevó a cabo en forma simultánea. *Huhtala* (1989) informó que el valor de n varió entre 1,80 y 6,68 en función del porcentaje de fisuración y entre 2,40 y 8,74 basado en la fisura longitudinal. La OECD (1991) concluyó que la ley de la cuarta potencia constituye sólo una descripción general y es una aproximación del poder de daño de las cargas por eje. También se observó que existe una amplia variación en el exponente n entre 2 y 9, que se produjo en función del grado de deterioro del pavimento y del criterio utilizado para la comparación.

1.4 Estructura de la tesis

Se presenta una recopilación bibliográfica, en el capítulo 2, de todos los factores que intervienen en la investigación, donde se describe desde los enfoques actuales de diseño (Racional, Empírico, Empírico-Mecanista), configuración de los ejes donde se hace un repaso de los valores locales como espacio entre ejes, características del neumático, presiones de inflado. Luego se presenta cada uno de los componentes que hacen al pavimento como son el concreto asfáltico, base, y subrasante con sus respectivos módulos y espesores. Además se recopilan los modelos más importantes de funciones de transferencia.

En el capítulo 3 se copia y se describe los modelos LEF internacionales que se han estudiado a lo largo de la historia luego se describen los antecedentes locales.

En el capítulo 4 se presenta la metodología, procedimiento y análisis para formular los modelos LEF. Al principio se presentan los valores de entrada de cálculo, luego se presentan los modelos para calcular los LEF, seguido el análisis estadístico de valores obtenidos para confeccionar los modelos LEF y posteriormente se comparan los modelos LEF calculados con los modelos internacionales.

Finalmente en el capítulo 5 se describe las conclusiones y recomendaciones de la investigación.

En el capítulo 6 se indican las referencias bibliográficas citadas en esta tesis

A continuación se presenta una gráfica para una mejor comprensión de la estructura de la tesis:

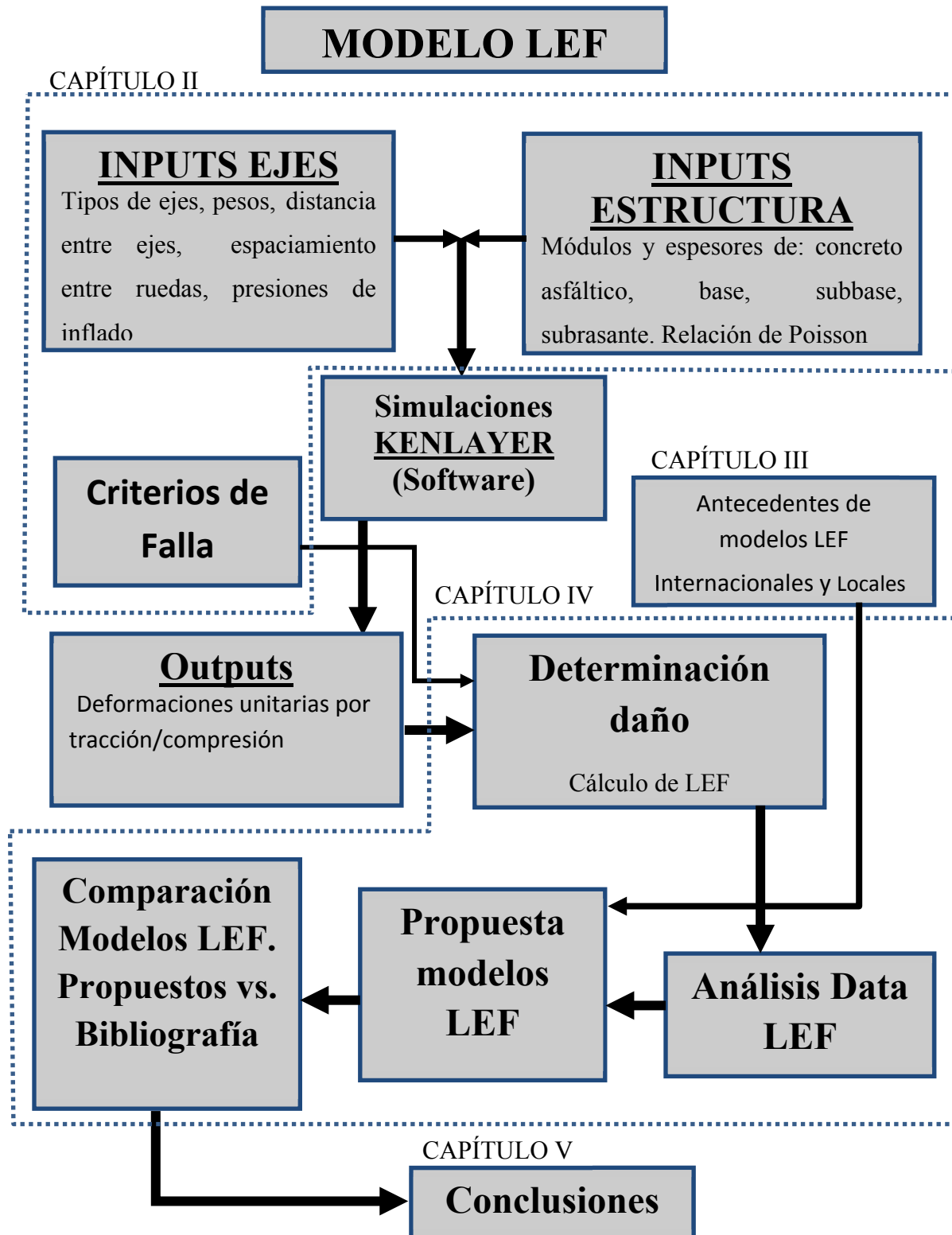


Figura 1.3: Estructura de la investigación

Capítulo 2

Revisión bibliográfica

En este capítulo se realizará una recopilación bibliográfica de cada uno de los factores a utilizar en el armado del modelo LEF para pavimentos flexibles en base a teorías racionales referidas a condiciones locales.

2.1 Tipos de enfoques para el desarrollo de los LEF

Existen tres posibles enfoques para el desarrollo del modelo LEF:

- Enfoque racional o mecanístico
- Enfoque empírico
- Enfoque mecanístico-empírico (M-E)

El enfoque mecanístico se refiere a una metodología que se basa en el análisis racional de un pavimento. Un ejemplo es el concepto de carga equivalente de rueda simple (ESWL - *equivalent single wheel load*). El ESWL se define como la carga de un neumático que producirá el mismo efecto de un parámetro preseleccionado (esfuerzo, deformación, deflexión, o daño), en un determinado punto de la estructura del pavimento, al que resulta de una carga de un neumático dual en el mismo lugar del pavimento. (Yoder, 1975)

El enfoque empírico se basa generalmente en el análisis estadístico de los datos experimentales y no es necesario establecer una relación científica que explique el mecanismo involucrado. Un ejemplo del enfoque empírico es el modelo de desempeño del pavimento de AASHTO, establecidos por el análisis estadístico de los datos de prueba *AASHTO Road Test*. Los modelos de desempeño del pavimento de AASHTO, incluyen cuatro variables independientes: 1) la carga por eje, 2) tipo de eje, 3) el número estructural de pavimentos flexibles, y 4) índice de servicio final. Estos modelos pueden ser utilizados para predecir el número de aplicaciones de carga que pasan por una sección y que llegarán a brindar un índice de servicio final especificado.

Tanto el enfoque racional como el enfoque empírico tienen sus propias ventajas y desventajas. La deficiencia del enfoque racional es que las respuestas principales del pavimento no están relacionadas con el desempeño del mismo. El enfoque empírico se considera el mejor método para evaluar pavimentos, pero es extremadamente costoso y requiere de mucho tiempo, además no se pueden evaluar las variables que no existan, como en los factores de *AASHO Road Test*; por ejemplo un aumento de presión en los neumáticos no pueden ser evaluados utilizando el modelo del *AASHO Road Test*, ya que en la prueba de AASHO, la presión de los neumáticos se fijó en una constante de 515 a 550kPa (75 a 80psi) y no se consideró como un factor. Además, con el enfoque empírico de AASHTO, no es posible evaluar *súper-singles*¹ o trídems, ya que no se incluyeron en el ensayo *AASHO Road Test*. Originalmente los modelos de *AASHO Road Test* fueron usados para calcular los LEF solo de ejes simples y tándem (AASHTO, 72). Más tarde, los modelos de AASHO fueron adaptados para evaluar ejes trídems estableciendo el valor como una variable, en este caso como tipo de código de eje 3 (AASHTO 86, AASHTO 93), con lo que la extrapolación de la variable cualitativa es una aproximación imprecisa, ya que su valor se le asigna, no se mide. (Zhanmin, 2000)

Un enfoque mecanístico-empírico (M-E) tiene el potencial de enmendar estos problemas mediante el empleo de una variable de respuesta para predecir la vida del pavimento en servicio. La parte mecánica permite calcular la respuesta a través del sistema del pavimento, y el componente empírico emplea estas respuestas para los criterios de un comportamiento general. Los procedimientos M-E presentan varias ventajas:

- Se puede definir y utilizar las propiedades de los materiales
- Se puede incluir el envejecimiento y los efectos ambientales sobre las propiedades del material
- Acepta diversas configuraciones de carga de varias magnitudes
- Se puede relacionar el comportamiento actual del pavimento con las propiedades del material

¹ Súper-singles son neumáticos grandes, que sustituyeron al sistema dual. El principal beneficio de super single es una reducción en el peso; combinado con una menor resistencia a la rodadura, con lo cual se economiza combustible.

Las variables de entrada en los modelos M-E son los valores de espesor de capa, las propiedades de los materiales, las condiciones del tráfico y las condiciones climáticas. Las respuestas del pavimento se determinan para cada combinación de variables de entrada y las funciones de transferencia relacionan la respuesta con el comportamiento del pavimento. La calibración de estas funciones de transferencia es esencial para desarrollar/evaluar/verificar la mecánica estructural y el análisis basado en procedimientos de diseño. (NCHRP 1-26, 1990)

El uso de la computadora se ha vuelto más frecuente para modelar, y se ha convertido en una forma más válida de estudiar los pavimentos. Sin embargo, todavía es difícil desarrollar un modelo que simule un vehículo pesado que pasa sobre el pavimento. *Huang* (2004) describe como un sueño la inclusión del efecto inercial en la actualidad, en medios donde se considera la no linealidad o la visco-elasticidad, pero cree que en el futuro se podrán realizar.

Procedimientos mecanísticos para el análisis/diseño han sido desarrollados utilizando sistemas elásticos de capa o elementos finitos en la parte de modelado. Varios son los programas que utilizan la teoría elástica de capa como: CHEVRON, BISAR, KENPAVE, ELSYM5, EVERSTRESS, CIRCLY, Darwin-ME, BACKVID² y los que utilizan elementos finitos son: ILLIPAVE, MICH-PAVE. Ambos se utilizan para el desarrollo racional en el análisis de pavimentos flexibles. La información de salida de estos programas son usualmente esfuerzo, deformación o deflexión en zonas o puntos críticos, específicamente se usa la deformación unitaria por tracción en la fibra más profunda de la capa ligada con asfalto, y la deformación unitaria por compresión en la parte superior de la subrasante.

Los procedimientos M-E consideran mecanismos de evolución del deterioro del pavimento. En esta investigación, el factor de equivalencia de carga para una configuración de eje en particular se determina relacionando la respuesta estructural del pavimento con los daños, a través de una ley de fatiga. El daño causado por una configuración particular será comparada

² Software desarrollado por el Dr. Ing. Oscar Giovanon en el Laboratorio Vial de la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura de la Universidad Nacional de Rosario (Argentina).

con el daño causado por el Eje Estándar, que para esta investigación, es un eje simple de 80kN (8.2 Ton).

2.2 Sistema de capas

Los pavimentos son un sistema de capas, que no pueden ser representados como una masa homogénea tal como propone *Boussinesq*, en nuestro caso, el uso de la teoría de capas de *Burmister* es la más apropiada.

El primer desarrollo de soluciones de *Burmister* en 1943 fue para un sistema de dos capas y luego fue extendido a un sistema de tres capas en 1945. Con la ventaja de las computadoras, la teoría puede ser aplicada a un sistema de múltiples capas, con cualquier número de capas, como se observa en la *Figura 1.1*. (Huang, 2004)

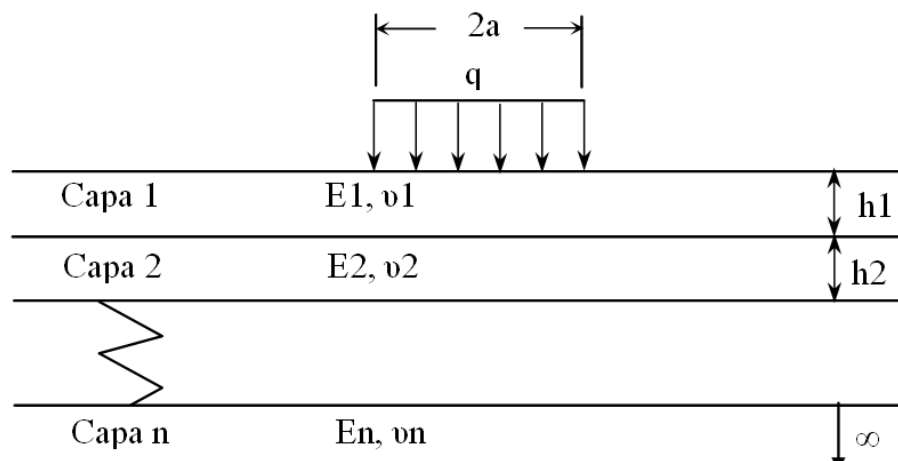


Figura 2.1: Sistema de n capas sometido a una carga circular

Las funciones básicas son:

- Cada capa es homogénea, isotrópica y linealmente elástica con un módulo elástico E y un módulo de Poisson ν .
- El material es ingrávido e infinito en extensión de área.
- Cada capa tiene un espesor finito h , excepto la última capa de abajo que es infinita en espesor.

- Una presión uniforme q es aplicada sobre la superficie a través de una área circular de radio a .

La teoría elástica de capas permite el cálculo de tensiones, deformaciones, o deflexiones en cualquier lugar en el sistema, y es capaz de manejar múltiples cargas de rueda. Es la herramienta más utilizada para calcular la respuesta del pavimento flexible afectada por la carga de camiones. Esto se debe principalmente a su simplicidad y al hecho de que los ingenieros de pavimentos la han utilizado desde la década de los 40. La carga de los neumáticos se asume como una tensión vertical estacionaria uniforme igual a la presión de inflado en un área de contacto circular. Este supuesto es incompatible con la realidad de las condiciones de carga del neumático - pavimento. El efecto de esta hipótesis en la respuesta del pavimento es mínimo cuando se consideran las respuestas lejos de la superficie. Los errores resultantes pueden ser altos cerca de la superficie del pavimento. Por lo tanto, en nuestro caso no necesitamos recopilar datos de respuesta del pavimento en la superficie del mismo.

2.3 Descripción y análisis del sistema de ejes

El número y el espaciamiento de los ejes son factores importantes para la efectiva transmisión de la carga sobre la superficie del pavimento. Un aumento en el número de ejes proporciona puntos de contacto adicionales, y por lo tanto reduce la carga en cada punto. La distancia entre ejes afecta la respuesta del pavimento, como las deflexiones, los esfuerzos, y las deformaciones. (Hajek, 1990)

Hay tres tipos comunes de configuraciones de ejes utilizados en la actualidad: simple (1 eje), tándem (2 ejes), y trídem (3 ejes). El promedio del ancho de los ejes es la distancia entre los bordes exteriores de un eje. Para vehículos típicos, se asume el ancho de eje 2.60m (8.5pies), que no tiene injerencia en el cálculo.

2.3.1 Configuración de las Cargas y ejes

Los parámetros de carga y configuración de ejes son unos de los elementos clave requeridos para el análisis. En este trabajo el análisis se basa en la configuración acorde a la Ley de Tránsito y Seguridad Vial N° 24.449 y sus decretos reglamentarios N° 779/95 y N° 79/98.

Bavdaz (2010) analizó los espectros de carga por eje en base a la información proveniente de la *Autopista Acceso Oeste*, la cual conecta Provincia de Buenos Aires con Capital Federal y por donde pasan más de 450.000 camiones por año y aproximadamente 1.250 vehículos por día. En la autopista se instaló una de las primeras estaciones permanentes de pesaje tipo WIM (*Weight in Motion*), marca *PEEK Traffic*, que opera en Argentina. La balanza se ubicó en el carril externo de la calzada principal con sentido hacia Capital Federal, específicamente en el kilómetro 47. Fue instalada en el mes de septiembre de 1999, y se trabajó con los datos recolectados durante el año 2004, cuando la situación del país fue más estable en comparación a años anteriores, y con tendencia al crecimiento continuo, complementando los mismos con información de otros años, siempre fuera de los períodos críticos. *Bavdaz* presentó los espectros anuales, por tipo de eje (eje simple direccional, eje simple rueda dual, eje tándem y eje tridem.)

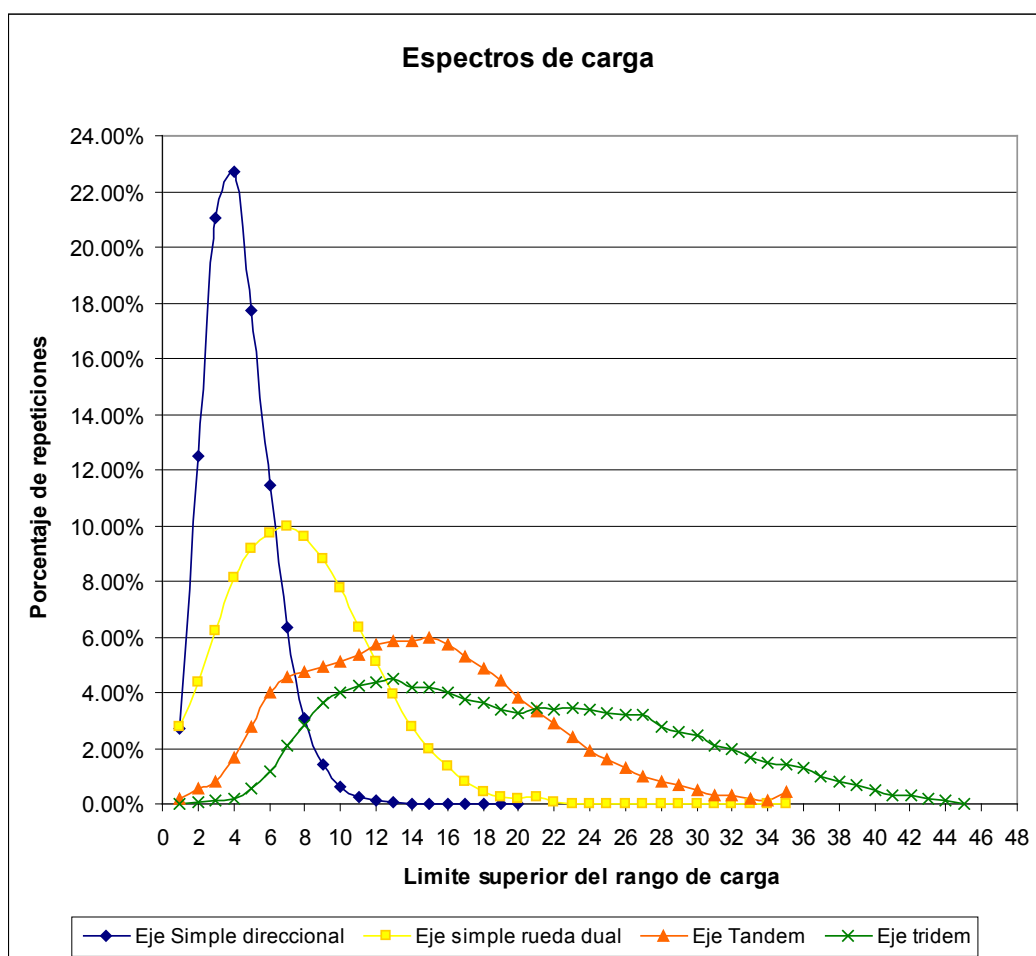


Figura 2.2 Espectros de Carga Anuales para Autopista del oeste

A modo de ejemplo, se describe lo que se observa en la *Figura 2.2*, en el cuál se presenta el espectro de carga, para cada tipo de eje: eje simple ruedas simples direccional, eje simple ruedas duales, eje tándem ruedas duales y eje trídem ruedas duales.

Para el eje simple direccional cerca del 40 % del tránsito posee ejes de este tipo en el rango de 3 a 5 toneladas de peso. Para el eje simple rueda dual cerca del 30 % del tránsito posee ejes de este tipo en el rango de 5 a 8 toneladas de peso. Para el eje tándem ruedas duales se observa dificultosamente dos picos, uno correspondiente a los vehículos cargados y otro a los descargados. Respecto a los cargados cerca del 29 % del tránsito posee ejes de este tipo en el rango de 11 a 16 toneladas de peso, y para los ejes descargados cerca del 14 % posee ejes de este tipo en el rango de 6 a 9 toneladas. Para el Eje trídem cerca del 29 % del tránsito posee ejes de este tipo en el rango de peso entre 10 a 17 toneladas.

A continuación con los datos presentados por *Bavdaz* se presenta un cuadro resumen con los porcentajes de sobrepeso de los camiones según el tipo de eje.

Tabla 2-1 Porcentajes de sobrepeso en camiones según tipo de eje.

Eje	Porcentaje de ejes Sobrecargados	Valor medio de la sobrecarga	Exceso sobre la carga máxima legal	Exceso sobre la carga máxima legal	Peso Carga Legal
Unidad	%	Ton	Ton	%	Ton
Simple direccional	12%	7.3	1.3	22%	6
Simple rueda Dual	20%	12.6	2.1	20%	10.5
Tándem	26%	22.5	4.5	25%	18
Trídem	26%	30.4	4.9	19%	25.5
Porcentaje de ejes sobrecargados	23%				
Exceso sobre la carga máxima	22%				

De los antecedentes presentados se escogen los siguientes valores de peso para la modelación:

- Eje simple rueda dual : 8.2, **10.5***, 13 Ton
- Eje tándem – dual : 15, **18***, 22.5 Ton
- Eje trídem – dual :13, 20, **25.5***, 30.50 Ton

*Valores máximos según ley de tránsito. Los pesos se presentan en toneladas para una mejor comprensión.

2.3.2 Espacio entre ejes

Dado que las estructuras del pavimento flexible no son tan rígidas como el hormigón, la transferencia de las cargas a las capas subyacentes no es tan eficiente. Esto hace que las tensiones máximas se produzcan cerca de la superficie de la capa de mezcla bituminosa. Secciones delgadas de capas bituminosas son especialmente pobres en la transmisión de la carga, y por lo tanto, múltiples cargas por eje actúan como una serie de cargas separadas e independientes. (Gillespie et al., 1993)

Huhtala (1984), Karamihas y Gillespie (1994) reportaron que la distancia entre ejes tiene poco efecto de daño (fisuración por fatiga) en el pavimento flexible. Los daños por fatiga no afectan porque el esfuerzo de compresión de una carga de neumáticos adicionales sólo se extiende alrededor de un metro del neumático, y la distancia entre ejes mínima para la mayoría de los camiones es de 1,2m (4 pies); por lo tanto, en pavimentos flexibles los ejes múltiples se ven como un conjunto de cargas separadas. Sin embargo, estos resultados sólo son aplicables al pavimento con un espesor de capa bituminosa de 5 a 17cm (2 y 7 in.). *Karamihas y Gillespie (1994)* también añadieron que el ahuellamiento no se ve afectado por la distancia entre ejes.

Sobre la base de datos de deformaciones medidas, *Addis (1992)* descubrió que bajo las mismas condiciones de carga, los ejes agrupados causan un daño mucho menor que los ejes simples al pavimento; los ejes trídem también mostraron menor daño por fatiga (fisuración) que los ejes tándem, pero la diferencia no fue significativa.

Seebaly (1992) informó que para dos secciones, gruesa y delgada, en pavimentos flexibles, las configuraciones de doble eje causan menor deformación unitaria por tracción que una sola configuración de eje para una misma carga, tipo de neumático, y presión. Sin embargo, cuando se consideró el criterio de deformación por compresión, los ejes tándem poco espaciados fueron más perjudiciales para los pavimentos flexibles que las cargas de una sola rueda. Los ejes simples con una pequeña separación se supone que son aún más perjudiciales.

Hajek y Agarwal (1990) informaron que la distancia entre ejes tenía influencia significativa en los LEF, y en particular los LEF obtenidos de las deflexiones de la superficie. Un aumento de la distancia entre ejes parece reducir el daño del pavimento. El LEF calculado para ejes tándem se acercó a 2.0 y para los ejes trídem se acercó a 3.0, bajo 80kN (18 kips) de carga. Además la influencia de la distancia entre ejes también es directamente proporcional a la capacidad estructural.

El espaciamiento promedio entre ejes según la guía de diseño mecánica – empírica (1 37 – A.) de la NCHRP es de 1.31m (51.6pulg) para tándem y 1.25m (49.2pulg) para los ejes trídem.

Bavdaz (2010) en su estudio obtuvo para eje tándem una distancia de 1.32m y para trídem de 1.26m, y un espaciamiento entre ruedas duales de 30.40cm, los cuales utilizaremos en nuestro estudio y que además cumplen con la Ley 24.449 (decreto 779/98) vigente.

2.3.3 Características del neumático

Un neumático soporta el peso que le trasmite el eje mediante el establecimiento de un área de contacto relativamente pequeña entre la banda de rodadura y el pavimento. La presión interfacial entre el neumático y el pavimento se distribuye de manera no uniforme en dos dimensiones en el área de contacto. La carga y la presión de los neumáticos afectan significativamente la distribución. La mayor presión de contacto no-uniforme se debe a la rigidez

de flexión en la estructura del neumático. También la velocidad del vehículo y la fricción del pavimento contribuyen pero con menor efecto. (Tielking y Roberts, 1987)

2.3.4 Modelos de distribución de presión uniforme

En el análisis de la estructura del pavimento, se supone que la carga se trasmite en la interface neumático-pavimento a través de una sección circular. La carga aplicada en la superficie se supone a menudo que se distribuye hacia abajo a través del pavimento en un área triangular, como se muestra en la *Figura 2.3*. En los modelos originalmente desarrollados por *Boussinesq* (1885) y *Burmister* (1943), la carga se distribuye de manera uniforme en un área de contacto circular y se conoce comúnmente como el modelo de presión uniforme. Estos modelos describen la distribución de la presión como zonas circulares con presión vertical uniforme. Los efectos de la construcción de los neumáticos y fuerzas laterales de corte fueron ignorados en los análisis estructurales. Por lo tanto, sólo se consideró en las variables de diseño la presión de inflado de los neumáticos y la carga.

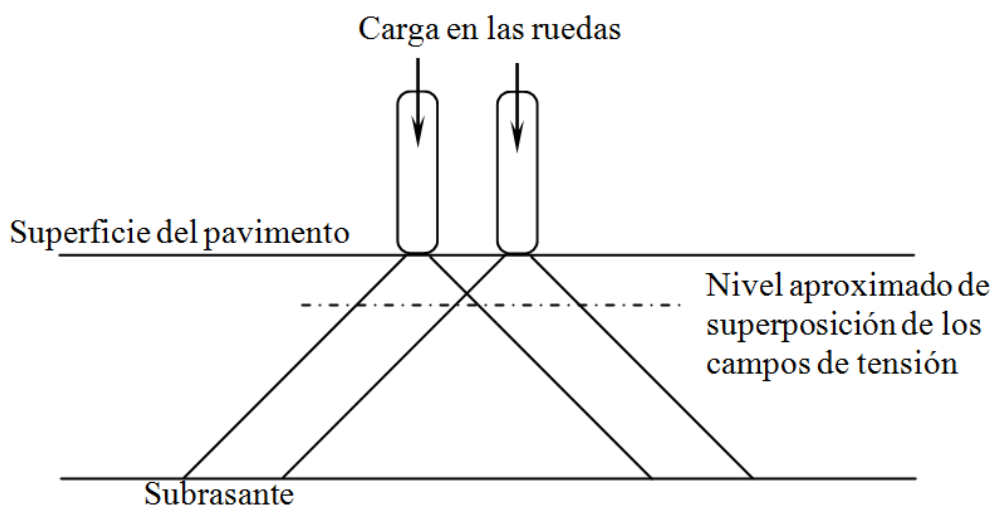


Figura 2.3: Distribución de la carga (Deen et ál., 1980)

Yoder y Witczak (1975) calcularon la presión uniforme con la siguiente expresión:

$$a = \sqrt{\frac{P}{p \cdot \Pi}} \quad (2.1)$$

a : radio de contacto de la presión uniforme

P : carga total en el neumático

p : presión de inflado

Los estudios realizados por *Tielking y Scharpery* (1980) y *Tielking y Roberts* (1987) han demostrado que la estructura del neumático afecta significativamente la presión transmitida a la superficie de contacto y que las distribuciones son en realidad no uniformes. *Roberts* (1987) estuvo de acuerdo con esto y afirmó que la hipótesis de una presión uniforme sólo es válida si el neumático no tiene integridad estructural, tal como una cámara de aire. *Akram et al.* (1992) informaron que ésta suposición simplifica el análisis y no tiene efecto significativo sobre los niveles de tensión en las capas bituminosas en espesores superiores a 51mm (2in). Tampoco afecta la subrasante cuando el espesor de la capa bituminosa es mayor de 51mm (2in).

2.3.5 Efecto de los neumáticos sobre la respuesta del pavimento

Las relaciones de diseño más utilizadas entre el tráfico de camiones y el desempeño del pavimento se desarrollaron en la prueba *AASHO Road Test*. Las nuevas configuraciones de ejes, suspensiones, las características de los neumáticos, y una mayor presión de los neumáticos han cambiado la forma en que la carga se aplica a la superficie del pavimento. Neumáticos diagonales (*bias-ply*), con presiones en frío de 552kPa (80psi) se utilizaron en todos los vehículos de prueba del *AASHO Road Test*. (*Akram et al*, 1992)

Actualmente presiones en el neumático mayores a 690kPa (100psi) son comúnmente utilizadas por la industria del transporte, junto con un aumento del peso del eje. Además, los nuevos diseños de neumáticos, como neumáticos simples de base ancha y neumáticos de perfil bajo, se utilizan con frecuencia hoy en día. (*Morris*, 1987; *Akram et al*, 1992)

2.3.6 Presión de inflado

La presión de los neumáticos siempre ha preocupado a los ingenieros en términos de distribución de carga de los neumáticos sobre un área de contacto adecuado con el fin de minimizar las tensiones distribuidas en el pavimento. En la actualidad, existe una creciente preocupación por el aumento de la presión de los neumáticos que se cree que contribuyen al aumento de los daños del pavimento. Con el fin de adaptarse a los límites mayores de carga, las presiones en los neumáticos promedio han aumentado de 550kPa (80psi - en el *AASHO Road Test*) a 760kPa (110psi) en la actualidad.

Los neumáticos radiales (*radial-ply*) tienden a requerir mayor presión que los neumáticos diagonales (*bias-ply*), debido a la estructura de la correa y a una mayor huella. Sin embargo, en los neumáticos radiales los cinturones ayudan a distribuir los esfuerzos de contacto de manera más uniforme. El efecto neto de cambio de neumáticos radiales a neumáticos diagonales es una reducción en el área de la superficie de contacto. (*Akram et al.*, 1992)

Por otra parte, las presiones de inflado están en incremento debido al remplazo de neumáticos duales por neumáticos de base ancha sometidos a las mismas condiciones carga.

En el pavimento flexible el incremento de presiones de los neumáticos tiene un efecto pronunciado en secciones con capas bituminosas de espesores bajos y un pequeño efecto en espesores gruesos. Para espesores medianos de capas bituminosas, los daños en el pavimento por el aumento de carga son fácilmente controlados, pero no así por la presión de inflado. (*Monismith et al.*, 1988)

Utilizando el programa informático *BISAR*, *Sebaaly y Tabatabaee* (1989) analizaron los efectos de diversos tipos de neumáticos y las presiones de inflado; neumáticos radiales (*radial-ply*), neumáticos diagonales (*bias-ply*), y neumáticos de base ancha (*wide-based*), se probaron en tres condiciones diferentes de carga y más de cuatro espesores diferentes de pavimento. Se informó que los tres tipos de neumáticos provocaron un incremento de hasta cinco por ciento en la deformación unitaria por tracción sobre la superficie bituminosa más gruesa, de 102mm (4in).

Seebaly y Tabatabaee (1989) concluyeron que la presión de inflado afecta la magnitud de los esfuerzos tanto a tracción como a compresión para pavimentos con mezcla asfáltica de 51mm (2in) de espesor. Además, los mayores efectos de la presión se han encontrado en los neumáticos de base ancha, que provocaron un aumento del 40% en la deformación unitaria de tracción cuando la presión cambió de 896 hasta 1000 kPa (130 a 145 psi).

Seebaly (1992) concluyó que la presión de inflado no es un factor de peso si el espesor de concreto asfáltico excede 152mm (6in).

Desde un análisis lineal elástico, *Haas y Papagiannakis* (1986) descubrieron que ante un aumento de presión en los neumáticos de 414 a 827 kPa (60 a 120 psi) bajo una carga constante, la deformación vertical por compresión aumenta hasta en un 8% cerca de la parte superior de una capa bituminosa de 203mm (8in) de espesor. Sin embargo, el cambio en la deformación unitaria de tracción en la parte inferior de la capa bituminosa fue cercana a cero.

Roberts et al. (1986) utilizaron un modelo de elementos finitos y un modelo de presión de la distribución no uniforme para predecir los efectos de la presión de inflado. Llegaron a la conclusión que la tasa de ahuellamiento para todos los espesores de concreto asfáltico (CA) aumentó a medida que la presión de los neumáticos cambiaba de 517 hasta 862 kPa (75 a 125 psi). También observaron que altas presiones en los neumáticos aumentan la cantidad de grietas por fatiga en capas delgadas de CA (por ejemplo, 25 y 51 mm; 1 y 2 pulg).

De mediciones hechas en campo con el instrumental adecuado, *Bonaquist et al.* (1989) informaron que las respuestas del pavimento no se vieron afectadas significativamente por altas presiones en los neumáticos. Las mediciones hechas de la respuesta del pavimento incrementaron en un 10% o menos para las correspondientes presiones de inflado desde 524 a 966 Kpa (76 a 140 psi). También informaron que la predicción de deflexiones a partir de la teoría elástica de capas con una distribución uniforme de la presión se acerca a las deflexiones medidas.

Además un efecto más evidente del aumento de la presión de los neumáticos sería la reducción de la superficie de contacto neumático-pavimento. Investigaciones realizadas por la *Universidad de Texas* encontraron que el área de contacto neumático-pavimento se redujo entre un 8 y 20 % para un aumento del 50% de la presión de los neumáticos. Investigadores en Irlanda informaron que para un aumento de presión de neumáticos 350 a 750 kPa (50 a 110 psi) se redujo el contacto neumático-pavimento en un 35,2% para las ruedas delanteras y en un 22,4% para las ruedas traseras dobles. La empresa *Goodyear* también informó resultados similares para neumáticos de base ancha *super singles*, que son populares en Europa. (Wang F., 2006)

Leomar (2006) menciona que las presiones de inflado han ido en aumento desde la aparición en los años 70 de los neumáticos radiales, y que la presión promedio de inflado actual en Brasil está en 844kPa (120psi).

En el medio las presiones medias en frío que se utilizan son de 100psi para neumático diagonal y de 110 en neumático radial. Se recomienda el uso de presiones de inflado en caliente y se estima que la presión de inflado en caliente es normalmente cerca de un 10 a 15% mayor que la presión de inflado en frío; además se aclara que cuando se inflan los neumáticos al haber recorrido un kilómetro o menos, se habla de un inflado en frío, y al inflarlas con un recorrido mayor, entonces se refiere a un inflado en caliente, ya que se necesita 0.3 kg más de aire para obtener la misma presión que se tiene en frío. (ARA, 2004)

A raíz de los antecedentes descritos en este apartado, en nuestro estudio trabajaremos con presiones de inflado de 120psi.

2.4 Interfaces de capas

Hay dos posibles soluciones extremas en el análisis para el estado de la interface entre dos capas:

- Totalmente unido (en algunos programas como interface áspera (*rough interface*)).
- Totalmente no unido (interface lisa (*smooth interface*)).

En el primer caso las dos capas están totalmente unidas. Esto significa que existe una continuidad en los desplazamientos; los desplazamientos de los puntos en la parte inferior de la capa superior son los mismos que en la parte superior de la capa inferior. La transmisión de las fuerzas de corte se produce entre las dos capas, de hecho, el esfuerzo cortante en la interfaz se ha desarrollado para asegurar la continuidad de desplazamiento. En el segundo caso ambas capas pueden deslizarse sin desarrollar esfuerzo cortante. La condición límite en esta interface es poner a cero los esfuerzos de corte.

Las condiciones de continuidad de interface son:

Interfaces totalmente unidas

$$\left(\sigma_z^*\right)_i = \left(\sigma_z^*\right)_{i+1} \quad (2.2)$$

$$\left(\tau_{rz}^*\right)_i = \left(\tau_{rz}^*\right)_{i+1} \quad (2.3)$$

$$\left(W^*\right)_i = \left(W^*\right)_{i+1} \quad (2.4)$$

$$\left(U^*\right)_i = \left(U^*\right)_{i+1} \quad (2.5)$$

Interfaces totalmente no unidas:

$$\left(\sigma_z^*\right)_i = \left(\sigma_z^*\right)_{i+1} \quad (2.6)$$

$$\left(W^*\right)_i = \left(W^*\right)_{i+1} \quad (2.7)$$

$$\left(\tau_{rz}^*\right)_i = \left(\tau_{rz}^*\right)_{i+1} \quad (2.8)$$

$$\left(\tau_{rz}^*\right)_i = 0 \quad (2.9)$$

$$\left(\tau_{rz}^*\right)_{i+1} = 0 \quad (2.10)$$

Muchos de los programas comerciales permiten la definición de cada interface entre capas, ya sea totalmente unida o completamente desunida. La consideración de situaciones

intermedias para la adhesión se puede hacer por interpolación. Algunos programas incluyen soluciones interesantes para la vinculación parcial entre capas.

La cuestión principal respecto a la condición de interface de capa es la falta de experiencia en este campo, y la dificultad de asumir los valores reales en el análisis. La situación real entre las capas CA y las bases estabilizadas con cemento parece estar en algún lugar entre totalmente unidas a no unidas. En cuanto a la situación entre dos capas granulares el problema es más difícil, la práctica común es asumir un enlace completo entre todas las capas. (Mateos, 2000)

Una hipótesis interesante es la que se hizo con el programa *BISAR* y es la siguiente: el modelo de vinculación parcial entre capas. Se supone que las tensiones tangenciales en la interface son proporcionales al desplazamiento relativo entre los puntos adyacentes a ambos lados de la interfaz. (De Jong et al., 1973).

2.5 Materiales

En general, las propiedades de una sola capa de material no tienen un gran efecto sobre el rendimiento del sistema de pavimento. En cambio, la interacción entre cada una de las capas controla la respuesta del pavimento a la carga.

Los pavimentos flexibles son sistemas de capas, con materiales de alta calidad en la parte superior, bajando la calidad proporcionalmente a la profundidad. Generalmente los pavimentos flexibles tienen cuatro capas distintas, como: concreto asfáltico (CA), base, subbase y el suelo existente llamado subrasante. Pavimentos flexibles *full depth* consisten en una o más capas de mezcla asfáltica colocadas sobre la subrasante. El espesor de la superficie, la base, la subbase, el soporte de la subrasante, y los factores ambientales contribuyen a la resistencia y el rendimiento general de los pavimentos flexibles. (Huang, 2004)

2.6 Concreto asfáltico

El concreto asfáltico - material bituminoso - es un material compuesto por agregados embebidos en una matriz de cemento asfáltico, que une y llena el espacio dejado por éstos. El

cemento asfáltico da al sistema flexibilidad y provee integridad estructural, cubriendo los agregados y dándole a la mezcla propiedades cohesivas. Dado que el cemento asfáltico es semi-sólido a temperaturas ambiente, la calidad de la granulometría de los agregados juega aquí un papel mucho más importante que en los pavimentos rígidos. Un concreto asfáltico debe tener una cantidad precisa de cemento asfáltico para proveer el porcentaje de vacíos deseado para la mezcla.

El módulo, dinámico o resiliente, en mezclas asfálticas es altamente sensible a la temperatura y a la razón de aplicación de carga. Debido a que el asfalto es un material visco elástico, el módulo de una mezcla asfáltica puede aproximarse a la de un material granular sin compactar a altas temperaturas y aún más frente a aplicación de carga lenta (vehículos a bajas velocidades). Por otro lado, a temperaturas bajas y razones pequeñas de aplicación de carga, el material puede tener un comportamiento elástico con valores de módulo cercanos a materiales de concreto de cemento Portland. De esta manera el módulo es función de la temperatura, la razón de carga, el envejecimiento y las características de la mezcla, como: viscosidad y contenido del ligante, granulometría del agregado y vacíos. (Elizondo et al, 2008)

El módulo del concreto asfáltico - resiliente o dinámico - es una propiedad importante del material en cualquier procedimiento mecanístico de diseño y análisis de pavimentos flexibles. De hecho, el módulo resiliente es la propiedad del material requerida en el procedimiento empírico de diseño de la *Guía de Diseño AASHTO 1993* y es uno de los principales parámetros – módulo dinámico - de entrada en la guía de diseño mecanístico – empírico *MEPDG 1 37 – A* de la *NCHRP*. El módulo se ha constituido como un elemento fundamental en el diseño/evaluación de pavimentos; por lo que ha sido introducido como un elemento que caracteriza de manera racional el comportamiento esfuerzo – deformación de los materiales que conforman la estructura.

Aunque el módulo se puede determinar en laboratorio, este procedimiento requiere de mucho tiempo, equipo costoso y entrenamiento especializado de operadores. Por tal razón, el desarrollo de ecuaciones para predecir módulos, estrictamente basadas en propiedades de la mezcla, se ha intentado por muchas décadas. Los modelos de predicción - de acuerdo con *Bari y Witezak* (2006) - desarrollados en los últimos 60 años se resumen en la siguiente la *Tabla 2-2*.

Tabla 2-2 Lista de modelos de predicción de E^* (Bari and Witzak, 2006).

Modelo No.	Modelo de predicción E^*	Año (publicación)
1	Van der Poel Model	1954
2	Bonnaure Model	1977
3	Shook and Kallas' Models	1969
4	Witzak's Early Model, 1972	1972
5	Witzak's and Shook's Model	1978
6	Witzak's 1981 Model	1981
7	Witzak, Miller and Uzan's Model	1983
8	Witzak and Akhter's Models	1984
9	Witzak, Leahy, Caves and Uzan's Models	1989
10	Witzak and Fonseca's Model	1996
11	Andrei, Witzak and Mirza's Revised Model	1999
12	Hirsch Model of Chistensen, Pellinen and Bonaquist	2003

Martinez (2009) evaluó 7 ecuaciones de predicción de módulo. Consistió en obtener los módulos experimentalmente y luego compararlos con los modelos de predicción. Para obtener los valores de módulo en laboratorio utilizó el ensayo de tracción indirecta (IDT) con cargas dinámicas sinusoidales; ensayó 42 mezclas bituminosas diferentes comúnmente utilizadas en la Argentina, concluyendo que cuando no se dispone de resultados experimentales de módulo de una mezcla asfáltica, es posible obtener estimaciones confiables como aproximación para las mezclas típicas de la Argentina.

En nuestra investigación utilizaremos la ecuación de *Witzak* recalibrada por *Martinez*. La recalibración consiste en corregir el sesgo observado y considerar los ajustes a las condiciones locales referidas, como: características del ligante, propiedades volumétricas o el modo de ensayo; además introducir factores de corrección asumiendo la misma forma funcional y ajustar los coeficientes numéricos utilizando regresión no lineal por mínimos cuadrados. La recalibración de ese modelo a los resultados experimentales del estudio resultó:

$$\log E^* = 5.280812 + 0.14729.p200 - 0.010276(p200)^2 - 0.114953Va - 1.692467\left(\frac{Vb}{Vb + Va}\right) + \frac{1.791422 + 0.034422.p38 - 0.000716(p38)^2}{1 - e^{[-0.293418 - 1.174594(\log f) - 1.104758(\log \eta)]}} \quad (2.11)$$

E^* : módulo (Mpa)

η : viscosidad del ligante a la temperatura de ensayo, (10^6 poises)

f : frecuencia de carga del ensayo, Hz

Va : contenido volumétrico de vacíos de aire (%)

Vb : contenido volumétrico efectivo de ligante bituminoso (%)

* $p34$: porcentaje retenido acumulado en el tamiz # 3/4 (%)

$p38$: porcentaje retenido acumulado en el tamiz # 3/8 (%)

* $p4$: porcentaje retenido acumulado en el tamiz # 4 (%)

$p200$: porcentaje pasante por el tamiz # 200 (%)

* Los coeficientes que afectaban a $p4$ y a $p34$ en la regresión numérica fueron igual a cero.

La viscosidad del ligante asfáltico a la temperatura de interés es un parámetro de entrada crítico para la ecuación del módulo. Para condiciones de envejecimiento, la viscosidad del aglomerante asfáltico a la temperatura de interés se determina a partir de las relaciones de temperatura - viscosidad *ASTM* definidas por la siguiente ecuación:

$$\text{Log log } \eta = A + \text{VTS log TR} \quad (2.12)$$

η : viscosidad (cP)

TR : temperatura Rankine

A : coeficiente de regresión

VTS : coeficiente de regresión de la susceptibilidad térmica de la viscosidad

Tabla 2-3 Parámetros A y VTS RTFOT recomendados, basados en el grado de viscosidad del asfalto (Witczak et al, 1998)

Grado	A	VTS
AC-2.5	11.5167	-3.8900
AC-5	11.2614	-3.7914
AC-10	11.0134	-3.6954
AC-20	10.7709	-3.6017
AC-30	10.6316	-3.5480
AC-40	10.5338	-3.5104

El valor de frecuencia lo calculamos con la metodología que presenta *Huang* (2004), utilizando el modelo de *Barksdale* (1971) para calcular la duración de la carga, para el cual se entra al modelo con la profundidad del pavimento y la velocidad; seguido se calcula la frecuencia con el modelo de *Van Der Poel* (1954) que a continuación se presenta:

$$t = \frac{1}{2 \cdot \Pi \cdot f} \quad (2.13)$$

Donde, t es la duración de la carga, y f es la frecuencia. En nuestra investigación trabajaremos con una frecuencia de 10Hz.

2.1.1.1 Valores de modulo del concreto asfáltico para condiciones argentinas.

Se realizó una recopilación de información para poder utilizar el modelo de *Martinez* (2009). En un inicio de la investigación se realizó un relevamiento de conformes a obra (CAO) de diferentes vías del país. Se relevaron alrededor de mil puntos diferentes de los CAOs, concluyendo que los valores presentados en los conforme a obra son valores que se apegan a los valores de normas argentinas, como por ejemplo la norma de *Dirección Nacional de Vialidad, Comisión Permanente del Asfalto (C.P.A)* o *Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires (DVBA - 2007)*. En la *Tabla 2-4* se presentan todos los husos granulométricos de tres organismos importantes del medio.

Además, en base a normas, se escogió como valores de entrada: porcentaje volumétrico de vacíos de aire de 4% y un contenido de ligante de 5.5% en peso. Las temperaturas utilizadas fueron 10°C, 18°C y 28°C que se justifican en este mismo capítulo en la sección temperatura. Los tipos de cemento asfáltico empleados fueron AC-10, AC-20 y AC-30 que son los 3 tipos de asfalto utilizados en Argentina.

Se calcularon los módulos para cada una de las mezclas presentadas en la *Tabla 2-4* Husos granulométricos para diferentes mezclas asfálticas según organismos. En la *Figura 2.4* se presentan los módulos de cada una de las mezclas a diferentes temperaturas. De los valores que se obtuvieron se eliminaron algunas mezclas asfálticas que no son representativas para el análisis, ni recomendadas para usar con el modelo de *Witczak - Martinez* como la mezcla microasfáltico F10. De la lista de mezclas depuradas se obtuvieron los valores de módulo de mezcla asfáltica. En la *Figura 2.5* se presentan los valores de módulo en función de la temperatura, para lo cual las mezclas escogidas fueron la 10 (CAC D19), 11 (CAC S 19), 12 (CAC S 25), 13 (CAC G19), 19 (DNV -CA B) y 22 (DVBA – CA) de la *Tabla 2-4*. Se escogieron valores medios con lo cual se obtuvo: 5.700MPa (10°C – 10Hz), 5.000MPa (18°C – 10Hz) y 3.100MPa (28°C – 10Hz).

Tabla 2-4 Husos granulométricos para diferentes mezclas asfálticas según organismos

No.	Organización	Nombre de la mezcla asfáltica	37.5	25 mm	19 mm	12.5	9.5 mm	No.3	4.75	No.8	No.100	75 um						
			mm 1 1/2"	1"	3/4"	mm 1/2"	3/8"	mm	mm	No. 8	No. 100	NO.						
1	Comisión Permanente del Asfalto (2010)	Concreto Asfáltico en Caliente Denso (CAC D 12)			100	95	80	87	72		65	50	50	35		8	5	
2		Concreto Asfáltico en Caliente Semidenso (CAC S 12)			100	95	80	86	71		62	47	45	35		8	4	
3		Concreto Asfáltico Drenante CAD12				100	70	80	50		30	15	22	10		6	3	
4		Microconcreto asfáltico en caliente MAC M8				-		100			80	60	28	15	25	15	8	5
5		Microconcreto asfáltico en caliente MAC M10					100	97	75	60	35	28	15	25	12		8	5
6		Microconcreto asfáltico en caliente MAC F8					-	100			80	60	40	25	35	20	10	7
7		Microconcreto asfáltico en caliente MAC F10					100	97	75	65	40	40	25	35	20		10	7
8		Concreto asfáltico SMA 10				-		100	90		43	28	28	22			13	10
9		Concreto asfáltico SMA 12				100		100	90		32	25	27	20			13	9
10		Concreto asfáltico convencionales				100			83		60	45	47	33			8	5
11		Concreto asfáltico convencionales semidensos (CAC S 19)				100			100		57	42	44	29			8	4
12		Concreto asfáltico convencionales semidensos (CAC S 25)*				100	95	80	87	72		52	36	40	26		8	4
13		Concreto asfáltico convencionales grueso (CAC G 19)*				100			100		48	33	37	22			4	2
14		Concreto asfáltico convencionales grueso (CAC G 25)*				100	95	78	84	67		44	28	34	20		4	2
15		Concreto asfáltico drenante CAD 19						100			25	9	10	5			5	2
16		Concreto asfáltico SMA 19						100			25	20	23	16			13	9
17		Concreto asfáltico para base				100			95	80		45	30				6	2
18		Concreto asfáltico para carpeta A.						100				55	32				10	4
19		Concreto asfáltico para carpeta B.						100				60	35				12	5
20		Vialidad (1998)	Suelo Calicéreo arena-asfalto	100							100	50	80	40			20	4
21			Arena- Asfalto (Gruesa)								100	85	90	80			10	14
22			Carpeta Concreto Asfáltico								90	70					8	2
23		DVBA (2007)	Base Granular Asfáltica								100						6	2

* Estos husos granulométricos no deben utilizarse en mezclas para carpeta de rodamiento.

Pliego de Especificaciones para mezclas asfálticas en calida GRUESAS/BAJO ESPESOR - Comisión Permanente del Asfalto C.P.A. (2010)

Pliego de Especificaciones Técnicas Generales - Dirección Nacional de Vialidad (1998)

Pliego Único de Especificaciones Técnicas Generales de las Direcciones de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires (DVBA - 2007)

MEZCLAS
GRUESAS

MEZCLAS
DEGADAS

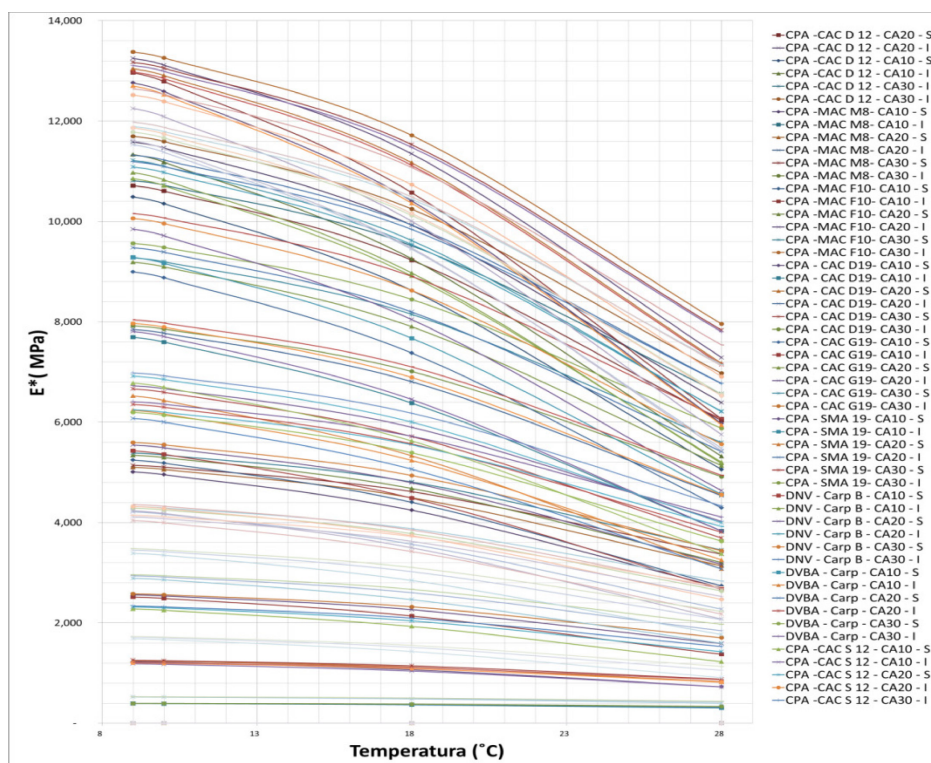


Figura 2.4: Módulos de mezcla asfáltica en base a normas según organismos argentinos.

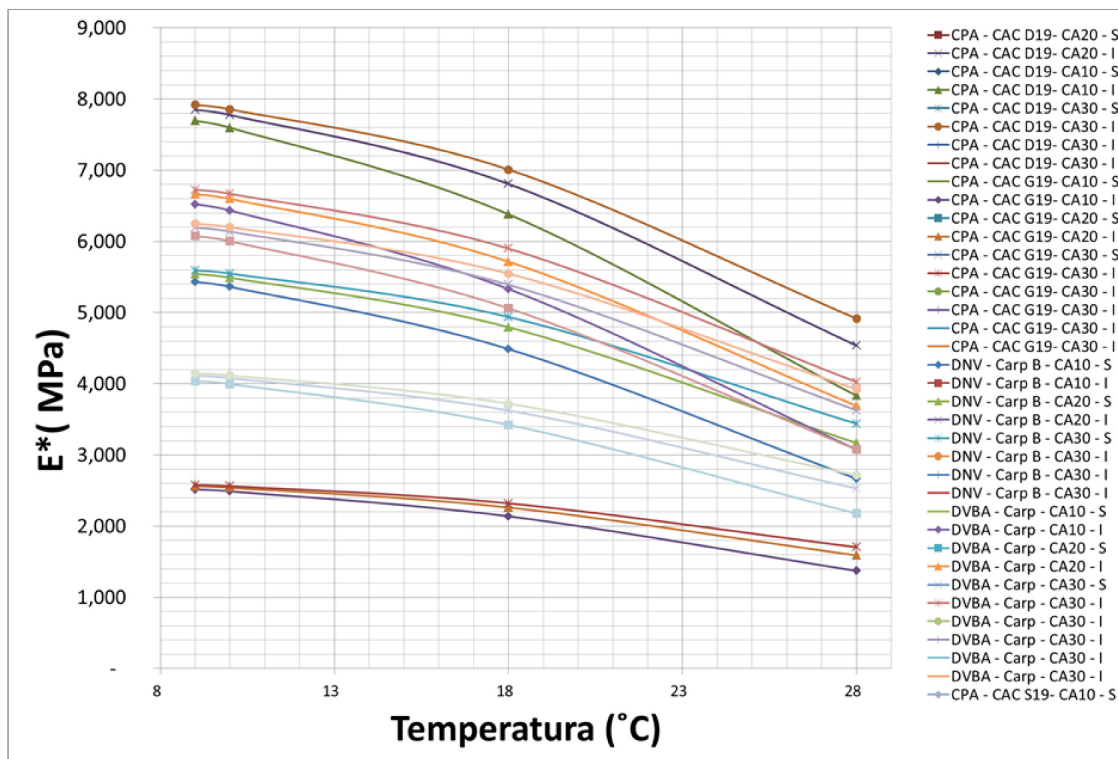


Figura 2.5: Módulos de mezcla asfáltica (depurado) en base a normas según organismos argentinos.

2.1.1.2 Antecedentes bibliográficos de valores de módulos de mezcla asfáltica:

A continuación se presenta una recopilación bibliográfica de valores de módulo de mezcla asfáltica con el objetivo de comparar los valores de modulo calculados para condiciones argentinas.

Yoder (1973) y Huang (2004) presentaron la misma tabla de valores típicos de módulo:

Tabla 2-5 Valores típicos de módulo dinámico de mezcla asfáltica (Yoder 1973 – Huang 2004)

Temp. °C	Frecuencia de la carga (Hz)								
	1			4			16		
	Rango		Media	Rango		Media	Rango		Media
4	4,137	12,411	8,274	6,206	18,616	11,032	6,895	20,685	12,411
21	1,379	4,137	2,069	2,758	6,206	3,448	3,448	7,585	4,827
38	345	1,035	483	483	1,517	690	690	2,207	1,104

Nota: Los valores de modulo están en MPa

Chou et al. (1989) basados en estudios de retrocálculo concluyeron que el rango de valor de módulo de mezcla asfáltica está en entre: 50.000 a 2.000.000 psi (345 a 13790 MPa).

AASHTO (1993) en su guía de diseño recomienda, en el caso de mezcla asfáltica densa graduada, el uso de un módulo resiliente (21°C) de 450.000 psi (3100MPa - 3.1GPa) que según guía de diseño corresponde a un coeficiente de capa 0.44.

Stubstad (2006) presentó una tabla de rangos de valores para colocar cuando se realiza el retrocálculo (*Tabla 2-6*).

People (2008) presentó una tabla con los valores de módulos típicos para Nueva Zelanda (*Tabla 2-7*).

En la *Tabla 2-7* se puede apreciar un ligero aumento de los valores de módulos característicos con el aumento del tamaño máximo de agregado de la mezcla. Sin embargo, hay un aumento significativo en el módulo con el aumento de la rigidez del asfalto. Por Ejemplo: para el tipo de asfalto Class 170 en comparación con el Class 600. (People, 2008)

Tabla 2-6 Rangos de valores razonables de varias capas de pavimento según la base de datos de LTPP (The Long-Term Pavement Performance - FHWA)

	Codigo LTPP	Rangos Razonables			
		Mpa		Psi	
		Min	max	min	max
Materiales Base					
Asphalt-Treated Mixture, not Permeable Asphalt-Tread Base (PATB)	321	700	25.000	101.500	3.625.000
Gravel, Uncrushed	302	50	750	7.250	108.750
Crushed Stone	303	100	1.500	14.500	217.500
Crushed Gravel	304	75	1.000	10.875	145.000
Sand	306	40	500	5.800	72.500
Soil-Aggregate Mixture (predominantly fine-grained)	307	50	700	7.250	101.500
Soil-Aggregate Mixture (predominantly coarse-grained)	308	60	800	8.700	116.000
Fine Grained Soil or Base	309	35	450	5.100	65.000
Hot-mixed AC	319	700	25.000	101.500	3.625.000
Sand Asphalt	320	700	25.000	101.500	3.625.000
Dense-Graded, Cold-Laid, Central Plant Mix AC	323	700	25.000	101.500	3.625.000
Open-Graded, Hot Laid, Central Plant Mix AC	325	350	3.500	50.750	507.500
Cement Aggregate Mixture	331	2.000	20.000	290.000	2.900.000
Econcrete	332	3.500	35.000	507.500	5.075.000
Lean Concrete	334	4.500	45.000	652.500	6.525.000
Soil Cement	339	1.000	7.000	145.000	1.015.000
Open-Graded, Cold Laid, In-Place Mix AC	327	200	3.000	29.000	435.000
Limerock; Caliche	337	150	1.500	21.750	217.500
Other-Treated Base (TB)	350	400	8.000	58.000	1.160.000
Bound Surface Courses					
Concrete Surface (uncracked)		10.000	70.000	1.450.000	10.150.000
AC Surface ($\geq 0^{\circ}\text{C}$ - $\leq 45^{\circ}\text{C}$, not alligatored)		7.000	25.000	101.500	3.625.000
Unbound Subgrades					
Any unbound type		15	650	2.175	942.250

Tabla 2-7 Valores característicos de módulo de típicas mezclas asfálticas de Nueva Zelanda

Tipo de Asfalto	Tamaño Máximo (mm)					
	10		14		20	
	Rango	Típico	Rango	Típico	Rango	Típico
Class 170	2000-6000	3500	2500-4000	3700	2000-4500	4000
Class 320	3000-6000	4500	2000-7000	5000	3000-7500	5500
Class 600	3000-6000	6000	4000-9000	6500	4000-9500	7000
Multigrade	3300-5000	4500	3000-7000	5000	4000-7000	5500
A10E	1500-4000	2200	2000-4500	2500	3000-7000	3000

Federal Aviation Administration (2009) utiliza para el diseño de pavimentos los valores que se observan en la *Tabla 2-8*.

Tabla 2-8 Valores de entrada de Módulo para diseñar en el software FAARFIELD (Software que utiliza la FAA para dimensionar los pavimentos aeroportuarios).

Valores de entrada en FAARFIELD		
Tipo de Capa	Rango de Módulo	
	Psi	MPa
P-401	200.000	1.379
P-501	4.000.000	27.579
P-401/P-403	400.000	2.758
Variable stabilized (flexible)	250.000 a 700.000	1.700 a 4.800
P-306	700.000	4.826
P-304	500.000	3.447
P-301	250.000	1.724
Variable stabilized (rigid)	250.000 a 700.000	1.700 a 4.800
P-209	75.000	517
P-154	40.000	276
Undefined	1.000 a 4.000.000	7 a 27.600

Federal Aviation Administration (2011) presentó una tabla de valores de módulos típicos a ser utilizados en el retro cálculo (*Tabla 2-9*).

Tabla 2-9 Típicos valores de modulo y rangos para capas de pavimento.

Material	Valor bajo		Valor típico		Valor Alto	
	Psi	MPa	Psi	MPa	Psi	MPa
Asphalt Concrete	70.000	500	500.000	3.500	2.000.000	14.000
Portland Cement Concrete	1.000.000	7.000	5.000.000	35.000	9.000.000	60.000
Lean-Concrete base	1.000.000	7.000	2.000.000	14.000	3.000.000	20.000
Asphalt-treated base	100.000	700	500.000	3.500	1.500.000	10.000
Cement-treated base	200.000	1.400	750.000	5.000	2.000.000	14.000
Granular base	10.000	70	30.000	200	50.000	350
Granular subbase or soil	5.000	30	15.000	100	30.000	200
Stabilized soil	10.000	70	50.000	350	200.000	1.400
Cohesive soil	3.000	20	7.000	50	25.000	170

Bell (2014) presentó una tabla con los rangos de valores representativos de la mezcla asfáltica (Tabla 2-10).

Tabla 2-10 Típicos valores de módulo resiliente para capas de pavimento

Materiales	Módulo Resiliente	
	Mpa	Psi
Mezcla asfáltica 0°C	14.000	2.000.000
Mezcla asfáltica 21°C	3.500	500.000
Mezcla asfáltica 49°C	150	20.000

Lilli (1997) en el estudio de “Ejes equivalentes para diseño de pavimentos flexibles” utilizó 550.000psi (3.800MPa) como valor de módulo en la mezcla asfáltica y propuso la siguiente configuración de espesores/módulos que se resumen en la Tabla 2-11.

Tabla 2-11 Valores tomadas por Lilli (1997) para el estudio de LEF.

Capa	Modulo (psi)	Modulo (MPa)	Poisson	SN=2,71		SN=3,88		SN=5,67		
				espesor (pulg)	espesor (cm)	espesor (pulg)	espesor (cm)	espesor (pulg)	espesor (cm)	
1	Carpeta CASF	550.000	3.792	0,35	2	5	4,8	12	9,6	24
2	Base Granular	30.000	207	0,45	4,8	12	6	15	7,2	18
3	Subbase SS1	20.000	138	0,45	6	15	7,2	18	8	20
4	Subbase SS2	12.000	83	0,45	6	15	8	20	8	20
5	Subrasante	CBR = 3; Mr=4500								

Los módulos fueron asignados a mezclas convencionales tipo Shell S1-F1-50, para un WMAAT = 15 C y representan condiciones de temperatura y características dinámicas del tránsito.

Luego de la recopilación, se presenta una tabla resumen de los valores de módulo (Tabla 2-12).

Tabla 2-12 Resumen con los valores de módulos sugeridos por cada autor/organismo para Diseño/Retrocálculo.

Autor	Tipo	Psi	MPa	Uso
Yoder (1973) y Huang (2004)	Mezcla Asfáltica	500.000	3.500	Diseño
AASHTO (1993)	Mezcla Asfáltica	450.000	3.100	
Stubstad FHWA(2006)	Mezcla Asfáltica/ Base Asfáltica / Arena-Asfálto	100.000 a 600.000	700 a 25.000	Retrocálculo
	Mezcla asfáltica abierta			
	Mezcal Reciclada en frio	29.000 a 435.000	200 a 3.000	
People - Nueva Zelanda (2008)	Class 170 (tráfico liviano)	580.000	4.000	Diseño
	Class 320 (tráfico medio)	800.000	5.500	
	Class 600 (tráfico pesado)	1.000.000	7.000	
	Concreto asfáltico	200.000	1.400	
FAA (2009)	Base Asfáltica	390.000	2.700	
FAA (2011)	Concreto asfáltico	500.000	3.500	Retrocálculo
	Base asfáltica	500.000	3.500	
Bell (2014) - Univ. Oregón	Concreto asfáltico	500.000	3.500	Diseño
Lilli (1997)	Concreto asfáltico	550.000	3.800	Evaluación

Para nuestro estudio utilizaremos: 5700MPa (10°C – 10Hz); 5000MPa (18°C – 10Hz) y 3100MPa (28°C – 10Hz).

2.1.2 Propiedades de base y subbase

Para los materiales granulares, la estabilidad de la mezcla de agregados depende de la granulometría, la densidad relativa, la fricción interna y la cohesión. Una base granular o una subbase se diseñan para una máxima estabilidad y un alto ángulo de fricción interno. La granulometría y el contacto entre partículas proveen la resistencia al corte necesario. La resistencia de materiales no ligados esta expresada en función de CBR, ensayos triaxiales y R-valores.

De ensayos triaxiales se puede obtener el módulo de resiliencia, que es la propiedad más importante, porque se refiere al comportamiento del material bajo tensiones - deformaciones en condiciones normales de carga que recibe el pavimento.

A pesar de la existencia de ensayos triaxiales, en la mayoría de los países en desarrollo el ensayo alternativo más utilizado es el *California Bearing Ratio* conocido por sus siglas CBR. Desde la utilización del ensayo triaxial, se han desarrollado algunas correlaciones entre el Mr y el CBR, tales como:

$$\text{Heukelom and Foster (1960)} \quad \text{Mr (Mpa)} = 10.34 \times \text{CBR} \quad (\text{CBR} < 20 \%) \quad (2.14)$$

$$\text{Skok \& Finn (1962)} \quad \text{Mr (Mpa)} = 13.4 \times \text{CBR} \quad (\text{todos los suelos}) \quad (2.15)$$

$$\text{Dauzats and Linder (1982)} \quad \text{Mr (Mpa)} = 5 \times \text{CBR} \quad (\text{CBR} < 15 \%) \quad (2.16)$$

$$\text{Freeme et al (1982)} \quad \text{Mr (Mpa)} = 15 \times \text{CBR} \quad (\text{CBR } 3 \text{ a } 15 \%) \quad (2.17)$$

$$\text{Shell (1978), AASHTO (1993)} \quad \text{Mr (Mpa)} = 10 \times \text{CBR} \quad (\text{suelos finos } < 10 \%) \quad (2.18)$$

También existen en la bibliografía relaciones no lineales entre Mr y CBR por ejemplo:

$$\text{Jeuffroy and Bachelez (1962)} \quad \text{Mr (Mpa)} = 6.5 \times \text{CBR}^{0.67} \quad (2.19)$$

$$\text{Green and Hall (1975) USACE}^3 \quad \text{Mr (Mpa)} = 37.29 \times \text{CBR}^{0.71} \quad (2.20)$$

$$\text{Webb and Campbell (1986) Georgia DOT} \quad \text{Mr (Mpa)} = 21.5 \times \text{CBR}^{0.48} \quad (2.21)$$

$$\text{Ullidtz (1987)} \quad \text{Mr (Mpa)} = 10 \times \text{CBR}^{0.73} \quad (2.22)$$

$$\text{South African CSIR}^4 \quad \text{Mr (Mpa)} = 20.7 \times \text{CBR}^{0.64} \quad (2.23)$$

$$\text{McQueen (2001) FAA – NAPTF}^5 \quad \text{Mr (Mpa)} = 23.2 \times \text{CBR}^{0.68} \quad (2.24)$$

$$\text{Lister (1987) - AASHTO (2004)} \quad \text{Mr (Mpa)} = 17.6 \times \text{CBR}^{0.64} \quad (2.25)$$

$$\text{Ohio DOT (2008)} \quad \text{Mr (Mpa)} = 17.6 \times \text{CBR}^{0.64} \quad (2.26)$$

En la *Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Rosario* en Argentina han trabajado en la determinación del módulo resiliente de suelos mediante el ensayo triaxial dinámico desde el año 1985. Con una vasta información de módulos, concluyen que el siguiente modelo es adecuado a la hora de proponer una estructura (para condiciones locales):

$$\text{IMAE (Rosario - Argentina)} \quad \text{Mr (MPa)} = 18 \times \text{CBR}^{0.64} \quad (2.27)$$

Existe una gran discusión sobre el uso de las ecuaciones anteriores por múltiples factores, uno de ellos es que el resultado del ensayo de CBR es una medida empírica indirecta de la resistencia al corte y de la rigidez del material en condiciones no drenadas, que se mide bajo una carga maciza unitaria (en un pavimento, la carga es cíclica). Además, los niveles de esfuerzo en

3 The US Army Corps of Engineers: Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos

4 La ecuación fue presentada por Witezak et al. 1995 and Sukumaran et al. 2002 pero en las referencias de dichos estudios no se presentó la fuente original de la ecuación. El autor de este estudio a pesar de muchos intentos no fue capaz de localizar la obra original publicada.

5 La Administración Federal de Aviación (FAA) de Estados Unidos en Nueva Jersey mantiene un laboratorio de ensayos a gran escala de pavimentos, el cual lleva el nombre de Centro Nacional de Pruebas de Pavimentos (NAPTF)

un pavimento son mucho más bajos que aquellos que se generan en la muestra cuando se realiza el ensayo de CBR. (Reyes Lizcano, 2007)

Para nuestro estudio el uso de estas ecuaciones es apto porque los módulos que se necesitan son módulos referenciales, tratando de realizar un barrido de valores. También se puede observar que en la *Guía de Diseño MEPDG* (ARA, 2004) se recomienda el uso de las ecuaciones de CBR cuando se diseña para un nivel de diseño dos. Asimismo en la guía de diseño, en los procedimientos utilizados para obtener el modelo de deformaciones permanentes en pavimento flexible - *APPENDIX GG-1* – se utiliza la *Ecuación (2.27)* y se introducen valores de CBR para dimensionar los módulos de las estructuras.

La capacidad de las capas granulares varía con los cambios estacionales y esto tiene efectos predominantes sobre el desempeño del pavimento. *Gillespie et al.* (1993) informaron que los espesores de base y subbase tienen efectos modestos sobre los daños provocados por la fatiga en pavimentos flexibles. Reducir el espesor de la base de 279mm a 203mm (11 a 8 in) y el espesor de subbase de 420mm a 279mm (16.5 a 11 in) resultó en una disminución de sólo 9% en daño por ahuellamiento. Sin embargo, a pesar de que el espesor de las capas base y subbase tiene poco efecto sobre el ahuellamiento, capas más gruesas de base y subbase ayudarían a mitigar la compactación de la subrasante.

2.1.3 Propiedades de la subrasante

La subrasante es el suelo que sirve como fundación para todo el paquete estructural. En la década de 1940, el concepto de diseño de pavimentos estaba basado en las propiedades ingenieriles de la subrasante. Estas propiedades eran la clasificación de suelos, la plasticidad, la resistencia al corte, la susceptibilidad al hielo y el drenaje. Desde finales de la década de 1950, se puso más énfasis en las propiedades fundamentales de la subrasante y se idearon ensayos para caracterizar mejor a estos suelos. (EICAM; 1998)

La calidad de soporte de la subrasante tiene una influencia significativa en la exigencia estructural de las capas colocadas por encima de la subrasante, y por ende, en el rendimiento

global del pavimento. Los procedimientos de diseño/evaluación requieren el uso del módulo efectivo de la subrasante representada con las variaciones estacionales. Además la subrasante tiene un efecto significativo en el ahuellamiento y una influencia mínima en la fatiga. Sin embargo una subrasante débil puede significar el agrietamiento de daño por fatiga cuando las capas de pavimento utilizadas son delgadas.

En nuestro estudio no se considera la existencia de lecho de roca. Asumiremos que el lecho de roca se encuentra a más de 3.65m (12ft) de la superficie del pavimento. A una distancia menor influye en la respuesta estructural de las capas del pavimento.

2.1.4 Relación de Poisson.

Es un coeficiente elástico que proporciona una medida de la reducción de la sección de un material elástico lineal e isótropo cuando se estira longitudinalmente y se adelgaza en las direcciones perpendiculares a la del estiramiento.

El coeficiente de Poisson (ν) es requerido para el cálculo del modelo de respuesta estructural, aunque su efecto en el cálculo de la respuesta del pavimento no es muy significativo. Como resultado, este parámetro es rara vez medido, por tal razón permite el uso de valores típicos en el análisis en lugar de recurrir a complejas pruebas de laboratorio.

A lo largo de la bibliografía existen algunos criterios como por ejemplo: para subrasantes arcillosas, el coeficiente de Poisson varía desde 0,4 hasta 0,5. Un valor de 0.5 se toma habitualmente por condiciones de vía húmeda (Brown y Pell, 1972). *Mitchell y Monismith* (1977) recomiendan un valor de 0,5 para arcillas saturadas, 0,35 para arenas y 0.4 para suelos en la subrasante. *Allen y Thompson* (1974) recomiendan un rango de 0,35 a 0,4 para el coeficiente de Poisson del material granular. *Uzan et al*, (1972) discuten acerca de la no-linealidad del valor ν en materiales granulares e informaron que incluso puede suponer un valor de 0.6 a 0.7. El rango de valores del coeficiente de Poisson (ν) en mezclas bituminosas es de 0.35 a 0.50; un valor de 0.50 es relevante para las temperaturas más altas (Pell, 1987).

El coeficiente ν tiene diferentes valores de acuerdo a diferentes criterios, pero al no tener tanto peso en el cálculo se establecen rangos y valores típicos que se resumen en la *Tabla 2-13*.

Tabla 2-13 Coeficiente de Poisson para diferentes materiales (Huang, 2004)

Material	Rango	Típico
Mezcla bituminosa caliente	0.30 - 0.40	0.35
Hormigón	0.15 - 0.20	0.15
Materiales granulares no tratados	0.30 - 0.40	0.35
Materiales granulares tratados con cemento	0.10 - 0.20	0.15
Suelos finos tratados con cemento	0.15 - 0.35	0.25
Materiales estabilizados con cal	0.10 - 0.25	0.20
Arena densa	0.20 - 0.45	0.35
Suelos finos	0.30 - 0.50	0.40
Arcillas saturadas	0.40 - 0.50	0.45

2.1.5 Configuración de espesores en los Pavimentos

A continuación se realiza una recopilación bibliográfica internacional además se presenta espesores de algunos pavimento de rutas nacionales argentinas, para sustentar la configuración de espesores de pavimentos a escoger.

AASHO (1960) para la prueba *Road Test* construyeron seis pistas experimentales con distintas configuraciones, que se indican en la *Tabla 2-14*. Se utilizó sólo un conjunto de materiales y un solo tipo de subrasante para cada tipo de pavimento.

En capas bituminosas el mayor espesor es 6in (15cm) y el menor 1in(2.5cm)

En capas de base el mayor espesor es 9in (23cm) y el menor 3in. (7.5cm)

En capas de subbase el mayor espesor es 16in (40cm) y el menor (10cm)

Tabla 2-14 Espesores de pavimentos flexibles en el AASHO Road Test

Item	Circuito					
	1	2	3	4	5	6
Espesor de capa bituminosa (in)	1,3,5	0,1,2,3	2,3,4	3,4,5	3,4,5	4,5,6
Espesor de base (in)	0,6	0,3,6	0,3,6	0,3,6	3,6,9	3,6,9
Espesor de subbase (in)	0,8,16	0,4	0,4,8	4,8,12	4,8,12	8,12,16

Deacon (1969) para la investigación de la ecuación de la cuarta potencia (LEF) propuso los paquetes de pavimentos para el análisis de los ejes equivalentes que se observan en la *Tabla 2-15*.

Tabla 2-15 Secciones de pavimentos utilizadas por Deacon en el cálculo de LEF

Sección Pavimento	Mezcla Asfáltica		Base	Subrasante	Número estructural
	Modulo (Mpa)	Espesor (cm)	Espesores (cm)	Modulo (Mpa)	
P1	2,758	13	34	42	4
P2	2,758	21	9	42	4
P3	2,758	8	49	42	4
P4	2,758	13	34	21	4
P5	2,758	13	34	104	4
P6	1,035	13	34	42	4
P7	10,343	13	34	42	4
P8	2,758	7	17	42	2
P9	2,758	10	25	42	3
P10	2,758	16	42	42	5
P11	2,758	20	50	42	6

- Coeficiente de Poisson de 0.35, 0.40 y 0.45 de la mezcla asfáltica, base y subrasante respectivamente

- Módulo constante de la base 138 MPa.

Se consideraron tres módulos de capas bituminosas con ocho espesores diferentes, siete espesores de Base y cuatro módulos diferentes de subrasante.

En capas bituminosas el mayor espesor es 8in (20cm) y el menor 2.5in (6.3cm).

En capas base el mayor espesor es 19.50in (49.50cm) y el menor 3.5in (8.9cm).

Santangelo (1980) escogió 18 estructuras de pavimento que a su criterio cubrían la mayor parte de las estructuras viales de Argentina, para lo cual adoptó CBR: 3, 5 y 10, con capas granulares de 30cm. Mezclas asfálticas entre 6.5cm y 35.5cm.

Lilli (1997) en el estudio de “ejes equivalentes para diseño de pavimentos flexibles” propuso la siguiente configuración de espesores/módulos que se resumen en la *Tabla 2-16*.

Tabla 2-16 Secciones de pavimentos utilizadas por Lilli en el cálculo de LEF

Capa	Modulo (psi)	Modulo (MPA)	Poisson	SN=2,71	SN=3,88	SN=5,67		
				espesor (pulg)	espesor (pulg)	espesor (pulg)		
1	Carpeta CASF	550,000	3,792	0.35	2	4.8	9.6	
2	Base Granular	30,000	207	0.45	4.8	6	7.2	
3	Subbase SS1	20,000	138	0.45	6	7.2	8	
4	Subbase SS2	12,000	83	0.45	6	8	8	
5	Subrasante	CBR = 3; Mr=4500						

Los módulos fueron asignados a mezclas convencionales tipo Shell S1-F1-50, para un WMAAT = 15°C y representan condiciones de temperatura y características dinámicas del tránsito.

Se utilizó presión de inflado 90 psi. Espesores de capa bituminosa de 5cm, 12cm y 24cm. Base 12cm, 15cm y 18cm.

A continuación se presentan algunos espesores característicos de las rutas nacionales más importantes de Argentina, lo cual permitirá una mejor toma de decisiones para escoger valores representativos del país. Cabe destacar que las rutas nacionales a lo largo de su recorrido cambian de configuración de espesor de capas (bituminosas/granulares) por lo cual se presenta una configuración general.

RN3: 27cm de mezcla asfáltica (en algunos casos, las capas inferiores tienen tosca-arena-asfalto) y 23cm de base granular, son los valores medios.

Tabla 2-17 Espesores RN3. Fuente: OCCOVI 2005

Tramo		Capa Asfáltica		Suelos granulares		
Desde	Hasta	mín	máx	mín	máx	tipo
180	270	33	45	15	20	A-2-4 o similar
270	310	30		30		A-1-b
310	345	27	35	30		A-4
345	400	30		20	40	A-2-4
400	430	20	25	30		A-2-4 / A-1-b
430	480	27	38	30		A-2-4 / A-4
480	560	19	22	20		A-2-4 / A-4
560	585	30				A-6
585	620	28	34	20		A-1-a / A-1-b
620	670	20	24	20		A-2-4 / A-1-b

RN8: 30cm de mezcla asfáltica, 30cm de bases de distintos tipos: suelo seleccionado, base granular, suelo cemento.

RN9: 26cm de mezcla asfáltica (en algunos casos, las capas inferiores tienen tosca arena asfalto) y 54cm de suelos granulares, son los valores medios.

Tabla 2-18 Espesores RN9. Fuente: OCCOVI 2005

Tramo		Capa asfáltica		Suelos granulares	
Desde	Hasta	mín	máx	mín	tipo
100	115	40		40	A-4
115	205	28	33	60	A-4
205	245	34	38	70	A-4
245	265	27	32	60	A-4
265	280	34	44	70	A-4
310	330	11	17	40	BG

RN11: 24cm de mezcla asfáltica y 21cm de base de suelo seleccionado o base granular, son los valores medios.

Tabla 2-19 Espesores RN11. Fuente: OCCOVI 2005

Tramo		Mezcla Asfáltica		Suelos Granulares		
Desde	Hasta	mín	máx	mín	máx	tipo
330	420	20		20		H
420	470	20		10		SC
470	550	16		15	20	H
550	615	16	20	20	30	Arenas o BG
615	645	26	38	30	50	A-4
645	660	38				A-6
660	710	21	25	20	30	A-1
710	725	35				A-6
725	750	23	28			variable: A-2-4 / A-4 / A-6
750	760	39				A-6
760	780	30		40		A-4

RN34: 38cm de mezcla asfáltica (en algunos casos, las capas inferiores tienen tosca arena asfalto) y 18cm de suelo seleccionado, son los valores medios.

Tabla 2-20 Espesores RN34. Fuente: OCCOVI 2005

Tramo		Capa asfáltica		Suelos granulares	
Desde	Hasta	mín	máx	mín	tipo
174	180	42	50	15	SS
225	227	48		15	SS
227	245	37		20	SS
345	362	31	35	20	SS
362	367	41		20	SS
310	388	32		20	SS

RN19: 25cm de mezcla asfáltica (en algunos casos, las capas inferiores tienen tosca arena asfalto) y 20cm de suelo granulares, son los valores medios

Tabla 2-21 Espesores RN19. Fuente OCCOVI

Tramo		Mezcla asfáltica		Suelos granulares	
Desde	Hasta	mín	máx	mín	tipo
0	60	22			H
60	80	20		20	A-1-b
80	86	35		15	A-1-a
86	128	25	27	20	A-1-a / A-2-6
128	132	17		20	SS
132	151	32		18	SS
151	228	43	46	20	SS
228	250	20	21	15	variable
250	265	25		20	SS
265	267	15		40	A-1-b
267	276	31	34	20	SS
276	280	25		20	A-2-4

Por último en la *Tabla 2-22* se presenta un resumen de espesores de valores escogidos para el estudio de ejes equivalentes y valores de algunas vías nacionales argentinas.

En base de los antecedentes descriptos, para nuestra investigación escogeremos: 5,15 y 30 cm para mezcla asfáltica; 12 y 20 cm para base; y 15 y 30 cm para subbase.

Tabla 2-22 Resumen de espesores de valores escogidos por algunos organismos para el estudio de ejes equivalentes y resumen de valores de algunas vías nacionales Argentinas.

Organismo/Autor	Tipo de capa	Espesores	
		Menor (cm)	Mayor (cm)
AASHO (1960)	HMA	2,5	15
	BG	7,5	23
Deacon (1969)	HMA	3,6	20
	BG	8,9	50
Santangelo (1980)	HMA	6,5	35,5
	BG		30
Lilli (1997)	HMA	5	24
	BG	12	18
Ruta Nacional 3, RN3.	HMA	19	45
	BG	15	40
Ruta Nacional 8, RN8,	HMA		30
	BG		30
Ruta Nacional 9, RN9.	HMA	11	44
	BG	40	70
Ruta Nacional 11, RN11.	HMA	16	39
	BG	10	50
Ruta Nacional 34, RN34.	HMA	31	50
	BG	15	20
Ruta Nacional 19, RN19.	HMA	15	46
	BG	15	40

HMA - Mezcla bituminosa de asfalto

BG - Base granular

2.1.6 Número estructural (SN)

Para relacionar el soporte estructural del pavimento con los LEF, se calculó otra variable, en este caso el número estructural (SN). Para el cálculo del SN se utilizaron los modelos que se describen a continuación.

Para obtener el Número Estructural (SN) se utilizó lo indicado por AASHTO (1993):

$$SN = a1.D1 + a2.D2.m2 + a3.D3.m3 \quad (2.28)$$

SN : número estructural

$D1, D2, D3$: espesor de las capas: asfáltica, base y subbase respectivamente.

$m2, m3$: coeficientes de drenaje de base y subbase (en nuestro caso utilizamos valor 1, no las afectamos a las capas por humedad)

Ullidtz (1987) presenta la siguiente ecuación para calcular el coeficiente estructural ($a1$) del concreto asfáltico en función del módulo:

$$a1 = (0.40 * \log(\frac{E}{435ksi}) + 0.44) \quad (2.29)$$

E : módulo de la mezcla asfáltica (ksi)

a : coeficiente estructural mezcla asfáltica

Los coeficientes estructurales para base y subbase se tomaron de los propuestos por el *Ministerio de Obras Públicas* (2010) de Chile en su *Manual de Carreteras*:

$$a2 = 0.032(CBR)^{0.32} \quad (2.30)$$

$$a3 = 0.058(CBR)^{0.19} \quad (2.31)$$

$a2$: coeficiente estructural base.

$a3$: coeficiente estructural subbase.

Howard y Jameson. Presentaron algunos modelos para el cálculo de número estructural, si bien esta investigación no se utiliza, el autor las presenta ya que en la parte de recomendaciones se propone un tema de investigación. En la Ecuación de Howard, el número estructural se determina por el espesor del pavimento medido y por el valor de la deflexión normalizada a 700 kPa presión de contacto.

Ecuación Howard:

$$SN = 0.971876 + 0.002543HP + \frac{785.4524}{(D_0 - D_{1500})} + \frac{69.9904}{D_{900}} \quad (2.32)$$

Ecuación Jameson:

$$SN = 1.69 + \frac{842.8}{(D_0 - D_{1500})} + \frac{42.94}{D_{900}} \quad (2.33)$$

HP es el total del espesor del pavimento en milímetros

Do es la deflexión máxima bajo el centro de carga (micrones)

D1500 D900 es la deflexión a 1500 mm y D900 del centro de carga de una carga de 700KPa

Además se presenta la ecuaciones para cálculo de CBR en función del D900.

$$CBR \text{ de subrasante} = 3.264 - 1.018 \log (D900) \quad (2.34)$$

2.7 Clima

Las condiciones del medio ambiente tienen efectos sobre el comportamiento del pavimento. Factores externos tales como la precipitación, la temperatura y la profundidad del nivel freático juegan un papel clave para definir las limitaciones que los impactos del medio ambiente pueden tener en el comportamiento del pavimento. Lo mismo sucede con factores internos tales como la susceptibilidad de los materiales del pavimento para la humedad, drenabilidad en las capas del pavimento, infiltración potencial del pavimento, etc. En la estructura del pavimento, la temperatura y la humedad son dos de las variables que afectan significativamente sus propiedades, por ende su capacidad de soportar cargas.

2.1.7 Efectos de la lluvia

El contenido de humedad, provoca una considerable influencia sobre las propiedades de los materiales que constituyen la estructura de pavimentos y sobre su comportamiento. Si la base, subbase y subrasante no están bien protegidas de la acción del agua se ocasionan daños. Algunos de ellos son:

- Pérdida de partículas de suelo, creando erosión.
- Saturación y exceso de subpresión o de fuerzas de filtración
- Pérdida de resistencia de la subrasante cuando ésta se satura y permanece saturada durante un período largo de tiempo.
- Degradación de la calidad del material del pavimento por acción de la humedad.

En nuestra investigación el efecto del clima se tomó en cuenta cuando se utilizaron los diferentes módulos de las capas, desde débil a fuerte. Con el barrido de módulos se garantizó que se contemplaran todos los climas: frío, templado y caluroso.

2.1.8 Efectos de la temperatura.

Los cambios en la temperatura del medio ambiente originan variaciones en la temperatura de las estructuras de los pavimentos. En pavimentos flexibles la temperatura producirá envejecimiento superficial de la capa de rodadura, además de ablandamiento y reducción de la viscosidad del asfalto y en presencia de bajas temperaturas se producirá pérdida de flexibilidad y grietas de contracción en el asfalto.

2.1.9 Valores de Temperatura

La mayoría de las guías de diseño o agencias gubernamentales utilizan como valor de temperatura el valor medio mensual. A continuación se presenta una recopilación bibliográfica de las principales guías de diseño.

ASPHALT INTITUTE (1991)

En base a las temperaturas medias mensuales, la guía de diseño presenta tres temperaturas medias anuales MAAT (*mean annual air temperature*). Estas temperaturas representarían o barrerían todos los escenarios de temperaturas para Estados Unidos.

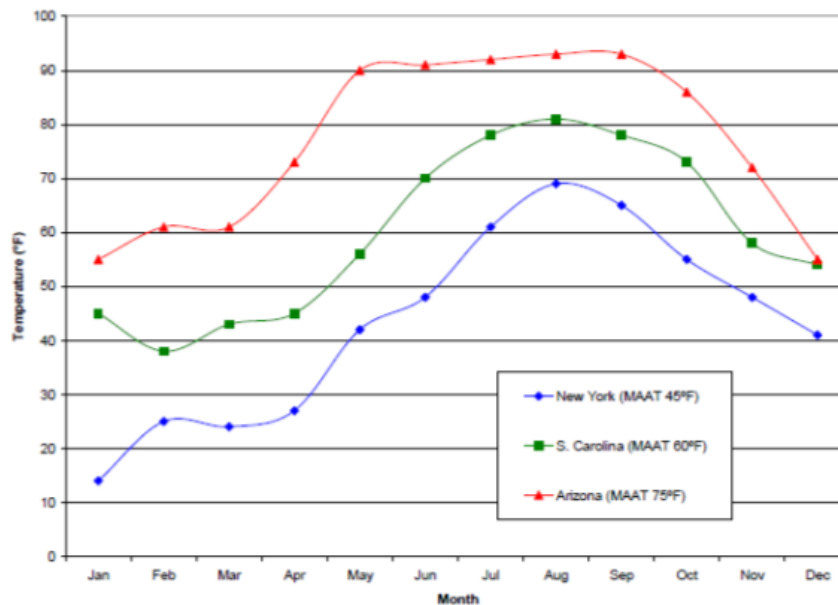


Figura 2.6 Variación de la temperatura media mensual para seleccionar el MAAT

(45°F = 7°C; 60°F = 16°C; 75°F=24°C)

En base a estas tres temperaturas la guía presenta diferentes cartas de diseño que se observan en la Tabla 2-23.

Tabla 2-23 Usos de tipos de asfalto de acuerdo a las condiciones climáticas

MAAT (°C)	Tipos de asfalto	Viscosidad (10 ⁶ poise)	Efectos de Congelación
7	AC-5, AC-10	0,6	Si
16	AC-10, AC-20	1,6	Posible
24	AC-40	5	No

SHELL (1978)

SHELL utiliza el *W-MAAT* (*weighted mean annual air temperature*) para caracterizar la temperatura. Para el cálculo del *W-MAAT* se necesita primero la temperatura media mensual de cada mes (*MMAT*); con esa temperatura se entra a la *Figura 2.7* para encontrar el factor de ponderación.

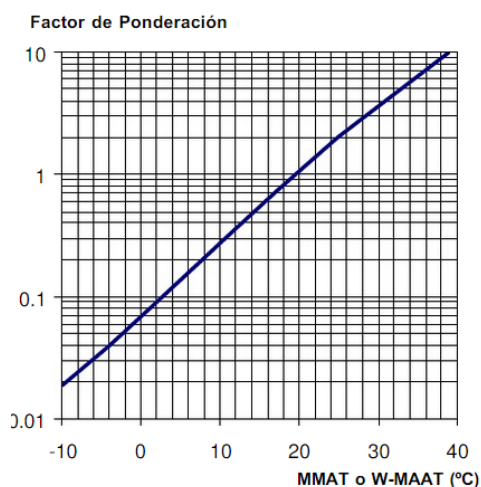


Figura 2.7: Curva de ponderación de temperaturas

Con los factores de ponderación de cada mes se calcula el factor promedio. Luego con ese valor se ingresa nuevamente la *Figura 2.7* y se obtienen el *W-MAAT*.

Santángelo (1980)

Presentó un análisis de la guía de diseño *SHELL* 1978 en la cual comparó los espesores de pavimento con la anterior guía de diseño *SHELL* 1963. Además calculó los *W-MAAT* para diferentes regiones de la República Argentina. También justifica que es necesario tener un mapa con los *W-MAAT*.

Teniendo presente lo extenso de nuestro país, principalmente en la dirección Norte-Sur, con climas característicos marcadamente diferentes entre las regiones más distantes, resulta fácil

aceptar a priori, que T_v (W - $MAAT$) varíe dentro de un amplio rango, de 4°C a 28°C , por lo que se justifica el desarrollo de una investigación tendiente a dar respuesta a esta inquietud.

Santángelo confeccionó el siguiente mapa con las temperaturas T_v (W - $MAAT$)

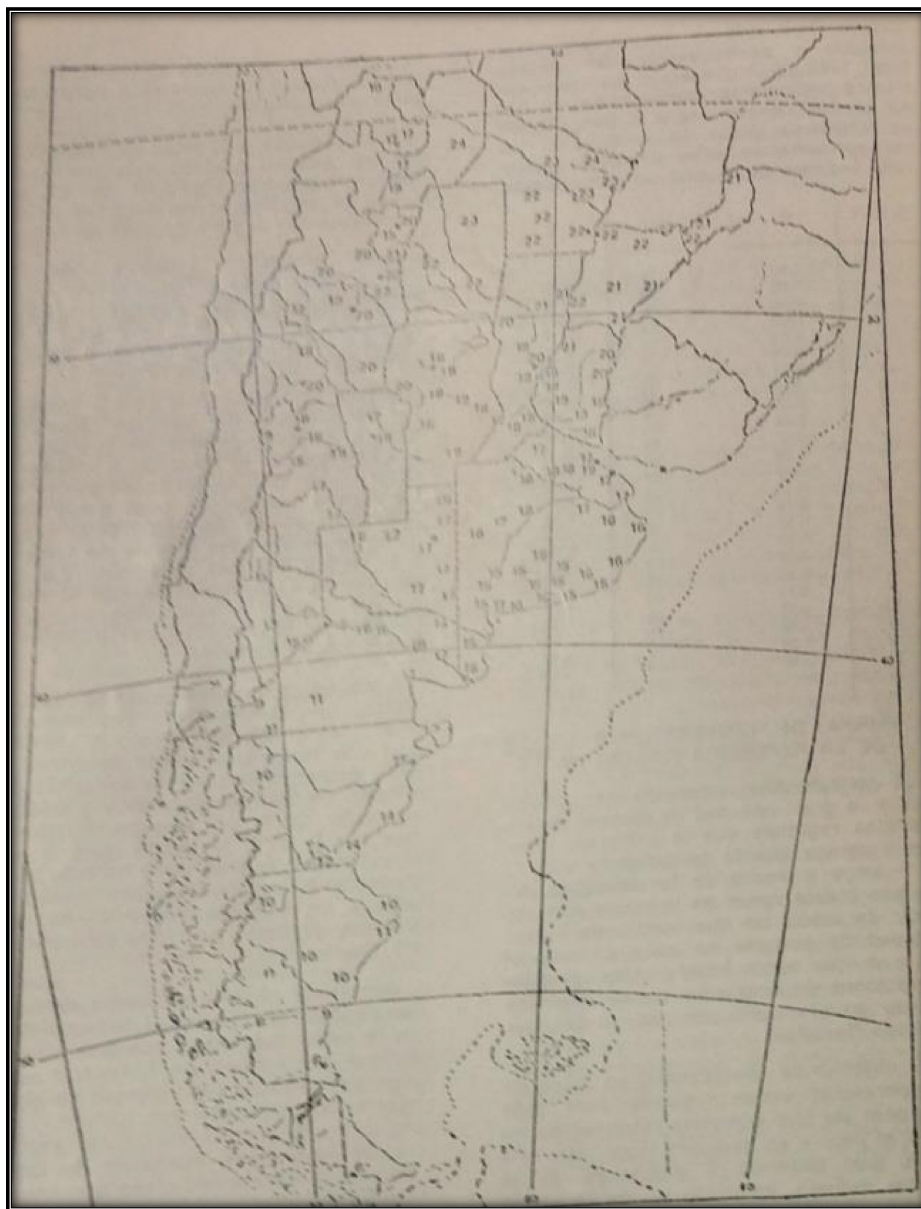


Figura 2.8 Temperaturas T_v (W - $MAAT$)

En el mapa se pueden observar las temperaturas según el lugar, como ejemplo se coloca los siguientes valores que están el mapa:

Ushuaia = 6°C

Comodoro Rivadavia = 10°C

Bariloche = 10°C

Buenos Aires (CABA) = 19°C

La Quiaca = 10°C

Santángelo (1980): “En el mismo puede verse que las temperaturas T_v (*W-MAAT*) en nuestro país varían entre 6°C en Tierra del Fuego y 24°C en Formosa y en la región este de Salta”

Para esta investigación se obtuvieron del *Servicio Meteorológico Nacional* los valores normales de temperatura media mensual, del período 1961-1990 de veintiún estaciones meteorológicas alrededor del país. Con esa información se actualizaron los *W-MAAT* presentados por *Santángelo* en 1980.

Tabla 2-24 Temperaturas *W-MAAT* para 21 estaciones meteorológicas del país.

No:	Estación Meteorológica	WMAAT °C
1	La Quiaca	9
2	Salta	17
3	PCIA. R. Saenz	23
4	Formosa	23
5	Santiago Del Estero	21
6	Corrientes	21
7	Posadas	21
8	La Rioja	21
9	Cordoba AERO	18
10	Parana	19
11	Mendoza AERO	18
12	San Luis	18
13	Rosario	18
14	Buenos Aires	18
15	Santa Rosa	17
16	Mar del Plata	15
17	Neuquen	17
18	Bariloche	9
19	Comodoro	14
20	Rio Gallegos	9
21	Ushuaia	6

Nunn (1997) resumió las temperaturas referenciales de diseño de acuerdo a cada método o país como se observa en la *Tabla 2-25*. Se debe tener en cuenta que las temperaturas son temperaturas características de diseño de un país/método.

Tabla 2-25 Condiciones de Diseño de Referencia para módulos de mezcla asfáltica

País/Metodo	Temperatura (°C)	Frecuencia (Hz)	Velocidad del Tráfico	Tiempo de carga
Instituto del Asfalto	*	10	-	-
Austria	18	-	40	-
Belgica	15	27	60	-
Croacia	-	10	55	20
Dinamarca	25	-	60	-
Finlandia	20	-	-	-
Francia	15	10	-	-
Alemania	20	10	70	-
Grecia	20	10	50	20
Italia	20	25	10	-
Holanda	20	8	50	20
Universidad Nottingham	**	-	80	20
Noruega	25	-	-	-
Portugal	25	-	60	-
Rumania	-	-	-	100(***)
España	20	10	-	-
She;;	*	-	-	20
UK.	20	5	50	-

* Variable - depende del lugar y se determina con MMAT

** Valores separados para fatiga y para ahuellamiento

*** Depende de la velocidad del vehículo y del espesor de la capa asfáltica

Transportation Research Board (2000):

En el proyecto NCHRP 1-37A referente a la temperatura menciona que cuando se utilicen los modelos de predicción tanto en fisuración por fatiga como en ahuellamiento, se utilizará la media mensual.

Temperaturas locales

Ya que el objeto es contar con un modelo de daño para condiciones Argentinas, se escogieron valores que abarquen todos los climas del país, así que en principio escogimos puntos extremos de temperatura y un punto medio.



Figura 2.9: Ubicación de las 21 estaciones meteorológicas.

Para una mayor comprensión realizamos una gráfica, con datos obtenidos del Servicio Meteorológico Nacional, con un historial de 30 años (1961 a 1990). Los valores presentados en la *Figura 2.10* son las temperaturas medias mensuales de cada mes y su correspondiente estación meteorológica. En principio se tomaron 21 estaciones meteorológicas, luego solo se tomaron los datos de 19 estaciones meteorológicas para el análisis estadístico. Las estaciones de Río Gallegos y Ushuaia no fueron tomadas en cuenta ya que por la infraestructura con la que cuentan no son representativas para este estudio.

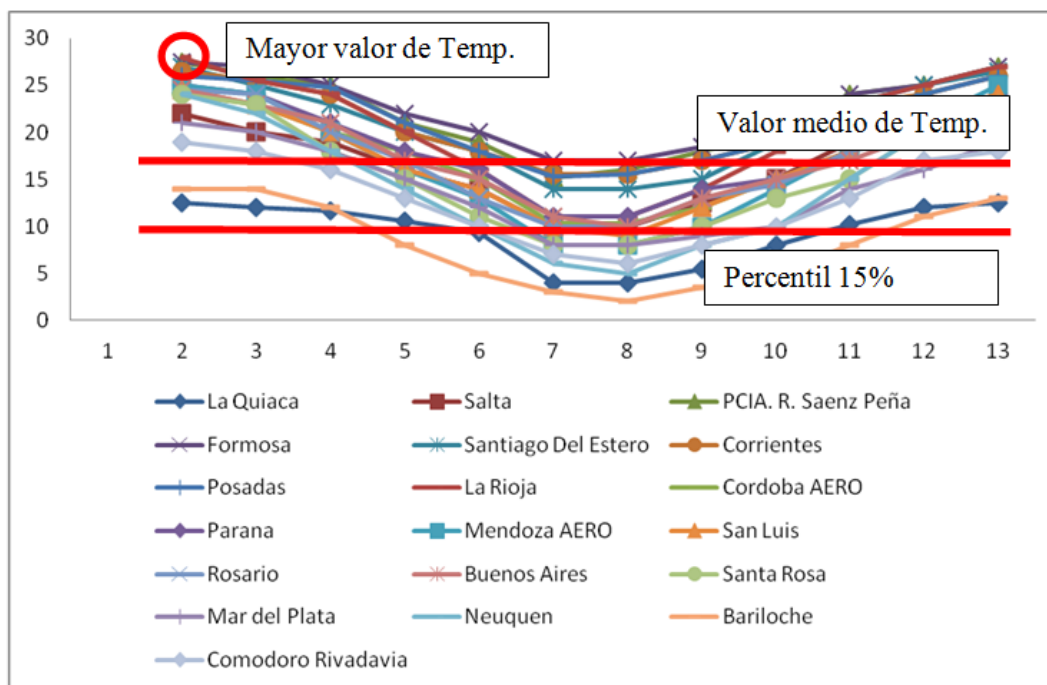


Figura 2.10: Temperaturas medias mensuales de 19 estaciones meteorológicas.

Las temperaturas escogidas para nuestro estudio fueron 28°C, 18°C y 10°C. Estas temperaturas permitirán realizar el barrido por todas las temperaturas características de Argentina. Se escogió el mayor valor de temperatura, el valor medio y el percentil 15.

2.1.10 Temperatura del pavimento.

Otro tema importante en el diseño/evaluación de pavimentos es la temperatura del pavimento. De la recopilación bibliográfica que se realizó no se pudo encontrar un modelo local para calcular el valor de la temperatura del pavimento. A continuación se presentan los modelos que se recopilieron.

Asphalt Institute (1982) en su software DAMA utilizó el siguiente modelo donde determina la temperatura media del pavimento (MMPT). El valor Z es la profundidad de la mezcla asfáltica.

$$\text{MMPT} = \text{MMAT} \left(1 + \frac{1}{z + 4} \right) - \frac{34}{z + 4} + 6 \quad (2.35)$$

Ahmed (1995) investigó la relación entre la temperatura del aire y la temperatura del pavimento. De los resultados el autor concluyó que se produjo la temperatura más alta de pavimento de la carretera a los 2 cm de la capa superficial del pavimento. Los resultados indican que la relación entre la temperatura del aire y la temperatura del pavimento estuvo representada por la ecuación:

$$\text{MMPT } (^{\circ}\text{C}) = \text{MMAT} + 5 \quad (2.36)$$

El SHRP desarrolló algoritmos para transformar la temperatura del aire en temperatura del pavimento. El modelo utilizado por la SHRP para calcular la temperatura máxima del pavimento considera que esta se origina a 20 mm de profundidad. El modelo se describe con la siguiente ecuación

$$T(\text{pav}) = (T(\text{air}) - 0.00618 \text{ Lat}^2 + 0.2289 \text{ Lat} + 42.4) 0.9545 - 17.78 \quad (2.37)$$

$T(\text{pav})$: es la temperatura dentro del pavimento, a 20 mm de la superficie ($^{\circ}\text{C}$). Lat : es la latitud del punto de donde se realiza el diseño, en grados. $T(\text{aire})$: es la temperatura del aire máxima que se desea evaluar ($^{\circ}\text{C}$).

Se debe tener en cuenta que para el cálculo de módulo no se utilizó modelos de predicción de temperatura en el pavimento, se trabajó con temperaturas ambiente, por un lado porque no se contaba con un modelo local, y en el otro caso particular de esta investigación por tener una baja incidencia en los valores de temperatura, la variabilidad estuvo entre un 15% a 20%, además vale aclarar que en esta investigación se precisan valores de módulo referenciales.

2.8 Modelos de daño o funciones de transferencia.

Los criterios de falla son usualmente establecidos de dos maneras diferentes. El primero utiliza ecuaciones de daños para calcular el número de cargas necesarias para obtener un porcentaje predeterminado de los daños. El segundo incorpora la capacidad de servicio global del pavimento - como en el caso del *AASHO Road Test* - en el cual el criterio fue establecido por la condición general del pavimento y fue indicada como el índice de servicio presente (PSI). En los métodos de diseño mecánico-empírico, algunos modelos de comportamiento fueron desarrollados principalmente por el tipo de daño (Huang, 2004). Estos modelos de comportamiento son determinísticos o probabilísticos. Los modelos determinísticos predicen un número único para la vida de un pavimento, mientras que los modelos probabilísticos predicen la distribución de tales expectativas.

En la literatura se encontraron cuatro modelos determinísticos: de respuesta primaria, de comportamiento o desempeño estructural, de comportamiento funcional, y el de daño. Los modelos de respuesta primaria son: mecanicista, empíricos o empírico-mecanicista. Estos modelos predicen la respuesta primaria del pavimento, ya sea calculada o medida, debido a las cargas impuestas o a las condiciones ambientales.

Los modelos de comportamiento estructural son los basados en esfuerzos que producen deterioro, tales como agrietamiento por fatiga o ahuellamiento. Los modelos de comportamiento funcional se basan en la pérdida del servicio o en la condición del pavimento.

Los modelos de daño se derivan de modelos de desempeño estructural y funcional, que son desarrollados a través del análisis de regresión de los resultados, sea de las pruebas de campo o de programas empírico-mecanicistas. (Trapani et al, 1989)

El daño causado por las cargas de tráfico suele ser tomado en cuenta por el uso de leyes de fatiga. Una ley de la fatiga es una relación matemática entre una cierta magnitud estructural (por ejemplo tensiones críticas) y el número de repeticiones de carga permitidas. Sólo los daños relacionados con la carga son considerados por las leyes de fatiga. Los criterios comunes de falla utilizados en el diseño/evaluación de pavimentos son fisuración por fatiga en la capa de CA, y ahuellamiento o deformaciones permanentes. Los mecanismos no relacionados con el deterioro

por cargas, tales como fisuración térmica, se aconseja considerarlos por separado en el diseño/evaluación. (Mateos, 2000).

2.8.1 Agrietamiento o fisuración por fatiga

En las últimas tres o cuatro décadas, en la tecnología del pavimento, ha sido común suponer que la fisuración por fatiga normalmente se inicia en la parte inferior de la capa de asfalto y se propaga a la superficie (grietas de abajo hacia arriba). Esto se debe a la acción de flexión de la capa de pavimento que da lugar a que se desarrollen tensiones de flexión en la parte inferior de la capa de asfalto. Sin embargo, numerosos estudios recientes en todo el mundo (Dauzats - 1987, Graus – 1994, Myers - 1998, Uhlmeier 2000) han demostrado claramente que las fisuras por fatiga también pueden ser iniciadas desde la parte superior y propagarse hacia abajo (*top-down cracking*). Este tipo de falla no está tan bien definida desde el punto de vista mecanicista como sí lo está el clásico tipo de falla por fatiga con fisuras que van de abajo hacia arriba. Sin embargo, es una suposición razonable de ingeniería, con el estado actual del conocimiento, que este daño puede deberse a la tensión crítica y/o a esfuerzos de corte desarrollados en la superficie del pavimento y, quizás, provocado por presiones de contacto muy grandes en el borde de interface neumáticos - pavimento, junto con una alta edad - aumento de rigidez- y una capa delgada superficial que se ha oxidado. (ARA, 2004)

En este estudio solo se consideró la fisuración de abajo hacia arriba. El agrietamiento de arriba hacia abajo o fisuración longitudinal no se consideró en este estudio porque los modelos existentes incorporados en el procedimiento de NCHRP 1-37A son inmaduros y no parecen producir predicciones razonables.

Regis L. Carvalho (2006) concluye que las predicciones de grietas longitudinales son hasta 5 veces superiores que el límite recomendado al final del período de diseño y se considera por encima de los valores razonables. Mejoras en los modelos de fisuración longitudinal de arriba hacia abajo son el objetivo de un nuevo estudio de la *NCHRP Proyecto 1-42A*.

La fisuración por fatiga implica la formación progresiva de grietas bajo cargas repetitivas y la falla se define generalmente cuando la superficie del pavimento está cubierta por un porcentaje alto de grietas. El criterio de falla relaciona el número permitido de repeticiones de carga con la deformación unitaria por tracción. Las leyes de fatiga son generalmente elaboradas a partir de pruebas de laboratorio y calibradas en el campo. Cada institución por lo general recomienda a su legislación su propia ley de fatiga.

La predicción de fisuración por fatiga normalmente es basada en el concepto de acumulación de daño dado por la *Ley de Miner* (Huang, 2004), que consiste básicamente en el supuesto de que cada aplicación de carga por eje "consume" una fracción de la vida del pavimento igual a la inversa del número permitido de repeticiones para ese eje de carga en particular. La acumulación de daños se lleva a cabo considerando los diferentes tipos de ejes, niveles de carga y períodos. Períodos diferentes supone diferentes propiedades estructurales y diferente susceptibilidad del pavimento. El daño total será:

$$Daño = \sum_j \sum_i \frac{n_{ij}}{N_{ij}} \quad (2.38)$$

donde N_{ij} sería el número de repeticiones admisibles para el eje tipo i y las propiedades estructurales correspondientes al período tiempo j .

El uso de la hipótesis de *Miner* está ampliamente extendido en el campo del diseño/evaluación de pavimento, y constituye una de las principales herramientas para los modelos de deterioro del pavimento. El principal inconveniente de la hipótesis de *Miner* es la supuesta acumulación de daño lineal. Pero el daño real observado en el campo, medido en términos de fisuras o ahuellamiento, no es lineal con el número de repeticiones de carga. (Mateos, 2000)

La resistencia a la fatiga de una mezcla asfáltica depende de muchos factores. Varias propiedades de la mezcla son claves, como: el tipo de asfalto, el contenido de asfalto y el contenido de aire-vacío. Estos parámetros son los más conocidos pero también existen otros

como la temperatura, la frecuencia y los períodos de descanso de la carga aplicada. Por tal razón, las propiedades de la mezcla deben ser cuidadosamente diseñadas.

En la bibliografía, el modelo que más se utiliza para predecir el número de repeticiones de carga por fisuración por fatiga está en función de la deformación unitaria por tracción en un lugar determinado y de la rigidez de la capa bituminosa. Los lugares críticos de las deformaciones por tracción pueden estar en la superficie (*top-down cracking*) o en la parte inferior de la capa asfáltica (*bottom-up cracking*).

La forma general matemática del número de repeticiones de carga utilizada en la literatura es la siguiente:

$$Nf = C * k_1 * \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{k_2} \left(\frac{1}{E} \right)^{k_3} \quad (2.39)$$

Nf : Número de repeticiones admisibles para prevenir el agrietamiento por fatiga.

ε_t : Deformación unitaria por tracción en la fibra inferior de la capa bituminosa,

E : Módulo resiliente de la capa asfáltica.

$k_{1,2,3}$: Coeficientes de regresión de laboratorio.

C : Factor de ajuste laboratorio – campo.

Los modelos más utilizados de fisuración por fatiga son los desarrollados por *Shell Oil* (1978) y el *Instituto de Asfalto* (MS-1 - 1982). La forma general de cada modelo matemático es el mismo que el que se muestra arriba. Sin embargo, la diferencia está en los coeficientes de regresión y en los factores de ajuste de campo. A continuación se describen algunos modelos encontrados en la literatura. Los modelos de Shell Oil y del Instituto del asfalto se describirán luego en detalle:

$$AUSTROADS (1992) \quad Nf = \left[6918(0.856xVb + 1.08/s^{0.36}x\varepsilon_t) \right]^{0.5} \quad (2.40)$$

$$SHRP A-003A-Berkeley (1992) \quad Nf = 2.738 \times 10^5 * e^{0.077 * VFB} \varepsilon_t^{-3.624} * S_o^{-2.720} \quad (2.41)$$

$$España - CEDEX-COST324 (1998) \quad Nf = 9.06 \times 10^{-9} * \varepsilon_t^{-3.6706} \quad (2.42)$$

$$Indian Roads (2001) \quad Nf = 2.21 \times 10^{-4} (\varepsilon_t)^{3.89} (1/Eac)^{0.854} \quad (2.43)$$

Nf : Número de repeticiones admisibles para prevenir el agrietamiento por fatiga.

ε_t : Deformación unitaria por tracción en la fibra inferior de la capa bituminosa.

Eac : Módulo dinámico (*stiffness, s o So* (psi)) de elasticidad de mezcla asfáltica (MPa)

Vb : Porcentaje de volumen de asfalto.

VFB : Porcentaje de vacíos llenos de asfalto.

Hay que señalar que el modelo de grietas por fatiga que calcula el número de ciclos de daño, es sólo la expresión de una etapa de la fisuración, que se describe como la etapa de iniciación de la grieta. La segunda etapa, o etapa de propagación de grietas verticales, se toma en cuenta en estos modelos utilizando el factor de ajuste de campo. Otros modelos en la literatura utilizan dos ecuaciones diferentes para expresar cada etapa de la fisuración por fatiga. Por ejemplo, *Lytton et al.* (1993) utilizan la mecánica de fractura, basados en la ley de París para modelar la fase de propagación de grietas en su desarrollo teórico del modelo de *Superpave*. Por último, otra etapa, la tercera, se asocia con el crecimiento en la zona longitudinal, en el que se produce fisuración por fatiga. En general, la incertidumbre de fatiga de campo se asocia con un porcentaje de fisuración por fatiga a lo largo de la carretera.

2.8.2 Modelo de Shell Oil (1978)

Debido al impacto conocido entre los estados tensionales y los mecanismos de daño, en diferentes espesores de capa de asfalto, la *Shell Oil Co.* ha desarrollado ecuaciones de daño para la predicción de fatiga de acuerdo a las dos principales formas de prueba de laboratorio de fatiga. Las ecuaciones desarrolladas se resumen a continuación.

Deformación constante:

$$Nf = A_f [0.17.PI - 0.0085.PI(V_b) + 0.0454.V_b - 0.112]^5 .\epsilon_t^{-5} .E^{-1.8} \quad (2.44)$$

Esfuerzo constante:

$$Nf = A_f [0.0252.PI - 0.00126.PI(V_b) + 0.00673.V_b - 0.0167]^5 .\epsilon_t^{-5} .E^{-1.4} \quad (2.45)$$

Nf : Número de repeticiones admisibles para prevenir el agrietamiento por fatiga.

ϵt : Deformación unitaria por tracción en la fibra inferior de la capa bituminosa.

E : Módulo de elasticidad de la mezcla asfáltica.

Vb : Contenido efectivo de asfalto en volumen (%).

Af : Factor de ajuste laboratorio – campo (1 = por defecto).

PI : Índice de penetración

Se utiliza la expresión de deformaciones constantes cuando el espesor de la capa bituminosa es de 50mm o menos, y la de esfuerzos constantes cuando el espesor de la capa bituminosa es de 200mm o más. No hubo relaciones disponibles para espesores intermedios (valor de espesor entre 50 y 200 mm), que son los valores más comunes de espesores utilizados en la mayoría de las construcciones de pavimentos flexibles.

2.8.3 Modelo del Instituto del Asfalto (MS-1 – 1982)

La ecuación de fatiga se basa en modificaciones de esfuerzos constantes según criterios analíticos de fatiga. Debido a que el enfoque desarrollado por *Witczak y Shook* (1982) fue aplicado a pavimentos con capas bituminosas gruesas (*full-depth*), el uso de cualquier tipo de deformación controlada no se incorporó en los resultados. El número de repeticiones de carga para el fallo se expresa en la misma forma matemática que el modelo de Shell Oil y está dada por:

$$Nf = 0.00432 * 10^{4.84 \left(\frac{Vb}{Vb+Va} - 0.69 \right)} \epsilon^{-3.291} E^{-0.854} \quad (2.46)$$

Nf : Número de repeticiones admisibles para prevenir el agrietamiento por fatiga.

ϵt : Deformación unitaria por tracción en la zona crítica.

- E : Rigidez del material (módulo).
 V_b : Contenido efectivo de asfalto en volumen (%).
 V_a : Vacíos de aire (%)

El equipo de investigación de la *NCHRP 1-37A* examinó los modelos de *Shell Oil* y *MS-1* para la guía de diseño *MEPDG* desarrollada recientemente. Y concluyeron que el modelo de *Shell Oil* tenía mucha dispersión y que no posee ninguna tendencia definida. Para el modelo *MS-1* concluyeron que la dispersión era mucho menor y que da lugar a una tendencia definida. Por lo tanto, el modelo *MS-1* fue seleccionado, calibrado y aplicado en la *MEPDG*.

2.8.4 Modelo de la Guía de diseño *MEPDG*. (2004)

Modelo de fatiga para número de repeticiones de carga:

$$N_f = 0.00432 * k_1 * C(\epsilon_t)^{-3.9492} E^{-1.281} \quad (2.47)$$

$$C = 10^{4.84 \left(\frac{V_b}{V_b + V_a} - 0.69 \right)} \quad (2.48)$$

$$K_1 = \frac{1}{0.000398 + \frac{0.003602}{1 + e^{11.02 - 3.49 * h_{ac}}}} \quad (2.49)$$

- N_f : Número de repeticiones admisibles para prevenir el agrietamiento por fatiga.
 E_t : Deformación unitaria por tracción en la zona crítica.
 E : Rigidez del material.
 V_b : Contenido efectivo de asfalto en volumen (%).
 V_a : Vacíos de aire (%).
 h_{ac} : Espesor de la capa bituminosa (pulgadas).
 K_1, C : Factores de correlación.

2.8.5 Ahuellamiento

Actualmente existen dos grandes enfoques al problema de ahuellamiento o deformaciones permanentes. Uno de los enfoques es el procedimiento de diseño basado en correlaciones empíricas de deformaciones excesivas relacionando una predicción de falla con la condición del pavimento. Este grupo puede subdividirse en procedimientos basados en pruebas empíricas utilizando la resistencia del material para la clasificación; y en procedimientos basados en el uso de límite de deformaciones (o esfuerzos) en la subrasante, utilizando el criterio de la teoría elástica multicapa. La principal ventaja de estos procedimientos es el hecho de que actualmente son herramientas viables para el análisis de pavimento. La principal desventaja de este enfoque es que no se puede utilizar para predecir el valor de deformación, después de un determinado número de aplicaciones de carga. El segundo enfoque incluye procedimientos basados en la predicción de las deformaciones acumuladas en cada componente del sistema del pavimento. Obviamente es superior, para un método de diseño más avanzado o racional, debido a la capacidad para calcular las deformaciones acumuladas de cualquier sistema del pavimento. La desventaja de este procedimiento es la necesidad de resultados de deformaciones plásticas, determinadas en pruebas de carga repetida sobre los materiales del pavimento que actualmente se están desarrollando y que en países en desarrollo son escasas.

En el enfoque en el cual se limitan las deformaciones en la subrasante, las capas del pavimento se construyen lo suficientemente gruesas para limitar las deformaciones unitarias por compresión en la parte superior de la subrasante hasta un valor que asocia un número determinado de repeticiones de carga. Estas deformaciones se calculan por medio de un análisis de capas elásticas. La lógica de este enfoque, que fue sugerido por primera vez por investigadores de *Shell* (Claessen – 1977), se basa en el supuesto de que las deformaciones permanentes de los materiales utilizados en la estructura del pavimento son proporcionales a las deformaciones elásticas. Entonces al limitar la deformación elástica a un valor determinado, de igual forma se limitan las deformaciones plásticas. La deformación permanente en la profundidad de la sección del pavimento proporciona una profundidad de ahuellamiento en todo el pavimento. Al controlar la magnitud de la deformación elástica en la superficie de la

subrasante, la magnitud de ahuellamiento también es controlada. La siguiente ecuación se utiliza para relacionar el número de aplicaciones de carga y las deformaciones unitarias por compresión en la superficie de la subrasante.

$$N_d = A \left(\frac{1}{\varepsilon_c} \right)^b \quad (2.50)$$

N_d : Número de repeticiones admisibles para prevenir el ahuellamiento de la superficie del pavimento.

E_c : Deformación unitaria por compresión en la superficie de la subrasante.

A, b : Coeficientes determinados empíricamente.

Este enfoque ha sido cuantificado con análisis de retrocálculo en pavimentos con un rendimiento conocido, pero la naturaleza del método es semi-empírico ya que se aplica a una serie particular de estructuras con materiales específicos en determinadas condiciones ambientales. Los valores de los coeficientes se han obtenido de diferentes lugares y circunstancias. *Brown y Brunton (1984)* examinaron la aplicación de este criterio semi-empírico. Si bien ha mejorado su aplicación para permitir variar la resistencia al ahuellamiento de diferentes mezclas asfálticas, ellos dejaron claro que el parámetro es sólo un indicador clave del potencial para desarrollar ahuellamiento, como consecuencia de las deformaciones permanentes en desarrollo en todas las capas. Un concepto erróneo común es que el criterio de deformación en la subrasante sólo se refiere a la deformación permanente de la misma. La relación entre la deformación admisible y el número de cargas de ruedas estándar fue desarrollada a partir del análisis de retrocálculo (elástico lineal) en estructuras que se conocía la relación de rendimiento al ahuellamiento.

Algunos modelos de predicción de ahuellamiento:

$$SHELL (1978) \quad N_d = 6.15 \times 10^{-7} x \varepsilon_c^{-4} \quad (2.51)$$

$$Instituto del Asfalto (1982): \quad N_d = 1.365 \times 10^{-9} x \varepsilon_c^{-4.477} \quad (2.52)$$

$$AUSTROADS (1992) \quad N_d = [8511 / \varepsilon_c]^{7.14} \quad (2.53)$$

$$Indian Roads (2001) \quad N_d = 4.1656 \times 10^{-8} (1 / \varepsilon_c)^{4.4337} \quad (2.54)$$

N_d : Número de repeticiones admisibles para prevenir el ahuellamiento de la superficie del pavimento,

ε_c : Deformación unitaria por compresión en la superficie de la subrasante.

En esta investigación las funciones de transferencia utilizadas en el caso de fisuración por fatiga son las de la guía MEPDG 2004 y en el caso de ahuellamiento las del Instituto del Asfalto 1982.

2.9 Determinación del daño

El daño en la estructura del pavimento causada por los vehículos pesados depende de algunas características de la carga, incluyendo carga por peso muerto del vehículo, peso por eje, configuración del grupo del eje y espaciamiento, presión de contacto de carga, y efectos dinámicos de la carga. (Hajek, 1991)

Según la hipótesis de *Miner*, el daño es el inverso del número de repeticiones de carga hasta la falla:

$$Daño = \frac{1}{Nf} \quad (2.55)$$

donde Nf es el número de repeticiones de carga e indica la resistencia a la fatiga del pavimento.

LEF es la relación del daño relativo de un grupo de ejes para un eje estándar:

$$LEF_{eje} = \frac{Daño_{eje}}{Daño_{ejes_standar}} = \frac{1 / Nf_{eje}}{1 / Nf_{standar}} = \frac{Nf_{standar}}{Nf_{eje}} \quad (2.56)$$

Existen algunos modelos para estimar los N_f correspondientes a un determinado daño. Los modelos se basan típicamente en un pulso de carga simple o una carga sinusoidal continua. Sin embargo, cuando un vehículo se desplaza sobre el pavimento, un punto dado en el pavimento está sometido a múltiples pulsos en función de la configuración de los ejes. Además, un punto en la parte inferior de la capa bituminosa se somete a dos respuestas horizontales, una transversal y una longitudinal. Así, las ecuaciones de fatiga pueden ser desarrolladas en base a las respuestas transversales o longitudinales. Usar una ecuación de fatiga que se desarrolla a partir de las respuestas transversales para estimar el daño por fatiga en la dirección longitudinal puede ser inadecuado. (Chatti et al., 2004)

La comparación de daño causada por diferentes cargas requiere de cuantificar y de sumar la respuesta del pavimento, que es el resultado del paso de dichas cargas. Se pueden usar 2 enfoques: métodos discretos y métodos de integración. El método discreto ó método de deformaciones es el que usa solo valores discretos en los picos y valles de las respuestas del pavimento, mientras que el método de integración o disipación de energía, intenta el uso de toda la respuesta de la curva. (Hajek, 1991)

2.9.1 Método de deformaciones

El método usa las deformaciones horizontales en la parte inferior de la capa bituminosa para calcular la resistencia a la fatiga del sistema del pavimento, utilizando modelos derivados de laboratorio y de campo.

Para ejes múltiples, el daño se calcula a partir de varias deformaciones críticas individuales y luego se suman. Existen varios métodos, los más comunes son deformación *peak-midway* y deformación *peak*. La diferencia entre los dos métodos se encuentra en los valores de deformación que se introducen en las ecuaciones de la fatiga.

La siguiente figura muestra un típico histograma de la deformación longitudinal para ejes simples y tándem. El método de deformación *peak*, sólo toma la parte del pico de tensión de las deformaciones, designada como ϵ_p en la *Figura 2.11*, para calcular la resistencia a fatiga del sistema del pavimento.

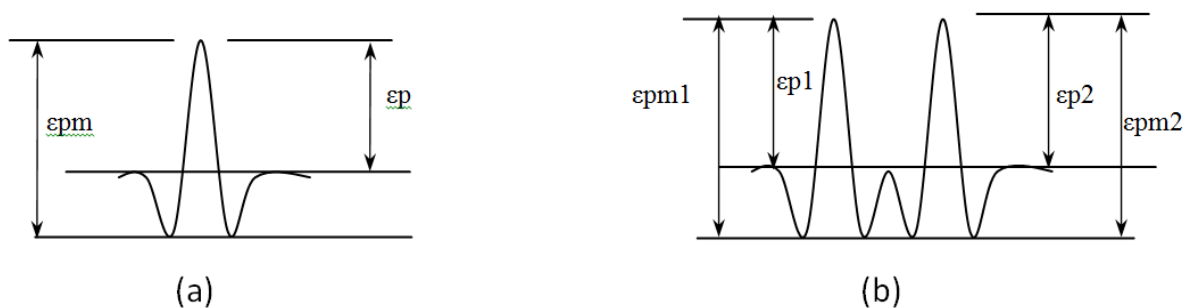


Figura 2.11: Típico histograma de deformación longitudinal. Para Eje simple (a) y Eje tándem (b)

El método deformación *peak-midway* representa tanto el pico de deformaciones por tensión y el pico de deformaciones por compresión del histograma de deformaciones longitudinales. La diferencia entre el pico de tensión y el de compresión, designado como ϵ_{pm} en la *Figura 2.11*, es el dato de entrada en la ecuación para calcular la resistencia a fatiga. (Chatti et ál, 2009)

La *Figura 2.12* muestra el típico histograma de deformaciones transversales de un eje simple y tándem. El método de deformación *peak* es teóricamente idéntico al método de deformación *peak-midway* para deformaciones transversales bajo un eje simple. Sin embargo, para deformaciones transversales en ejes múltiples el método de deformación *peak* deja de lado la interacción entre los ejes adyacentes y los trata como dos ejes únicos y diferentes. En otras palabras, considera los dos valores de deformación *peak* (ϵ_1 y ϵ_{p1} en la *Figura 2.12 (b)*) por separado, de modo que no hace diferencia entre un eje tándem y dos ejes simples separados.

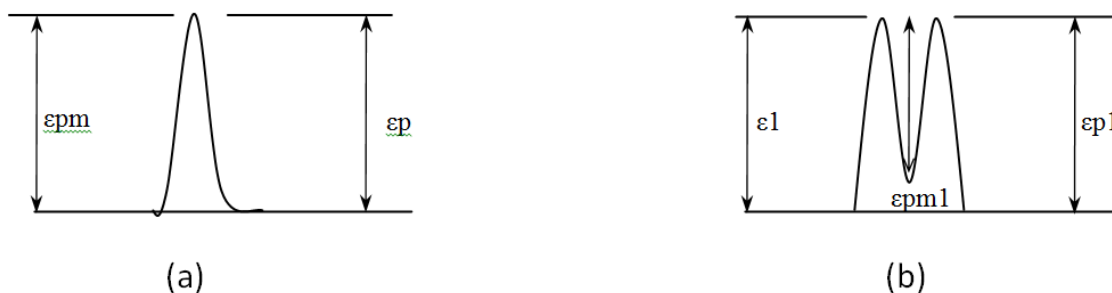


Figura 2.12: Típico histograma de de deformación transversal. Para Eje simple (a) y eje tándem (b)

El método deformación *peak-midway*, por el contrario, toma el pico de tensión por deformación debido al primer eje, ϵ_l en la Figura 2.12 (b), y la diferencia del segundo pico y el valle en el medio, ϵ_{pm1} en la misma figura. Por lo tanto, este método considera la interacción entre los dos ejes del eje tándem.

Para deformaciones transversales el histograma para un eje simple (Figura 2.12 (a)), solo tiene un pico de tensión por deformación que es el valor de entrada en el modelo que predice la resistencia a fatiga. Para deformación longitudinal bajo un solo eje (Figura 2.11 (a)) que incluye tensión y compresión, hay dos posibles datos de entrada en la ecuación de fatiga, ingresando ya sea ϵ_p o ϵ_{pm} , lo cual daría lugar a dos valores diferentes de daño.

Una mejor manera de hacerlo sería utilizar un pulso de carga similar a lo que se observa, por separado para las direcciones transversal y longitudinal, en el desarrollo de curvas de fatiga, y luego utilizar los valores de deformación correspondiente para calcular N_f . En la práctica, esto no se ha realizado. En cambio, deformaciones transversales o longitudinales son con frecuencia la entrada en las ecuaciones de la fatiga que se basan en el pulso o la carga sinusoidal sin tener en cuenta las consideraciones anteriores.

Existen otros métodos de deformación para el cálculo de la resistencia a fatiga como el método *rainflow*. Este toma los rangos de los valores de deformación en el histograma como dato de entrada de la ecuación a fatiga para luego sumar los daños. Este método se utiliza

comúnmente para fatiga en metales bajo complejas respuestas en el histograma. (Gillespie et ál, 1993)

Chatti et ál (2004) estudiaron los efectos de varias configuraciones de ejes de camiones para pavimento flexible, utilizando diferentes métodos para calcular el daño por fatiga. En nuestro estudio utilizaremos el método de deformación *peak-midway* ya que los resultados indicaron que coincide bastante bien con métodos de compleja aplicación, como el método de la energía disipada.

2.10 Propiedades del programa

KENPAVE - KENLAYER fue escrito por *Yang H. Huang* de la *Universidad de Kentucky* en entorno visual basic. La columna vertebral del programa es la solución del sistema elástico multicapa bajo una carga de área circular. Permite la solución superpuesta de ejes múltiples como tándem o trídem.

La definición del sistema o los valores de entrada son los siguientes:

Cargas:

- Número de carga (número de ruedas).
- Por cada carga (rueda): Posición (X, Y) Radio de la Fuerza.

* Cada rueda es modelada por una zona circular de presión constante.

Sistema de capas:

- Número de capas.
- Para cada capa: espesor, módulo elástico, coeficiente de *Poisson*.
- Para la interfaz entre la capa: interface unida (*bonded*) entre CA - Base; e interface friccionante entre todas las capas granulares y subrasante para este estudio.

Puntos:

- Número de puntos donde la solución va a ser calculada.

- Por cada punto: la capa y la coordenada (X, Y, Z)

La solución o los resultados por cada punto solicitado son los siguientes:

- Δ_z : Deflexión Vertical
- σ_z : Esfuerzo Vertical
- σ_1 : Esfuerzo principal mayor
- σ_3 : Esfuerzo principal menor
- σ_2 : Esfuerzo principal intermedio
- ϵ_z : Deformación Vertical
- ϵ_1 : Deformación principal mayor
- ϵ_3 : Deformación principal menor
- ϵ_x : Deformación principal horizontal.

Resumen del capítulo

Los valores escogidos de módulos y espesores que componen las secciones de pavimento son:

Concreto asfáltico: 3100MPa, 5000MPa y 5700MPa, h = 5cm, 15cm y 30cm

Base: CBR = 80 y 120; h = 12cm y 20cm

Subbase: CBR = 20, y 60; h = 15cm, 30cm

Subrasante: CBR = 3, 5, 8 y 15.

Relación de Poisson: Mezcla Asfáltica: 0.35; Base: 0.40; Subbase: 0.40 y Subrasante: 0.45

Se combinaron espesores y módulos de cada capa, de lo cual se obtuvieron 576 paquetes estructurales. Estas combinaciones se obtuvieron mediante el diagrama de árbol.

A cada paquete estructural se lo modelará en el programa KENPAVE. Para simular el paso de los diferentes ejes con sus respectivos pesos. A continuación un resumen de los pesos y configuraciones de ejes:

Pesos, configuración de ejes y presiones a utilizar:

Eje simple rueda dual : 8.2, 10.5*, 13 Ton

Eje tándem – dual	: 15, 18*, 22.5	Ton
Eje trídem – dual	: 13, 20, 25.5*, 30.50	Ton

* Pesos máximos según ley de tránsito (Ley 24.449 Decreto 779/98. Decreto 79/98.). Los pesos se presentan en toneladas para una mejor comprensión.

Distancia entre ejes, para eje tándem 1.32m y para eje trídem 1.26m, y un espaciamiento entre ruedas duales de 30.40cm. Presiones de inflado de 120psi.

Capítulo 3

Antecedentes de modelos LEF Internacionales y Locales.

Para el análisis del desarrollo del modelo LEF describiremos algunos modelos que están en la bibliografía para tener un concepto de cuales han sido las variables tomadas a lo largo de la historia en la evolución de los LEF. Los modelos presentados están en función de varios parámetros de respuesta del pavimento como la deformación, las deflexiones y los esfuerzos.

3.1 Antecedentes Internacionales

Se presentan algunos modelos LEF que se recopilaron en base a algunas bibliografías, se menciona que la Universidad de Minnesota (1999) realizó una revisión bibliográfica muy completa sobre el tema, a continuación algunos de ellos.

3.1.1 Jung and Phang (1974)

Los autores calcularon los LEF basados en un estudio teórico y en un análisis de regresión de correlación, relacionando los LEF derivados de las mediciones de deflexión vertical de algunas pruebas hechas en Canadá y de la prueba *AASHO Road Test* en pavimento flexible.

$$F_i = \left(\frac{W_i}{W_s} \right)^6 * 10^{-0.09(P_i - P_s)} \quad (3.1)$$

W_i : Deflexión en la subrasante debido a un eje cualquiera.

W_s : Deflexión en la subrasante debido a un eje estándar.

P_i : Peso de un eje cualquiera.

P_s : Peso de un eje estándar.

F_i : Factor de equivalencia de carga para una carga i

3.1.2 Shell (1978)

En el manual de diseño presentado por *Shell Oil* en 1978 se presentan dos metodologías para el cálculo del factor de conversión N_e (LEF) tanto para ejes convencionales como para ejes especiales o inusuales.

Vehículos con ejes convencionales:

$$LEF = N_e = 2.4 \times 10^{-8} * L \quad (3.2)$$

L : Carga en el eje (kN)

Vehículos con ejes inusuales:

$$A = \sum_{i=1}^k \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_o} \right)^{1/q} * \frac{W_i}{W_{tot}} \quad (3.3)$$

σ_i : Esfuerzo por el contacto entre el neumático y el pavimento para un eje clase i . (N/m²)

σ_o : Esfuerzo por contacto entre el neumático y el pavimento para un eje estándar. ($\sigma_o = 6 \times 10^5$ N/m²)

$\frac{W_i}{W_{tot}}$: Relación entre número de ejes de clase i y número de ejes totales.

q : Pendiente de la curva $\text{Log } S_{mix} - \text{Log } S_{bit}$ determinado por el ensayo *Creep*.

S_{mix} : Rigidez de la mezcla bituminosa.

S_{bit} : Rigidez del asfalto.

En el manual se presenta esta metodología para el diseño de algunas vías industriales donde estén presentes vehículos con configuraciones inusuales (presión, carga y distancia entre ejes diferentes).

3.1.3 Battiato, Camomilla, Malgarini and Scapatucci (1984)

Con base en las mediciones de la tensión de un sitio experimental en Italia, *Battiato et al.* (1984) desarrollaron los factores de carga de equivalencia, respecto a un eje simple dual de 107kN (10.91 Ton). La relación que obtuvo fue la siguiente:

$$Fi = c * W^a \quad (3.4)$$

Fi : Factor de equivalencia de carga para una carga i

c, a : Coeficientes de regresión

Battiato et al. (1984) informaron que el exponente a , no sigue la ley de la cuarta potencia. El exponente depende del tipo de eje y a tiene un valor máximo de 3,0.

3.1.4 Southgate and Deen Method (1984)

Introdujeron el enfoque de energía de deformación de la siguiente manera:

$$e_w = (2 * W / E)^{0.5} \quad (3.5)$$

e_w : Deformación unitaria de trabajo.

E : Módulo de elasticidad de *Young*.

W : Energía de deformación de un cuerpo.

Utilizaron el programa *CHEVRON N-layer* para encontrar una relación entre la deformación de trabajo (e_w) y la deformación tangencial en la fibra extrema de la capa bituminosa (e_a):

$$\log(e_a) = 1.1483 \log(e_w) - 0.1638 \quad (3.6)$$

$$\text{Log}(N) = -6.4636 \log(e_w) - 17.3081 \quad (3.7)$$

El factor de equivalencia de carga se determinó relacionando:

$$Fi = \frac{N_{18}}{N_L} \quad (3.8)$$

N_{18} : Repeticiones calculadas con la *Ecuación (3.7)* debido a un eje simple dual con una carga de 80 kN. (8.2 Ton.)

N_L : repeticiones calculadas con la *Ecuación (3.7)* debido a una carga total de un eje (s)

Utilizando análisis de regresión, se desarrollaron las relaciones entre los factores de equivalencia de carga para diferentes configuraciones de ejes y cargas por eje (A_i), de la siguiente manera:

$$\log Fi = a + b + \log Ai + c(\log Ai)^2 \quad (3.9)$$

También desarrollaron un factor de ajuste que representó la distancia entre ejes y la presión de los neumáticos de la siguiente manera:

$$\log(adj) = -1.5897 + 1.5052 \log x - 0.3374(\log x)^2 \quad (3.10)$$

$$\log(adj) = A + B \log p + C(\log p)^2 \quad (3.11)$$

adj : Factor de ajuste

x : Espacio entre 2 ejes de un grupo cualquiera (in)

p : Presión de contacto del neumático (psi)

A, B, C : Coeficientes de regresión

3.1.5 Hudson, Seeds, Finn and Carmichael Model (1986)

Utilizando un análisis teórico (*ELSYM5*), *Hudson* desarrolló los factores de equivalencia de carga, representando: las diferentes cargas, las presiones de neumáticos, el módulo de la subrasante, el espesor de la base/sub-base, el espesor de concreto asfáltico, y el tipo de eje. Se presentaron modelos de daño por separado de acuerdo al tipo de falla utilizando las respuestas del pavimento. Es decir, la deformación máxima a tracción de la capa bituminosa (ϵ_{AC}), el esfuerzo máximo a tracción en la capa bituminosa (σ_{AC}), el esfuerzo máximo a corte de la capa bituminosa (τ_{AC}), y la deformación vertical máxima en la subrasante (ϵ_{RS}).

El factor de equivalencia de carga se calcula de la siguiente manera:

$$e_{x/c/p} = \frac{(Nf)_{18/11/75}}{(Nf)_{x/c/p}} \quad (3.12)$$

e : Factor de carga equivalente

x : Magnitud de carga (kips)

c : Configuración de carga (1 para eje simple, 2 para eje tándem)

p : Presión del neumático (psi)

N_f : Repetición para la falla

$(N_f)_{18/1/75}$: Repetición para la falla de un eje simple de carga 80kN (8.2Ton) y 517kPa (75psi) de presión en el neumático.

3.1.6 Christison Model (1986)

Este modelo también se conoce como modelo *RTAC* de deformaciones. El modelo de *Christison* fue para el análisis de respuesta del pavimento como parte del estudio de dimensionamiento de pesos de vehículos en Canadá. Fueron determinadas las deformaciones longitudinales en la parte inferior de la capa bituminosa, las deflexiones en la superficie del pavimento, y la temperatura del pavimento a distintas profundidades. Para las cargas de un solo eje, el daño se calculó en base a las mediciones de las deformaciones de la siguiente manera:

$$LEF_i = \sum_1^n \left(\frac{S_i}{S_b} \right)^c \quad (3.13)$$

S_i : Deformación unitaria por tracción en dirección longitudinal bajo una carga o un grupo de cargas considerado.

S_b : Deformación unitaria por tracción en dirección longitudinal bajo una carga de un eje simple estándar.

c : Pendiente de la desviación esperada relacionada con la carga del tráfico (equivalente a 3.8 para el estudio *CanRoad*)

Christison también desarrolló factores de equivalencia de carga basado en deflexiones, que a continuación se presenta.

3.1.7 Christison Model – Deflexiones (1986)

Este modelo fue desarrollado al mismo tiempo que el modelo *RTAC* de deformaciones. Para ejes simples y tándem, los LEF se calcularon sobre la base de las mediciones de deflexión:

Eje simple:

$$LEF_i = \left(\frac{D_i}{D_b} \right)^C \quad (3.14)$$

D_i : Deflexión máxima de cada eje que pasa por el pavimento

D_b : Deflexión bajo un eje simple dual de 80kN (18 kip)

E_i : Diferencia entre la máxima deflexión del segundo eje y la deflexión intermedia entre los ejes.

C : Pendiente de la relación la deflexión con las cargas del tráfico.

Eje tándem:

$$F_i = \left(\frac{D_i}{D_b} \right)^C + \sum_1^{n-1} \left(\frac{e_i}{d_b} \right)^C \quad (3.15)$$

D_i : Deflexión máxima de cada eje que pasa por el pavimento

D_b : Deflexión bajo un eje simple dual de 80kN (18 kip)

e_i : Diferencia entre la máxima deflexión del segundo eje y la deflexión intermedia entre los ejes

n : Número de ejes de cada grupo de ejes.

D_i y D_b se determinan a partir de la deflexión de la superficie.

Christison utilizó un análisis de regresión por mínimos cuadrados para desarrollar las relaciones entre el factor de equivalencia de carga obtenida a partir de la deflexión, la deformación y el peso bruto del vehículo de la siguiente manera:

$$F_i = k(W_i)^C \quad (3.16)$$

W_i : Peso bruto (Kg *1000)

k, C : Constantes.

Cuando las respuestas de las deflexiones fueron consideradas de la *Ecuación (3.16)*, las constantes k y C variaron de 0,00023 a 0,0040 y de 2,207 a 3,02 respectivamente. Cuando las respuestas de las deformaciones fueron consideradas en la *Ecuación (3.16)*, las constantes k y C variaron de 0,000153 a 0,1149 y de 1,2318 a 3,405 respectivamente.

También concluyó que los LEF basados en las respuestas de deformación son más sensibles a la estructura del pavimento que los determinados a partir de las respuestas de deflexión. Los LEF basados en deformaciones tienden a disminuir cuando el espesor de concreto asfáltico (T) aumenta:

$$\log F_i = 0.578 + 0.0155T(\log W_i) - 0.0669T \quad (3.17)$$

Hutchinson, Haas, Meyer and Papagiannakis en 1987 y *Hajek* en 1989 presentaron modelos similares al de *Christison*, relacionando los LEF con las deflexiones.

3.1.8 Rillett and Hutchinson Model (1988)

Basados en un enfoque de LEF mecanicista asumieron que el daño de carga de un pavimento está asociado a los ciclos de carga-deformación en varios ejes. Se realizó un análisis de regresión para investigar el efecto de la carga por eje, la velocidad del vehículo, la temperatura del pavimento, y la distancia entre ejes. La ecuación general viene dada por:

$$\text{LEF} = \text{CONSTANTE} * L^l * T^t * V^s * X^a \quad (3.18)$$

L : Carga en el eje

T : Temperatura del pavimento

V : Velocidad del vehículo

X : Espacio entre ejes

A, l, s, t : Parámetros de regresión

Se realizaron análisis individuales de regresión utilizando los datos de todos los sitios, entre los valores de LEF y carga por eje, la velocidad del vehículo, y la temperatura del pavimento para ejes simples, tándem y trídem. Estos LEF parten en gran medida de los desarrollados por la *AASHTO*.

Eje simple: $n = 75$ observaciones, $r^2 = 0.43$ (correlación débil)

$$LEF = 0.00013563 * L^{2.159} \quad (3.19)$$

Eje tándem $n = 597$ observaciones, $r^2 = 0.90$ (buena correlación)

$$LEF = 0.00013563 * L^{2.698} * X^{-0.396} \quad (3.20)$$

Eje trídem $n = 597$ observaciones, $r^2 = 0.74$ (correlación moderada)

$$LEF = 0.0008276 * L^{2.669} * SN^{-0.251} * V^{0.074} * X^{-0.168} \quad (3.21)$$

SN : numero estructural del pavimento

3.1.9 Hajek Model (1989)

Este método utiliza la respuesta total en cada eje en la posición de reposo. El pico se toma a través de las subidas y bajadas del histograma de las deformaciones. Este procedimiento es idéntico al de la norma *ASTM* de recuento de ciclos para el análisis de la fatiga. Los LEF (Fi) se calculan sobre la base de la medición de la deformación de la siguiente manera:

$$Fi = \left(\frac{S_1}{S_{18}} \right)^C + \left(\frac{S_2}{S_{18}} \right)^C + \left(\frac{S_3}{S_{18}} \right)^C \quad (3.22)$$

S_1 : Deformación observada bajo un eje del grupo i del mayor ciclo carga- deflexión,

S_2 : Deformación observada bajo un eje del grupo i del segundo mayor ciclo carga- deflexión,

S_3 : Deformación observada bajo un eje del grupo i del tercer mayor ciclo carga- deflexión,

S_{18} : Deformación observada bajo una carga de un eje estándar

C : Pendiente de la relación deformación – carga de tráfico esperado

3.1.10 Carpenter Model (1992)

Desarrolló los LEF basados en el progreso del ahuellamiento. Las relaciones entre valores de los LEF, el ahuellamiento terminal y las cargas de los ejes son las siguientes:

$$\text{Ejes simple:} \quad LEF = 1.83 \times 10^{-5} * RD^{0.3854} SW^{3.89} \quad (3.23)$$

$$\text{Eje tándem:} \quad LEF = 1.113 \times 10^{-4} * RD^{0.0279} * TW^{2.778} \quad (3.24)$$

RD : Profundidad final por ahuellamiento (in)

SW : Peso de un eje simple (Kips)

TW : Peso de un eje tándem (Kips)

3.1.11 Seebaly Model (1992)

El modelo de LEF desarrollado es basado en factores de daño que consideran los efectos de las características de los neumáticos.

$$\text{Factor de daño} = \frac{Nf(\text{neumatico especial})}{Nf(\text{cualquier neumatico})} \quad (3.25)$$

$$LEF_{10\%} = \frac{Nf(\text{neumático, presión, y carga de un eje simple específico})}{Nf(\text{cualquier combinación})} \quad (3.26)$$

$$LEF_{45\%} = \frac{Nf(\text{neumático, presión, y carga de un eje simple específico})}{Nf(\text{cualquier combinación})} \quad (3.27)$$

$$LEF = \frac{RR(\text{cualquier combinación})}{RR(\text{neumático, presión, y carga de un eje simple específico})} \quad (3.28)$$

Nf : Número de repetición de ejes para el tipo de falla buscada

RR : Respuesta del pavimento, ya sea unitaria por tracción en la fibra inferior de la capa bituminosa (ϵt), deflexión en la superficie (d) o esfuerzo vertical a compresión en la interface entre capa bituminosa - subbase (σ_c)

3.1.12 Dirección de Autopistas de Francia (1994)

El método considera la "agresividad de un eje", que se basa en el daño por fatiga causado en el pavimento. La Agresividad (A), corresponde a los daños causados por un paso de un eje con una carga P comparado con los daños debidos a un paso de un eje de referencia con una carga PO . La agresividad (A) se determina utilizando la siguiente relación: (LCPC and SETRA)

$$A = k \left(\frac{P}{PO} \right)^\alpha \quad (3.29)$$

A : Agresividad

P : Carga en cada eje de un grupo de ejes

PO : Eje de referencia (eje simple dual cargado con 130kN (13.3Ton))

α : Constante que depende del tipo de pavimento (flexible o rígido),

k : Constante que depende del tipo de eje (simple, tándem o trídem).

3.1.13 Canadá (TAC6, 1994)

El Ministerio de Transporte de Canadá estableció un conjunto de modelos de LEF después de un experimento llevado a cabo en todo el país durante la década de 1980. Estos modelos de LEF son los siguientes:

$$\text{Eje simple rueda simple} \quad LEF = 0.004836xLoad^{2.9093} \quad (3.30)$$

$$\text{Eje simple rueda dual} \quad LEF = 0.002418xLoad^{2.9093} \quad (3.31)$$

$$\text{Eje tándem – dual} \quad LEF = 0.001515xLoad^{2.5403} \quad (3.32)$$

$$\text{Eje trídem – dual} \quad LEF = 0.002363xLoad^{2.1130} \quad (3.33)$$

Donde, $Load$ es la carga en toneladas. La guía de diseño recomienda la calibración de los LEF a condiciones locales en caso de ser posible, ya que de región a región los factores varían.

⁶ Transportation Association of Canada

3.1.14 Departamento de Transporte de Sudáfrica (1997)

La institución utiliza los procedimientos desarrollados por *Prozzi y de Beer* en 1997, para determinar el factor de daño equivalente (*EDF*), que es el número de repeticiones de carga de la configuración estándar (idéntico a un eje estándar) que causará el mismo daño que el grupo de ejes dado. En este procedimiento, la *EDF* reconoce la influencia de la distancia entre ejes dentro de un grupo de ejes (*GEF*), el peso en el grupo de ejes (*ALF*) y la tensión de contacto del neumático (*CSF*):

$$EDF = GEF \times ALF \times CSF \quad (3.34)$$

EDF : Factor de daño equivalente

GEF : Factor de equivalencia de Grupo

ALF : Factor de carga de eje

CSF : Factor de esfuerzo por contacto

Prozzi y de Beer en 1997, incorporaron los *EDF* en procedimientos de diseño mecanicistas en Sudáfrica para predecir las cargas equivalentes para ejes simples, tándem y trídem, que producen el mismo tiempo de vida total que la configuración de carga estándar. En este método, la resistencia a fatiga de las capas bituminosas y la resistencia por deformación de la capa granular o subrasante se predice a partir de la deformación crítica o de los esfuerzos en las capas concernientes, que se calculan con un modelo de capas elástico-lineal. Los valores de entrada que caracterizan los materiales en éste modelo se determinan a partir de una serie de métodos de pruebas de laboratorio. Las relaciones entre la resistencia a la fatiga/deformación y del esfuerzo/deformación (funciones de transferencia) se desarrollan en base a datos tanto de rendimiento de materiales en pruebas de laboratorio, como de datos de rendimiento en campo en pruebas de daño acelerado en el pavimento con el simulador de vehículos pesados (*HVS*).

3.1.15 La Dirección General de Carreteras de Dinamarca (*Vejdirektoratet*) (2002)

La organización estatal, teniendo una visión holística del fenómeno, calibró el modelo de la ley de la cuarta potencia, donde tomó mayores parámetros para calcular los *LEF*, y lo reportó

en el documento: *Clasificación Del Parque Automotor (Klassificering av køretøjer) Reporte Número 269 (2002)*.

A continuación se presenta la fórmula correspondiente:

$$LEF = A * B * C * D * \left(\frac{P_{ij}}{5} \right)^4 \quad (3.35)$$

A es la constante que tiene en cuenta la distancia entre ejes y el tipo de pavimento (base fuerte o base débil). Con estos parámetros se ingresa en una tabla. Ejemplo: Base fuerte, distancia entre ejes 1.2m $\rightarrow A = 1.25$

B es la constante que depende del ancho del neumático, con el cual se ingresa en una tabla para obtener el valor de *B*. Ejemplo: ancho neumático 256mm $\rightarrow B = 3.99$.

C es la constante que obedece al tipo de suspensión, ingresando con el mismo en una tabla se obtiene el valor de *C*. Ejemplo: Suspensión muelle – espiral $\rightarrow C = 1$; Suspensión hidráulica $\rightarrow C = 0.95$; No existe suspensión $\rightarrow C = 1.4$.

D es la constante que representa la presión del aire en el neumático, el valor se obtiene ingresando en la gráfica con la presión (bar) y el tipo de falla en el pavimento, fisuración o ahuellamiento. Ejemplo: presión del neumático 8 bar, tipo de falla ahuellamiento $\rightarrow D = 1.3$.

P_{ij} es la carga en toneladas métricas en un neumático de un eje específico.

3.1.16 La Administración de Carreteras de Suecia (*Swedish Road Administration*) (2005)

En el reporte *ATB VÄG 2005* se informa sobre el cálculo de *LEF*. El eje de referencia utilizado es el de 98kN (10ton).

$$LEF = \left(\frac{W_i}{10}\right)^4 * k \quad (3.36)$$

donde W_i es el peso sobre un eje (ton), y k es el factor de reducción del efecto por eje (*effect reduction factor for axle*), que depende del tipo de eje considerado, y donde $k = 1$ para eje simple; $k = (10/18)^4 = 0,0952$ para eje tándem; $k = (10/24)^4 = 0,0302$ para eje trídem.

3.1.17 Dirección General de Obras Públicas de la Comunidad Valenciana (España) (2009)

Elaboró la norma técnica de dimensionamiento de firmes (pavimentos) bajo el nombre de *Norma de Secciones de Firmes de la Comunitat Valenciana* (2009) que está en vigencia desde el día 13 de enero del 2009, en la cual en uno de sus capítulos normaliza el cálculo de los LEF . Se instituye como eje de referencia un eje simple de 128kN (13ton).

Para eje simple:

$$LEF = \left(\frac{P_i}{128}\right)^4 \quad (3.37)$$

Para eje tándem:

$$LEF = 1.4 * \left(\frac{P_i/2}{128}\right)^4 \quad (3.38)$$

Para eje trídem:

$$LEF = 2.3 * \left(\frac{P_i/3}{128}\right)^4 \quad (3.39)$$

Donde P_i es peso total sobre el eje (kN)

3.2 Antecedentes de modelos LEF para Argentina

En Argentina se han realizado algunos trabajos respecto al cálculo de LEF , a continuación se presentan algunos de ellos.

3.3 Dr. Celestino Ruiz (1972)

Presentó algunos coeficientes de daño para obtener los ejes equivalentes, relacionando el tráfico medio diario anual con el porcentaje de camiones que transitan en la vía.

Tabla 3-1 Coeficientes de daño, Manual de mejoramiento y refuerzos de pavimentos (1972)

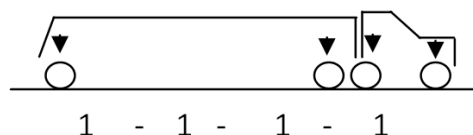
% de Camiones	Número clave factor que multiplica al TMDA total
< 15	0.366
15-20	0.440
20-25	0.488
25-30	0.578
30-32	0.609
32-34	0.647
34-36	0.686
36-38	0.733
38-40	0.814
40-42	0.880
42-44	0.967
44-46	1.047
46-48	1.157
48-50	1.375
50-55	2.000
> 55	2.200

3.4 Dirección Nacional de Vialidad (1988)

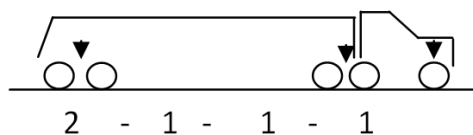
Técnicos de la *Dirección Nacional de Vialidad Argentina* generaron LEF basados en el daño. Para el cálculo tomaron los criterios básicos del método propuesto por Peyronne en 1980 del SETRA, de lo cual obtuvieron los siguientes modelos:



$$ED_{11-8.16Tn} = 2.656x10^{-5} * Pb^5 - 1.1985x10^{-3} * Pb^4 + 2.2x10^{-2} * Pb^3 - 0.1682 * Pb^2 + 0.408 * Pb + 0.9268 \quad (3.40)$$



$$ED_{1111-8.16Tn} = 7.66317x10^{-7} * Pb^5 - 5.8765x10^{-5} * Pb^4 - 9.719x10^{-4} * Pb^3 + 0.050 * Pb^2 - 11.3505 * Pb + 100.17 \quad (3.41)$$



$$ED_{1112-8.16Tn} = 2.16x10^{-7} * Pb^5 + 8.997x10^{-5} * Pb^4 - 9.95x10^{-3} * Pb^3 + 0.49 * Pb^2 - 11.4 * Pb + 100.2 \quad (3.42)$$

Las ecuaciones presentadas son regresiones matemáticas de efecto destructivo (ED) en función del peso bruto (P_b). A forma de ejemplo solo se presentan los modelos para una sola estructura.

3.5 Lilli y Lockhart (1997)

Presentaron algunos gráficos para el cálculo de *LEF*. Para desarrollo de los gráficos se basaron en cálculos mecánicos – empíricos para luego ajustarlos con los *LEF* de *ASHTO*.

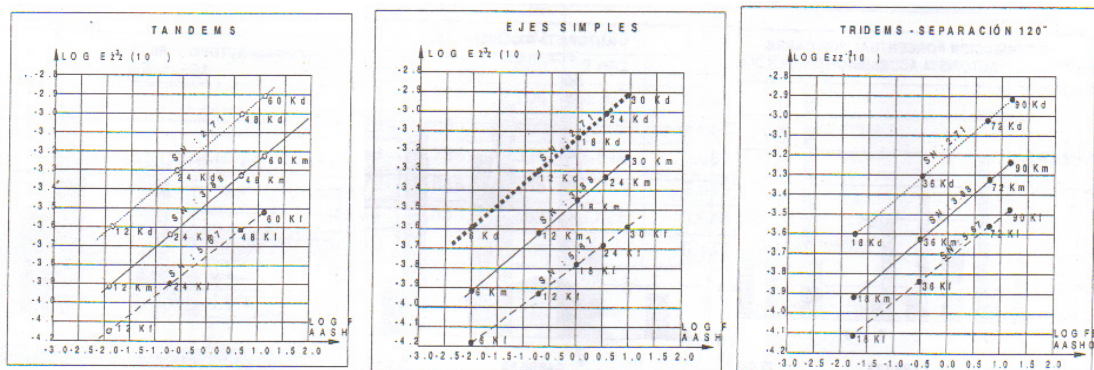


Figura 3.1 Gráficas LEF desarrolladas por Lilli y Lockhart

3.6 Dirección Nacional de Vialidad (DNV) (1970-2015)

Tabla 3-2 Coeficientes de daño, Dirección Nacional de Vialidad (1970)

TIPO	EJES	FACTORES	TIPO
Autos	2	0,01	Auto
Camionetas	2	0,01	Camioneta
Omnibus 11	2	0,07	Omnibus
11	2	0,60	Camión sin acoplado
12	3	0,38	
11-11	4	0,60	Camión con acoplado
11-12	5	0,39	
12-11	5	0,47	
12-12	6	0,32	
111	3	0,54	Semi remolque
112	4	0,45	
113	5	0,41	
122	5	0,35	

Los coeficientes de equivalencia de carga de la tabla *Tabla 3-2* tiene como origen un pesaje de camiones cargados que se realizó a fines de la década de 1970 en rutas nacionales por parte de personal de la D.N.V.. Estos coeficientes se desarrollaron originalmente para ser aplicados solo a los vehículos cargados, motivo por el cual, en los 80, se estimaba el porcentaje del total de camiones que circulaba cargado. Posteriormente ya en los 90, ante la falta de documentación relativa al origen de los coeficientes (planillas de pesajes, vehículos pesados, rutas donde se pesó) y ante la falta de precisión respecto de la magnitud de las sobrecargas y su distribución en las diferentes rutas que se presenta, ya sea por el tipo de carga transportada o la topografía, se decidió aplicar los coeficientes originales a todos los camiones, sin estimar el porcentaje de

cargados. El autor consultó a diferentes técnicos del medio sobre el estudio madre del cual se obtuvieron los coeficientes, al final, no se pudo determinar la referencia bibliográfica de los coeficientes que usa D.N.V.

Capítulo 4

Metodología, Procedimiento y Análisis para formular un modelo LEF.

4.1 Metodología para el Desarrollo del modelo LEF

Para armar los modelos LEF en primer lugar se realizó un estudio y análisis de las condiciones nacionales de tráfico, cargas, presiones neumáticos, paquetes estructurales, módulos, espesores, subrasantes y clima de Argentina. Luego se ingresaron todos los inputs en el software elástico multicapa Kenlayer. Con el software se simuló el paso de diferentes tipos de ejes (simple, tándem y trídem) con diferentes tipos de pesos sobre diferentes tipos de pavimentos de características locales. De la simulación se obtuvo la respuesta del pavimento con lo cual se calculó y analizó los factores de equivalencia de daño para cada uno de las tipologías de ejes características. Conjuntamente se analizaron los distintos modelos LEF que ya han sido estudiados en diferentes países del mundo, y los valores LEF obtenidos para en base a esto proponer un modelo para las condiciones locales. Para una mejor comprensión en la Figura 4.1 - Metodología para el desarrollo del modelo LEF se presenta mediante diagramas de flujo lo descrito este párrafo.

4.1 Valores de entrada

Para desarrollar el modelo se simuló el paso de ejes simples, tándem y trídem en diferentes secciones de pavimento. Estas secciones fueron una combinación de valores escogidos y justificados en el capítulo anterior. A continuación se presenta un resumen de los valores escogidos para las secciones de pavimento:

Valores de módulo y espesores de las diferentes capas que componen el pavimento:

Concreto asfáltico:	3100MPa, 5000MPa y 5700MPa, h = 5cm, 15cm y 30cm
Base:	CBR = 80 y 120; h = 12cm y 20cm
Subbase:	CBR = 20, y 60; h = 15cm, 30cm
Subrasante:	CBR = 3, 5, 8 y 15.
Relación de Poisson:	Mezcla Asfáltica: 0.35; Base: 0.40; Subbase: 0.40 y Subrasante: 0.45

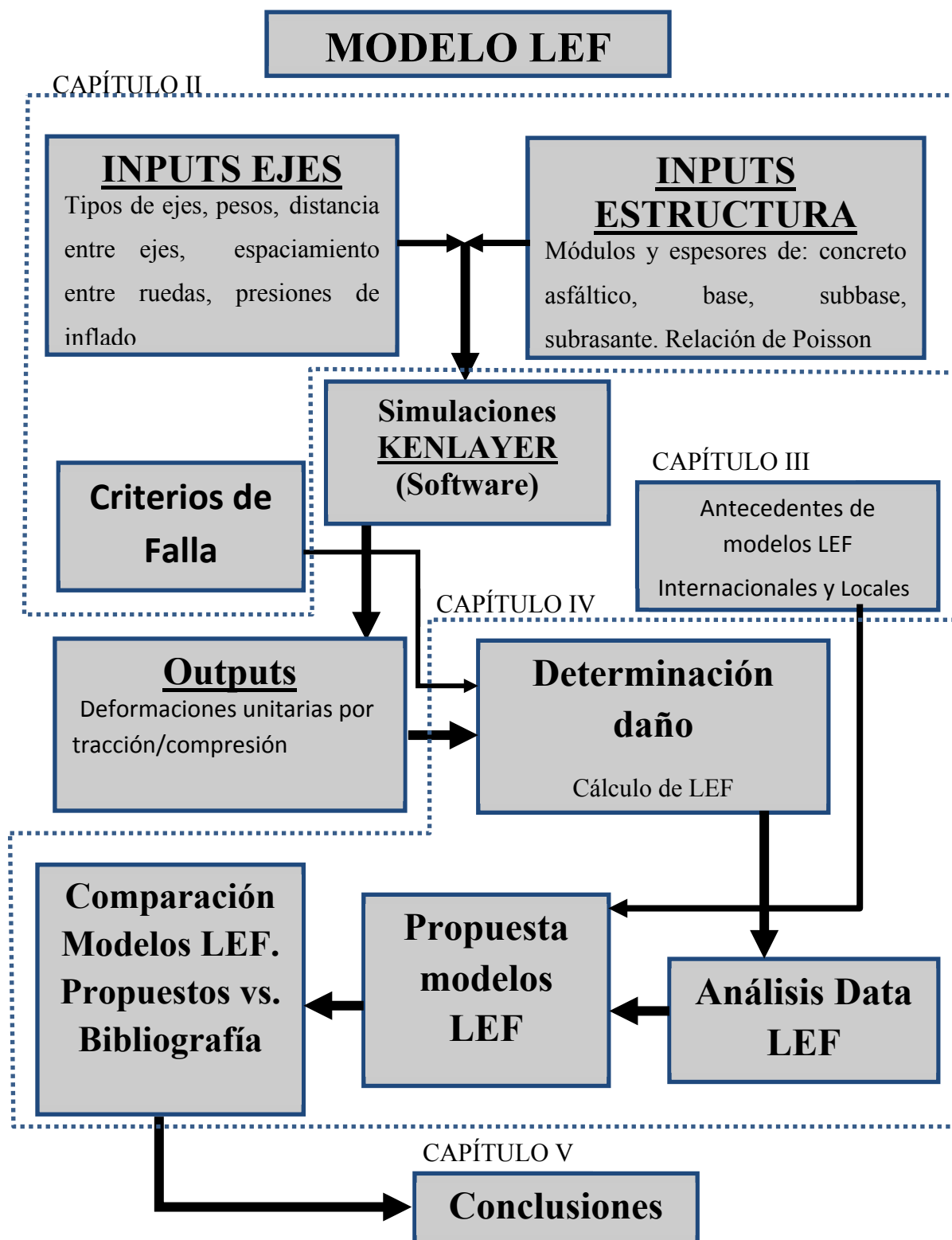


Figura 4.1 - Metodología para el desarrollo del modelo LEF

Se combinaron espesores y módulos de cada capa, de lo cual se obtuvieron 576 paquetes estructurales. Estas combinaciones se obtuvieron mediante el diagrama de árbol. El diagrama de árbol es una representación gráfica que se utiliza para determinar todas las combinaciones posibles de un conjunto de valores.

A cada paquete estructural se lo modeló en el programa KENPAVE. Luego se procedió a simular el paso de los diferentes ejes con sus respectivos pesos. A continuación un resumen de los pesos y configuraciones que se justificaron en capítulos anteriores:

Pesos, configuración de ejes y presiones a utilizar:

Eje simple rueda dual	: 8.2, 10.5*, 13	Ton
Eje tándem – dual	: 15, 18*, 22.5	Ton
Eje trídem – dual	: 13, 20, 25.5*, 30.50	Ton

* Pesos máximos según ley de tránsito (Ley 24.449 Decreto 779/98. Decreto 79/98.). Los pesos se presentan en toneladas para una mejor comprensión.

Distancia entre ejes, para eje tándem 1.32m y para eje trídem 1.26m, y un espaciamiento entre ruedas duales de 30.40cm. Presiones de inflado de 120psi.

4.2 Determinación de daño

Con las 5.184 corridas que se hicieron con el software KENPAVE se obtuvieron los valores de salida del programa con los cuales se calculó el daño que le produce cada eje al pavimento, para luego relacionar cada daño con un eje estándar, en nuestro caso escogimos como eje estándar 8.2 toneladas. El daño en cada eje lo calculamos según la hipótesis de *Miner*, en la cual el daño es el inverso del número de repeticiones de carga hasta la falla. Donde N_f (número de repeticiones admisibles) es la resistencia a la fatiga del pavimento.

$$Daño = \frac{1}{N_f} \quad (4.1)$$

Para relacionar el daño de cada eje con un eje estándar utilizamos la siguiente relación:

$$LEF_{eje} = \frac{Daño_{eje}}{Daño_{ejes_standar}} = \frac{1/Nf_{eje}}{1/Nf_{standar}} = \frac{Nf_{standar}}{Nf_{eje}} \quad (4.2)$$

Para obtener el número de repeticiones admisibles tanto para ahuellamiento como para fatiga utilizamos las siguientes relaciones:

$$Nf = 0.00432 * k1 * C(\epsilon_t)^{-3.9492} E^{-1.281} \quad (4.3)$$

$$N_p = 1.365 \times 10^{-9} x \epsilon_c^{-4.477} \quad (4.4)$$

Nf : Número de repeticiones admisibles para prevenir el agrietamiento por fatiga

Np : Número de repeticiones admisibles para prevenir el ahuellamiento de la superficie del pavimento

ϵ_c : deformación unitaria por compresión en la superficie de la subrasante.

ϵ_t : deformación unitaria por tracción en la zona crítica,

E : rigidez del material

Vb : Contenido efectivo de asfalto en volumen (%), Va : vacíos de aire (%)

hac : espesor de la capa bituminosa (pulgadas)

KI, C : factores de correlación.

4.3 Análisis de valores calculados.

Se obtuvieron valores para ejes simples, tándem y tridem; a estos valores se los analizó y se los presenta con algunos parametros y graficas estadisticas.

Gráfico de Caja y Bigotes

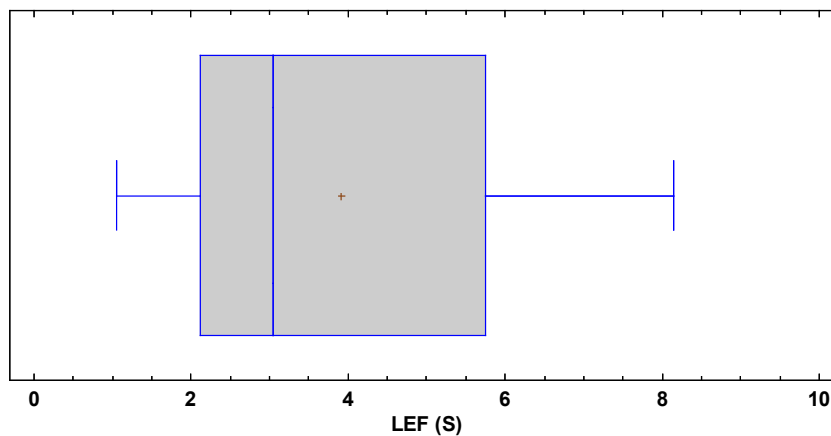


Figura 4.2 - Gráfico de Caja y Bigotes de LEF obtenidos para Eje Simple

Tabla 4-1 Resumen Estadístico de valores LEF obtenidos para Eje Simple

Promedio	3.90
Desviación Estándar	2.35
Coefficiente de Variación	60.23%
Mínimo	1.05
Máximo	8.14
Rango	7.09
Sesgo Estandarizado	15.88
Curtosis Estandarizada	-8.82

Gráfico de Caja y Bigotes

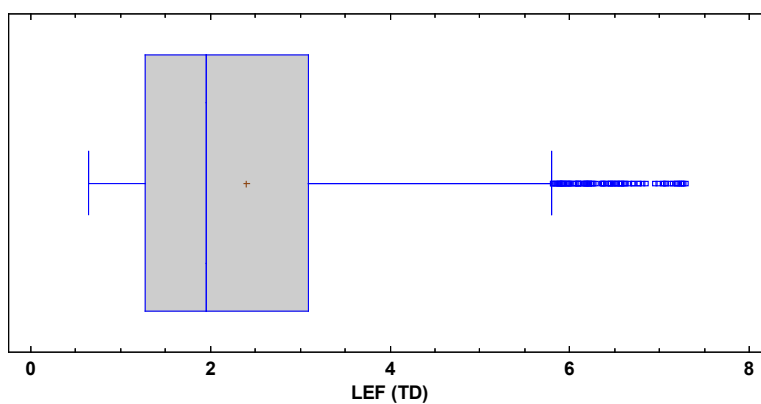


Figura 4.3 - Gráfico de Caja y Bigotes de LEF obtenidos para Eje Tándem.

Tabla 4-2 Resumen Estadístico de valores LEF obtenidos para Eje Tándem

Promedio	2.40224
Desviación Estándar	1.46718
Coefficiente de Variación	61.0756%
Mínimo	0.64
Máximo	7.29
Rango	6.65
Sesgo Estandarizado	25.2015
Curtosis Estandarizada	3.59639

Gráfico de Caja y Bigotes

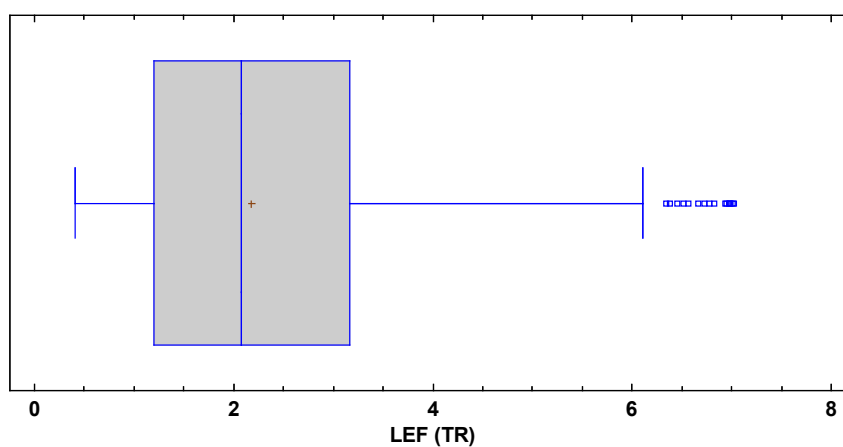


Figura 4.4 - Gráfico de Caja y Bigotes de LEF obtenidos para Eje Tridem

Tabla 4-3 Resumen Estadístico de valores LEF obtenidos para Eje Tridem

Promedio	2.17116
Desviación Estándar	1.25005
Coefficiente de Variación	57.5754%
Mínimo	0.41
Máximo	7.02
Rango	6.61
Sesgo Estandarizado	11.0833
Curtosis Estandarizada	-2.6335

Como ya se explicó en el capítulo anterior para relacionar el soporte estructural del pavimento con los LEF, se calculó el número estructural (SN).

A continuación se presentan tres figuras – simple, tándem y trídem- donde se grafican los LEF (eje y) en función del número estructural (SN) (eje x)

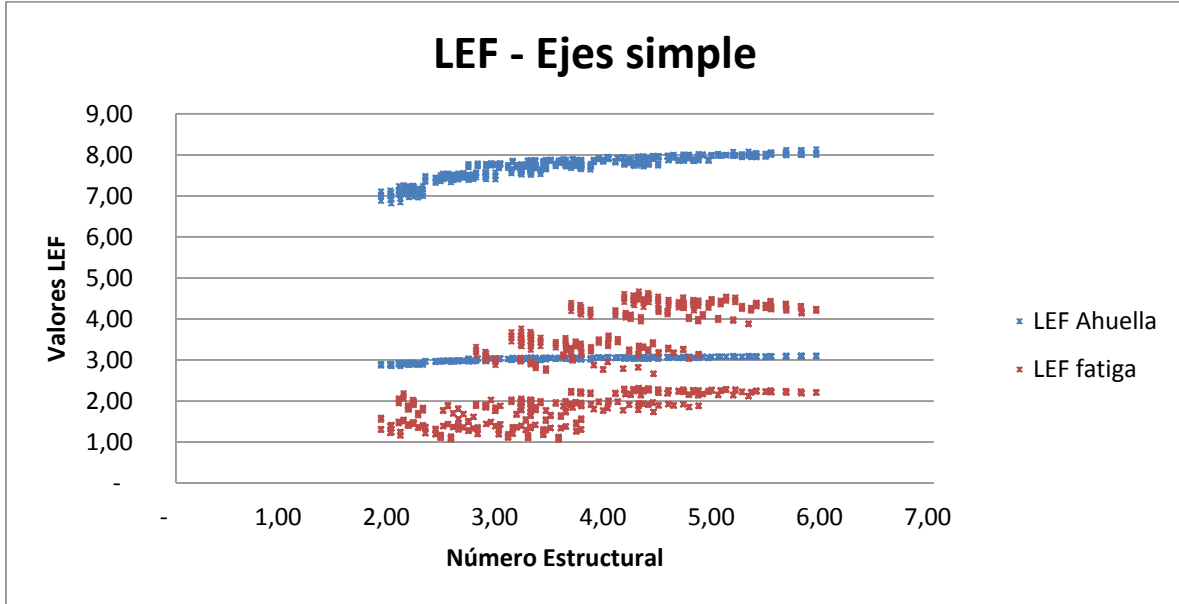


Figura 4.5 - LEF Eje Simples vs Número Estructural (SN).

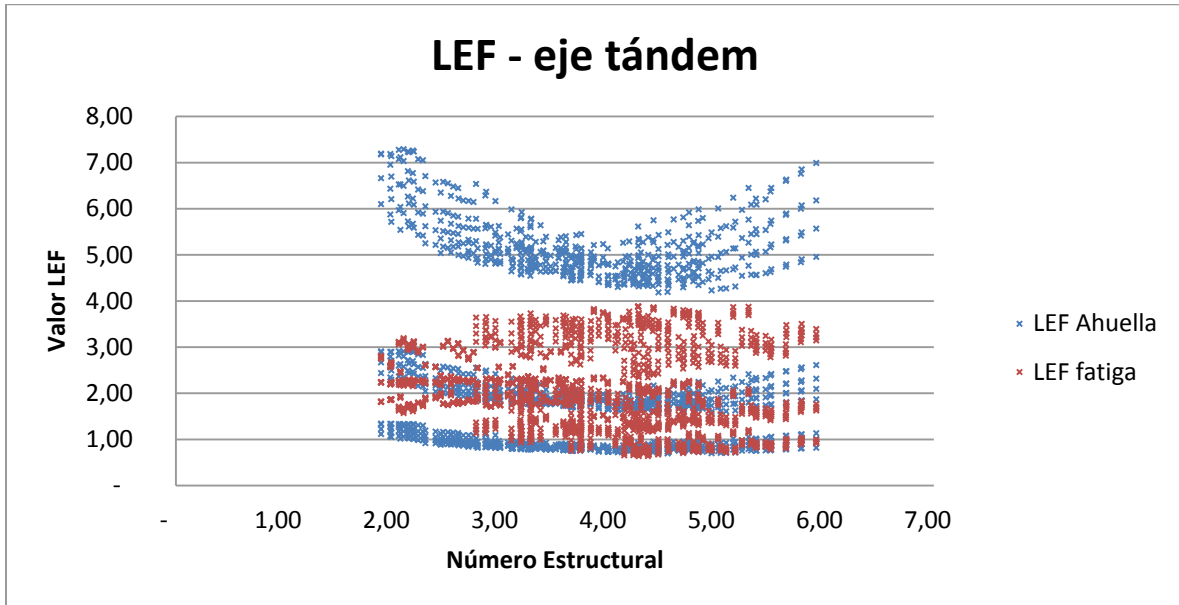


Figura 4.6 - LEF Eje Tándem vs Número Estructural (SN).

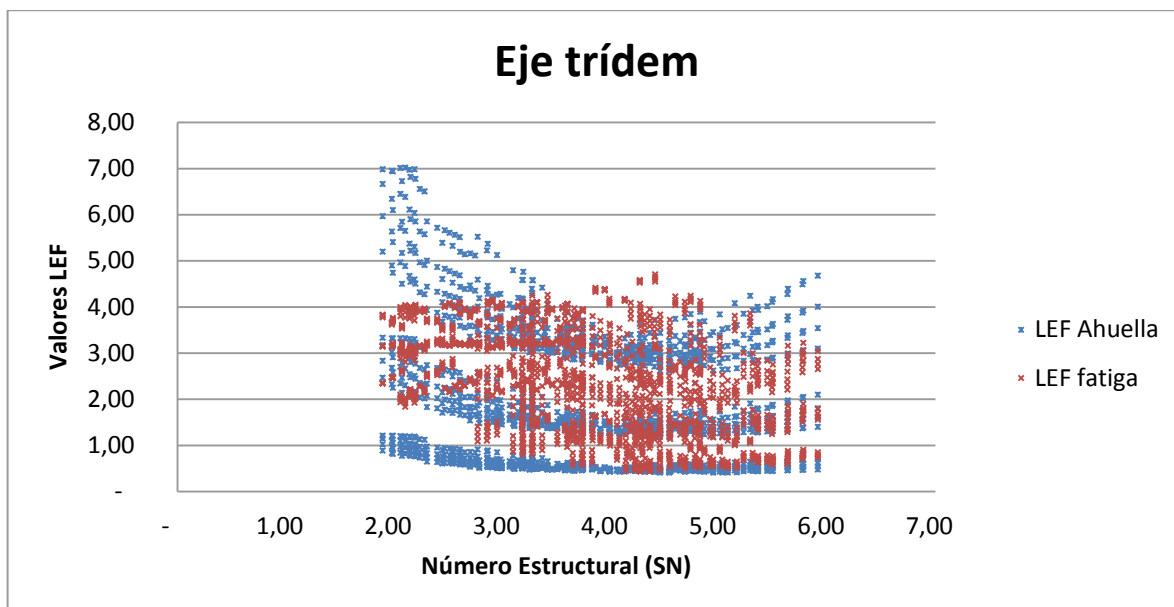


Figura 4.7 - LEF Eje Trídem vs Número Estructural (SN).

4.4 Relación de los valor LEF calculados versus valores de CBR

Para analizar si existe una relación entre los valores de CBR y los valores LEF calculados se realizó un análisis que se resumen en las - tres siguientes - tablas donde se muestran los resultados de ajustar varios modelos curvilíneos a los datos (LEF vs CBR). En la columna de la izquierda, se especifica el modelo utilizado y en las columnas de la derecha, el coeficiente de correlación y coeficiente de determinación (R-cuadrado) ordenados de mayor a menor valor. Valores de R-cuadrado alto indican una posible relación, valores bajo lo contrario.

En base a este análisis concluimos que con la información que se cuenta no se encontró una correlación estadísticamente significativa entre LEF y CBR.

Tabla 4-4 LEF SIMPLE (LEF S vs. CBR)

Modelo	Correlación	R-Cuadrado
Cuadrado-Y Log-X	-0.0080	0.01%
Cuadrado-Y Raíz Cuadrada-X	-0.0079	0.01%
Cuadrado-Y Inversa de X	0.0079	0.01%
Cuadrado de Y	-0.0077	0.01%
Logaritmo de X	-0.0074	0.01%
Raíz Cuadrada de X	-0.0074	0.01%
Cuadrado Doble	-0.0073	0.01%
Inversa de X	0.0072	0.01%
Lineal	-0.0072	0.01%

Raíz Cuadrada-Y Log-X	-0.0070	0.00%
Raíz Cuadrada Doble	-0.0070	0.00%
Raíz Cuadrada-Y Inversa de X	0.0068	0.00%
Raíz Cuadrada de Y	-0.0068	0.00%
Cuadrado de X	-0.0068	0.00%
Raíz Cuadrada-X Cuadrado-X	-0.0065	0.00%
Multiplicativa	-0.0064	0.00%
Logarítmico-Y Raíz Cuadrada-X	-0.0063	0.00%
Exponencial	-0.0062	0.00%
Curva S	0.0062	0.00%
Log-Y Cuadrado-X	-0.0059	0.00%
Inversa-Y Raíz Cuadrada-X	0.0040	0.00%
Inversa-Y Log-X	0.0040	0.00%
Inversa de Y	0.0039	0.00%
Doble Inverso	-0.0038	0.00%
Inversa-Y Cuadrado-X	0.0038	0.00%
Logístico	<sin ajuste>	

Tabla 4-5 LEF TÁNDEM (LEF TD vs. CBR)

<i>Modelo</i>	<i>Correlación</i>	<i>R-Cuadrada</i>
Inversa de Y	-0.0260	0.07%
Inversa-Y Cuadrado-X	-0.0259	0.07%
Inversa-Y Raíz Cuadrada-X	-0.0255	0.07%
Log-Y Cuadrado-X	0.0251	0.06%
Exponencial	0.0249	0.06%
Inversa-Y Log-X	-0.0247	0.06%
Logarítmico-Y Raíz Cuadrada-X	0.0244	0.06%
Raíz Cuadrada-X Cuadrado-X	0.0239	0.06%
Raíz Cuadrada de Y	0.0234	0.05%
Multiplicativa	0.0234	0.05%
Raíz Cuadrada Doble	0.0228	0.05%
Cuadrado de X	0.0226	0.05%
Doble Inverso	0.0220	0.05%
Lineal	0.0219	0.05%
Raíz Cuadrada-Y Log-X	0.0217	0.05%
Cuadrado Doble	0.0215	0.05%
Raíz Cuadrada de X	0.0210	0.04%
Curva S	-0.0205	0.04%
Cuadrado de Y	0.0200	0.04%
Logaritmo de X	0.0197	0.04%
Cuadrado-Y Raíz Cuadrada-X	0.0186	0.03%
Raíz Cuadrada-Y Inversa de X	-0.0186	0.03%
Cuadrado-Y Log-X	0.0169	0.03%
Inversa de X	-0.0164	0.03%
Cuadrado-Y Inversa de X	-0.0126	0.02%

Tabla 4-6 LEF TRÍDEM (LEF TR vs. CBR)

Modelo	Correlación	R-Cuadrada
Cuadrado de Y	0.0761	0.58%
Cuadrado-Y Raíz Cuadrada-X	0.0755	0.57%
Cuadrado Doble	0.0751	0.56%
Cuadrado-Y Log-X	0.0737	0.54%
Cuadrado-Y Inversa de X	-0.0671	0.45%
Lineal	0.0627	0.39%
Raíz Cuadrada de X	0.0624	0.39%
Cuadrado de X	0.0616	0.38%
Logaritmo de X	0.0612	0.37%
Raíz Cuadrada de Y	0.0566	0.32%
Raíz Cuadrada Doble	0.0564	0.32%
Inversa de X	-0.0561	0.31%
Raíz Cuadrada-X Cuadrado-X	0.0555	0.31%
Raíz Cuadrada-Y Log-X	0.0554	0.31%
Exponencial	0.0509	0.26%
Logarítmico-Y Raíz Cuadrada-X	0.0508	0.26%
Multiplicativa	0.0500	0.25%
Log-Y Cuadrado-X	0.0498	0.25%
Curva S	-0.0462	0.21%
Inversa de Y	-0.0406	0.16%
Inversa-Y Raíz Cuadrada-X	-0.0405	0.16%
Inversa-Y Log-X	-0.0398	0.16%
Inversa-Y Cuadrado-X	-0.0397	0.16%
Doble Inverso	0.0367	0.13%

4.5 Relación de los valor LEF calculados versus el número estructural.

Para analizar si existe una relación entre los valores de número estructural y los valores LEF calculados se realizó un análisis que se resumen en las - tres siguientes - tablas donde se indican los resultados de ajustar varios modelos curvilíneos a los datos (LEF vs SN). En la columna de la izquierda, nos especifica el modelo utilizado y en las columnas de la derecha, el coeficiente de correlación y coeficiente de determinación (R-cuadrado) ordenados de mayor a menor valor. Valores de R-cuadrado alto indican una posible relación, valores bajo lo contrario.

En base a este análisis concluimos que la correlación del número estructural con valores LEF Simple y LEF Tándem son bajos pero con los LEF Trídem se observa una relación alta.

Tabla 4-7 LEF SIMPLE (LEF S vs. CBR)

Modelo	Correlación	R-Cuadrada
Inversa de Y	-0.3096	9.59%
Doble Inverso	0.308	9.48%
Inversa-Y Cuadrado-X	-0.2982	8.89%
Multiplicativa	0.2347	5.51%
Logarítmico-Y Raíz Cuadrada-X	0.2344	5.49%
Exponencial	0.2325	5.41%
Curva S	-0.2302	5.30%
Log-Y Cuadrado-X	0.2247	5.05%
Raíz Cuadrada-Y Log-X	0.1925	3.71%
Raíz Cuadrada Doble	0.1924	3.70%
Raíz Cuadrada de Y	0.1909	3.65%
Raíz Cuadrada-Y Inversa de X	-0.1888	3.57%
Raíz Cuadrada-X Cuadrado-X	0.1848	3.41%
Logaritmo de X	0.1562	2.44%
Raíz Cuadrada de X	0.156	2.43%
Lineal	0.1549	2.40%
Inversa de X	-0.1533	2.35%
Cuadrado de X	0.15	2.25%
Cuadrado-Y Log-X	0.1087	1.18%
Cuadrado-Y Raíz Cuadrada-X	0.1083	1.17%
Cuadrado-Y Inversa de X	-0.1074	1.15%

Tabla 4-8 LEF TÁNDEM (LEF TD vs. CBR)

LEF TÁNDEM (LEF TD vs. SN)		
Modelo	Correlación	R-Cuadrada
Doble Inverso	-0.1787	3.19%
Inversa-Y Log-X	0.1762	3.11%
Inversa-Y Raíz Cuadrada-X	0.173	2.99%
Inversa de Y	0.1687	2.85%
Inversa-Y Cuadrado-X	0.1573	2.47%
Curva S	0.1462	2.14%
Multiplicativa	-0.1424	2.03%
Logarítmico-Y Raíz Cuadrada-X	-0.1389	1.93%
Exponencial	-0.1346	1.81%
Raíz Cuadrada-Y Inversa de X	0.1278	1.63%
Log-Y Cuadrado-X	-0.1239	1.54%
Raíz Cuadrada-Y Log-X	-0.1227	1.50%
Raíz Cuadrada Doble	-0.1188	1.41%
Raíz Cuadrada de Y	-0.1142	1.30%
Inversa de X	0.1126	1.27%
Logaritmo de X	-0.1058	1.12%
Raíz Cuadrada-X Cuadrado-X	-0.1034	1.07%
Raíz Cuadrada de X	-0.1013	1.03%
Cuadrado-Y Inversa de X	0.1004	1.01%
Lineal	-0.0961	0.92%

Tabla 4-9 LEF TRÍDEM (LEF TR vs. CBR)

LEF TRÍDEM (LEF TR vs. SN)		
Modelo	Correlación	R-Cuadrada
Raíz Cuadrada-Y Inversa de X	0.942	88.74%
Raíz Cuadrada Doble	0.9327	86.99%
Raíz Cuadrada-Y Log-X	0.9129	83.34%
Raíz Cuadrada de Y	0.8996	80.94%
Inversa de X	0.8787	77.21%
Raíz Cuadrada de X	0.8376	70.16%
Raíz Cuadrada-X Cuadrado-X	0.8154	66.48%
Logaritmo de X	0.8135	66.18%
Lineal	0.7989	63.83%
Inversa-Y Log-X	0.7967	63.48%
Inversa-Y Raíz Cuadrada-X	0.795	63.20%
Inversa de Y	0.794	63.05%
Inversa-Y Cuadrado-X	0.7623	58.11%
Cuadrado-Y Inversa de X	0.7401	54.78%
Cuadrado de X	0.7102	50.43%
Doble Inverso	0.7067	49.94%
Curva S	0.6679	44.61%
Cuadrado-Y Raíz Cuadrada-X	0.6595	43.50%
Cuadrado-Y Log-X	0.6311	39.83%
Cuadrado de Y	0.6165	38.01%
Logarítmico-Y Raíz Cuadrada-X	0.5936	35.23%
Multiplicativa	0.5678	32.23%
Exponencial	0.5531	30.59%
Cuadrado Doble	0.5292	28.00%
Log-Y Cuadrado-X	0.4706	22.15%

4.6 Confección del Modelo LEF

Para obtener la ecuación de LEF se analizaron los 10.368 datos mediante dos enfoques. El primer enfoque fue encontrando el valor de ajuste (k) de cada uno de los LEF obtenidos, para luego escoger mediante percentil el valor k que ajuste el modelo. El segundo fue mediante análisis de regresión y correlación lineal.

4.7 Valor de ajuste k

Se analizaron cada uno de los modelos que se pudieron recopilar mediante bibliografía y concluimos que la forma de ecuación que más se adapta a nuestros datos es la siguiente:

$$LEF = k \left(\frac{A}{B} \right)^c \quad (4.5)$$

- A : Peso cualquiera de un eje simple/tándem/trídem
 B : Peso estándar. En nuestro medio es de 8.2 toneladas
 C : Exponente, que según bibliografía, el valor es 4
 K : Valor de ajuste que se calcula con toda la data con que se cuenta.

En el anexo I de la tesis se presentan información estadística de los valores de K obtenidos de cada uno de los Eje Simple, Tándem y Trídem.

4.7.1 Valor de ajuste K a escoger.

Del análisis estadístico se decide presentar tres tipos de modelos de cada LEF (Simple, Tándem y Tridem) en base a tres valores de K , percentil 85, 75 y 50. Luego las ecuaciones propuestas se compararan con los modelos internacionales.

A continuación se presentan las ecuaciones obtenidas:

Para eje simple:

$$LEF = 1.23 * \left(\frac{W_i}{8.2} \right)^4 \quad \text{Vasquez - Schvartzer (V.S-P85)} \quad (4.6)$$

$$LEF = 1.15 * \left(\frac{W_i}{8.2} \right)^4 \quad \text{Vasquez - Schvartzer (V.S-P75)} \quad (4.7)$$

$$LEF = 1.11 * \left(\frac{W_i}{8.2} \right)^4 \quad \text{Vasquez - Schvartzer(V.S-P50)} \quad (4.8)$$

Para eje tándem:

$$LEF = 1.66 * \left(\frac{W_i/2}{8.2} \right)^4 \quad \text{Vasquez - Schvartzer (V.S-P85)} \quad (4.9)$$

$$LEF = 0.104 * \left(\frac{W_i}{8.2} \right)^4 \quad \text{Vasquez – Schvartzer (V.S-P85)} \quad (4.10)$$

$$LEF = 1.53 * \left(\frac{W_i / 2}{8.2} \right)^4 \quad \text{Vasquez – Schvartzer (V.S-P75)} \quad (4.11)$$

$$LEF = 0.096 * \left(\frac{W_i}{8.2} \right)^4 \quad \text{Vasquez – Schvartzer (V.S-P75)} \quad (4.12)$$

$$LEF = 1.30 * \left(\frac{W_i / 2}{8.2} \right)^4 \quad \text{Vasquez – Schvartzer (V.S-P50)} \quad (4.13)$$

$$LEF = 0.082 * \left(\frac{W_i}{8.2} \right)^4 \quad \text{Vasquez – Schvartzer (V.S-P50)} \quad (4.14)$$

Se debe distinguir entre las ecuaciones pares e impares arriba mencionadas, la diferencia entre ambas ecuaciones (par e impar) está que en las ecuaciones impares el peso total del eje (W_i) se lo divide por dos (en el caso de ejes trídems para tres), la forma de la ecuación es similar a la que presenta la Dirección General de Obras Públicas de la Comunidad Valenciana (España) (2009). En las ecuaciones pares se coloca todo el peso del eje y la forma de la ecuación es similar a la de La Administración de Carreteras de Suecia (Swedish Road Administration) (2005) Las ecuaciones de un mismo percentil (par e impar) dan los mismo valores de LEF.

Para eje trídems:

$$LEF = 2.72 * \left(\frac{W_i / 3}{8.2} \right)^4 \quad \text{Vasquez – Schvartzer (V.S-P85)} \quad (4.15)$$

$$LEF = 0.034 * \left(\frac{W_i}{8.2}\right)^4 \quad \text{Vasquez – Schvartzer (V.S-P85)} \quad (4.16)$$

$$LEF = 2.03 * \left(\frac{W_i/3}{8.2}\right)^4 \quad \text{Vasquez – Schvartzer (V.S-P75)} \quad (4.17)$$

$$LEF = 0.025 * \left(\frac{W_i}{8.2}\right)^4 \quad \text{Vasquez – Schvartzer (V.S-P75)} \quad (4.18)$$

$$LEF = 1.49 * \left(\frac{W_i/3}{8.2}\right)^4 \quad \text{Vasquez – Schvartzer (V.S-P50)} \quad (4.19)$$

$$LEF = 0.018 * \left(\frac{W_i}{8.2}\right)^4 \quad \text{Vasquez – Schvartzer (V.S-P50)} \quad (4.20)$$

W_i : Peso total del eje.

4.8 Regresión y correlación lineal.

A todos los LEF que se obtuvieron también se los analizó mediante regresión y correlación lineal, del analices se decidió presentar una ecuación para cada tipo de daño – fatiga y ahuellamiento – ya que de esta manera se obtuvo un mejor ajuste.

4.8.1 Para eje simple, daño por fatiga:

Donde A es el peso cualquiera de un eje simple y B es valor estándar de 8.2 toneladas.

$$LEF \text{ fatiga } f(SN,A,B) = 0.00200901 * A * B + 0.00601763 * SN * A * B \quad (4.21)$$

Coefficiente de Correlación	=	0.664862
R-cuadrada	=	44.2041 por ciento
Error estándar del est.	=	0.0066683
Error absoluto medio	=	0.00545921
Estadístico Durbin-Watson	=	0.261119 (P=0.0000)

Queda la duda si es razonable el modelo lineal. Más adelante se presenta algunas herramientas para validar o descartar el modelo lineal.

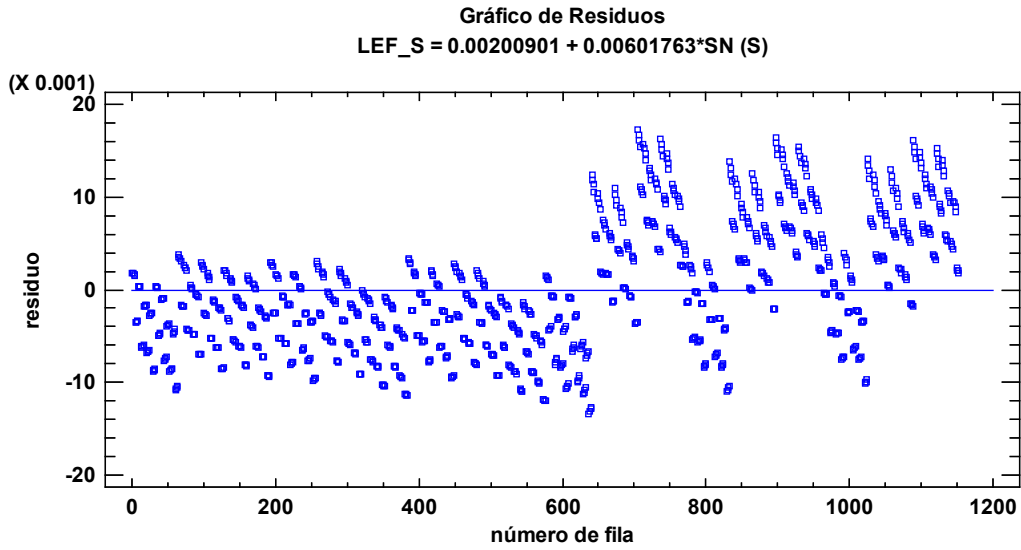


Figura 4.8 Gráfica de residuos de la ecuación (4.21)

$$\text{LEF fatiga } f(A,B) = -0,402449*B + 0,059395*A*B \tag{4.22}$$

Coefficiente de Correlación	=	0.585608
R-cuadrada	=	34.2937 por ciento
Error estándar del est.	=	0.102857
Error absoluto medio	=	0.0803717
Estadístico Durbin-Watson	=	0.0476089 (P=0.0000)

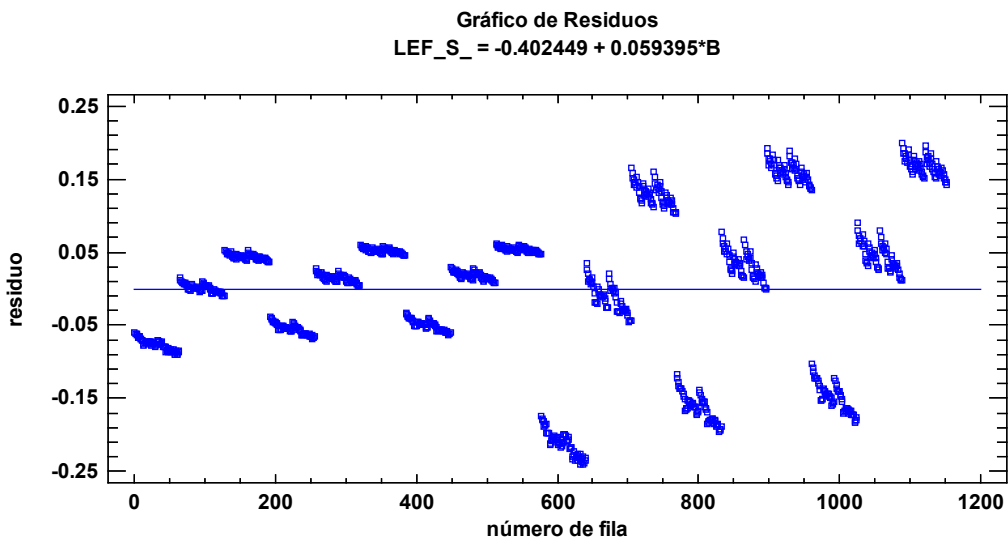


Figura 4.9 Gráfica de residuos de la ecuación (4.22)

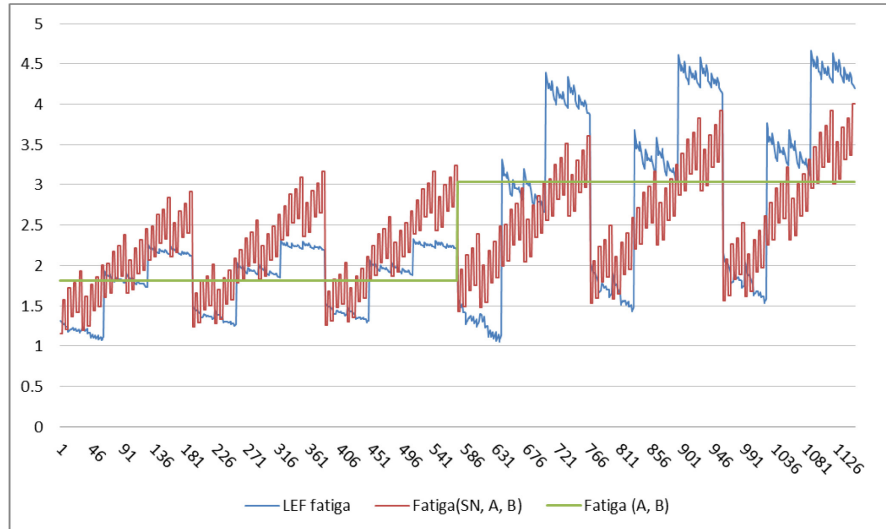


Figura 4.10 Comparación de modelos LEF (fatiga) para eje simple encontrados por regresión

De la *Figura 4.10* la línea nombrada como “LEF fatiga” son los valores LEF encontrados mediante la simulación del KENPAVE, los valores LEF obtenidos mediante regresión lineal son “Fatiga (SN,A,B)” y Fatiga (A, B). “Fatiga(SN,A,B)” representa la ecuación que está en función del número estructural, eje cualquiera(A) y eje estándar(B). “Fatiga(A,B)” representa la ecuación que está en función del eje cualquiera(A) y eje estándar (B). Comparando los dos modelos con los valores calculados se afirma que la ecuación que está en función de número estructural copia la tendencia pero no es la ecuación con el mejor ajuste.

4.8.2 Para eje simple, daño por ahuellamiento:

$$\text{LEF ahuellamiento } f(\text{SN},A,B) = 2.5775 + 0.39988 \cdot \text{SN}^{(A/B)} \quad (4.23)$$

Coefficiente de Correlación	=	0.525656
R-cuadrada	=	27.6314 por ciento
Error estándar del est.	=	2.01222
Error absoluto medio	=	1.81951
Estadístico Durbin-Watson	=	0.055269 (P=0.0000)

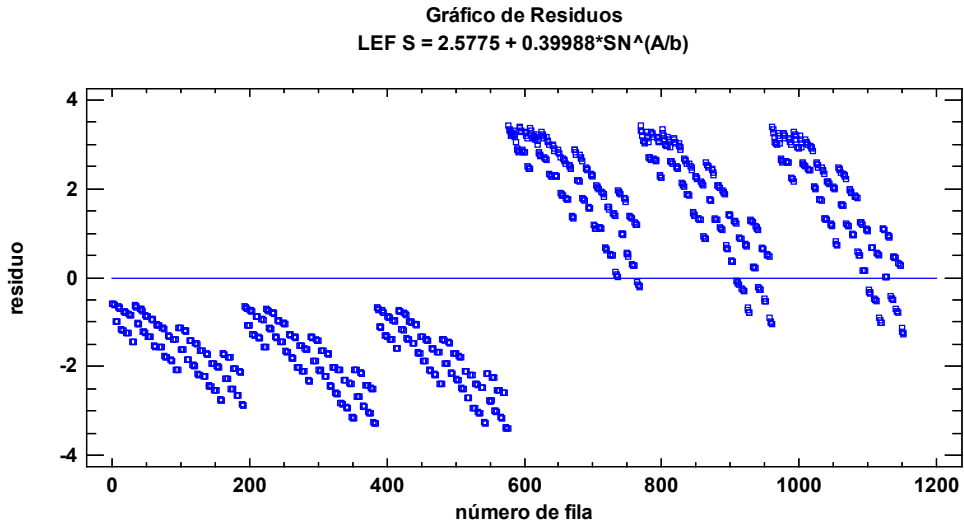


Figura 4.11 Gráfica de residuos de la ecuación (3.23)

$$\text{LEF ahuellamiento } f(A,B) = -2,04688 * B + 0,230069 * A * B \quad (4.24)$$

Coefficiente de Correlación	=	0.99678
R-cuadrada	=	99.3571 por ciento
Error estándar del est.	=	0.0231535
Error absoluto medio	=	0.0142978
Estadístico Durbin-Watson	=	0.60901 (P=0.0000)

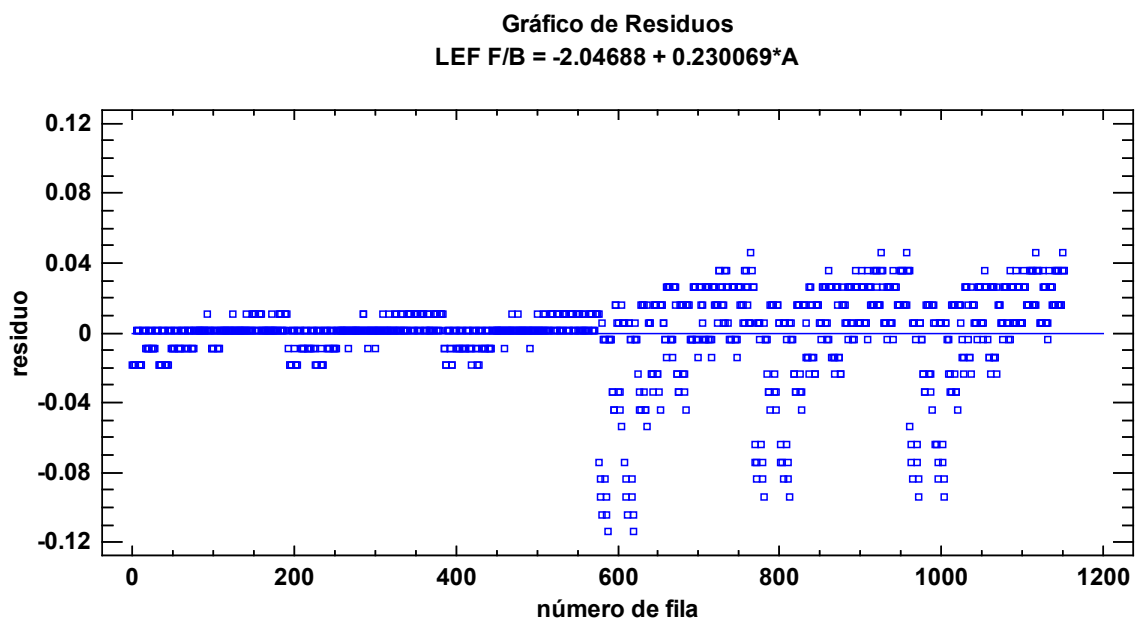


Figura 4.12 Gráfica de residuos de la ecuación (4.24)

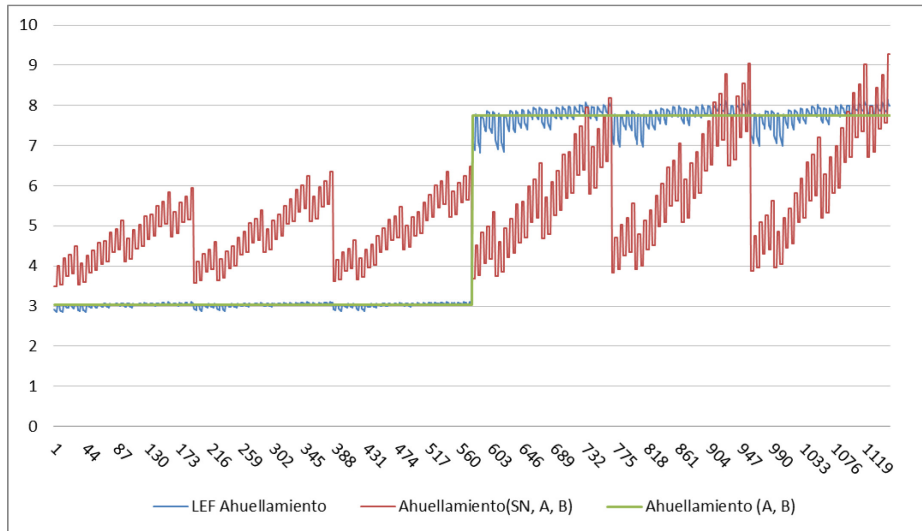


Figura 4.13 Comparación de modelos LEF (Ahuellamiento) para eje simple encontrados por regresión

4.8.3 Para eje tándem, daño por fatiga:

$$\text{LEF fatiga } f(\text{SN}, \text{A}, \text{B}) = 5,67777 - 1,94311 \cdot \text{SN}^{(\text{B}/\text{A})} \tag{4.25}$$

- Coefficiente de Correlación = -0.693306
- R-cuadrada = 48.0673 por ciento
- Error estándar del est. = 0.595615
- Error absoluto medio = 0.470381
- Estadístico Durbin-Watson = 0.288501 (P=0.0000)

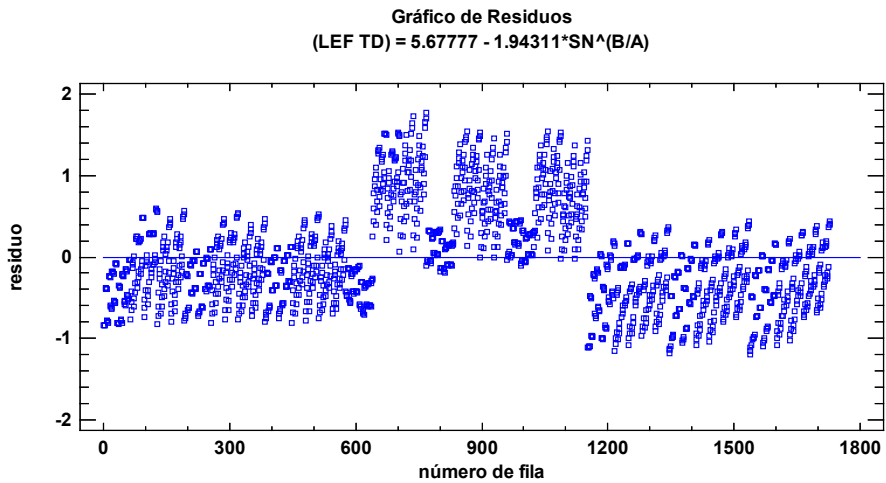


Figura 4.14 Gráfica de residuos de la ecuación (4.25)

$$\text{LEF fatiga } f(A,B) = -0,278794 * B + 0,0291116 * A * B \quad (4.26)$$

Coeficiente de Correlación	=	0.890922
R-cuadrada	=	79.3742 porciento
Error estándar del est.	=	0.0457662
Error absoluto medio	=	0.0385732
Estadístico Durbin-Watson	=	0.213472 (P=0.0000)

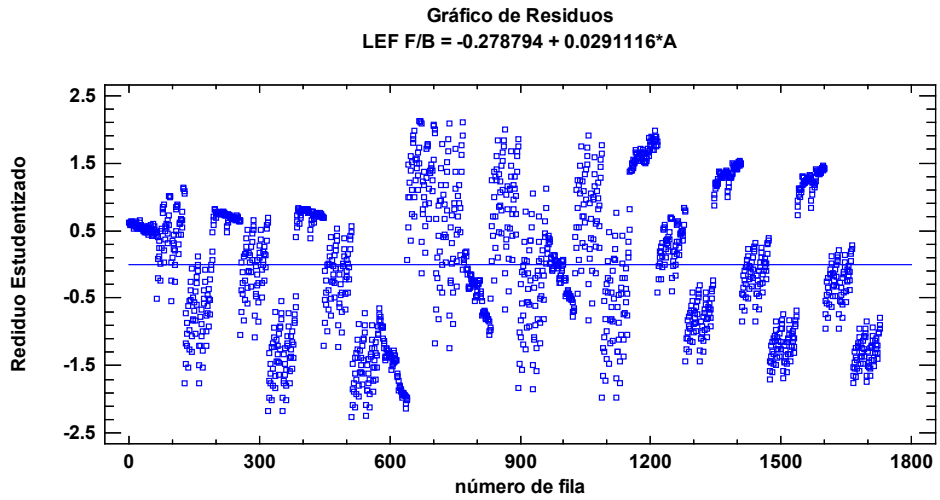


Figura 4.15 Gráfica de residuos de la ecuación (4.26)

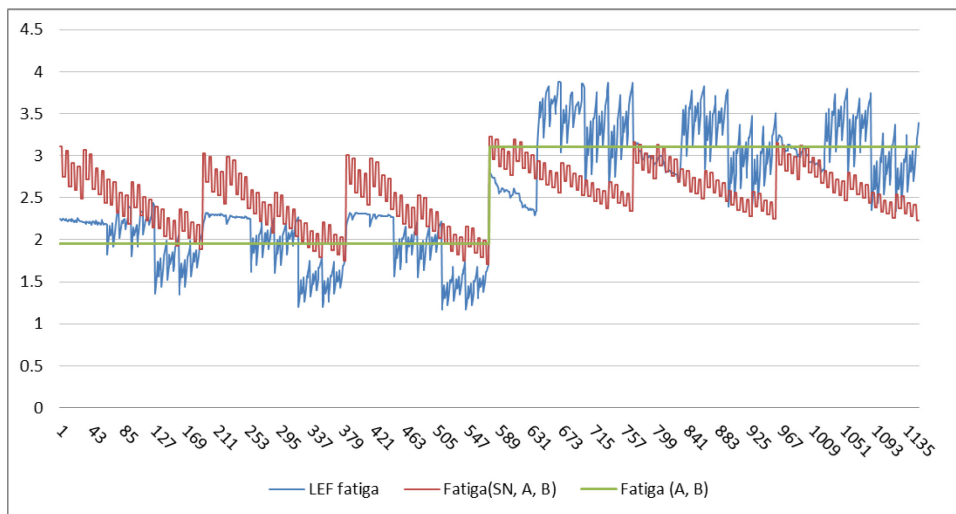


Figura 4.16 Comparación de modelos LEF (fatiga) para eje tandem encontrados por regresión

4.8.4 Para eje tándem, daño por ahuellamiento:

$$\text{LEF ahuellamiento } f(\text{SN}, A, B) = 9.89995 - 3.9579 * \text{SN}^{(B/A)} \quad (4.27)$$

Coefficiente de Correlación	=	-0.626303
R-cuadrada	=	39.2256 por ciento
Error estándar del est.	=	1.45383
Error absoluto medio	=	1.24452
Estadístico Durbin-Watson	=	0.147334 (P=0.0000)

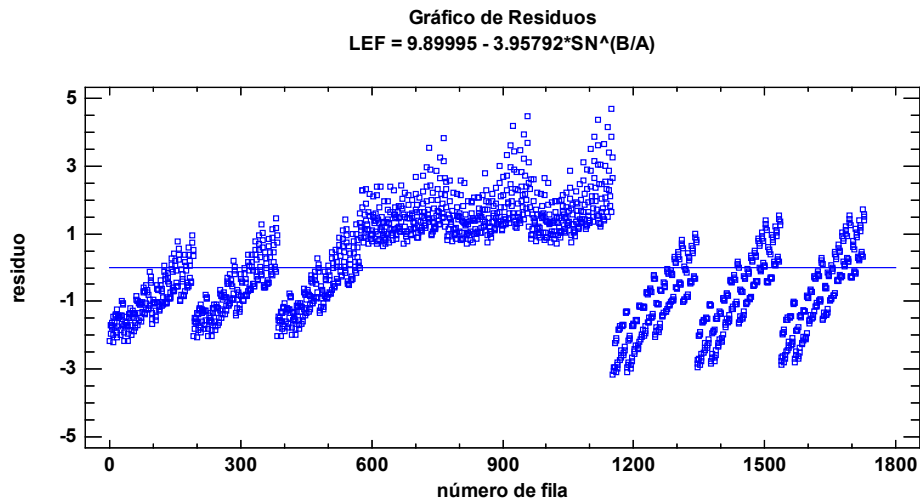


Figura 4.17 Gráfica de residuos de la ecuación (4.27)

$$\text{LEF ahuellamiento } f(A, B) = -8.08818 + 4.7704 * A/B \quad (4.28)$$

Coefficiente de Correlación	=	0.96206
R-cuadrada	=	92.556 por ciento
Error estándar del est.	=	0.50881
Error absoluto medio	=	0.393601
Estadístico Durbin-Watson	=	0.61975 (P=0.0000)

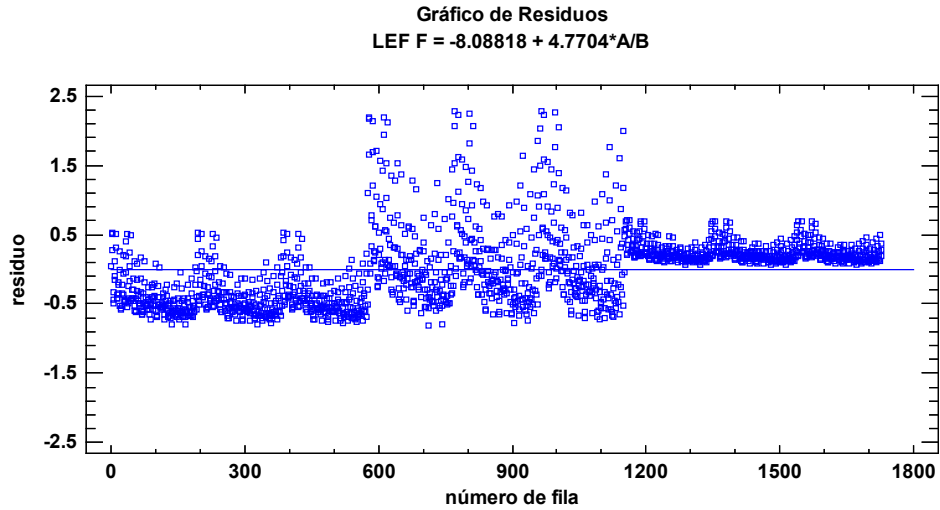


Figura 4.18 Gráfica de residuos de la ecuación (4.28)

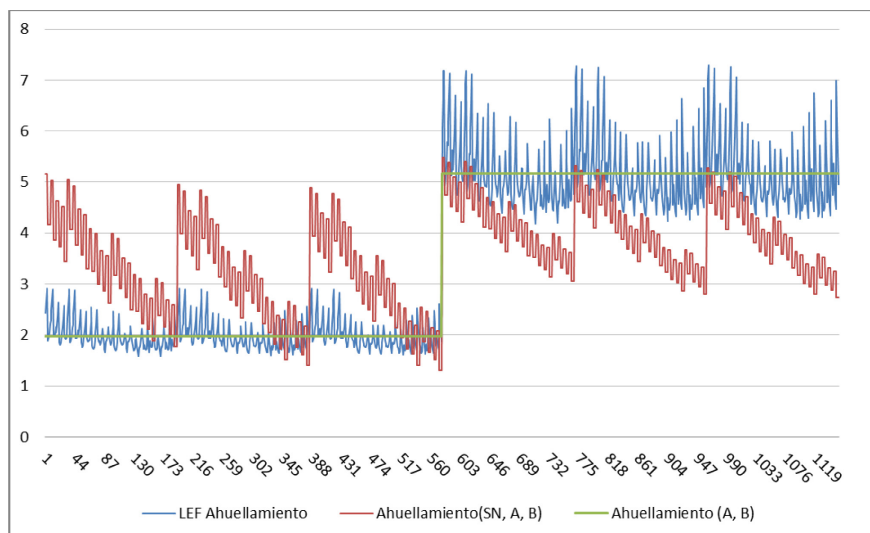


Figura 4.19 Comparación de modelos LEF(ahuellamiento) para eje tándem encontrados por regresión

4.8.5 Para eje trídem, daño por fatiga:

$$LEF \text{ fatiga } f(SN,A,B) = 9.39156 - 4.5134 * SN^{(B/A)} \tag{4.29}$$

Coefficiente de Correlación	=	-0.806221
R-cuadrada	=	64.9993 porciento
Error estándar del est.	=	0.62582
Error absoluto medio	=	0.510206
Estadístico Durbin-Watson	=	0.575216 (P=0.0000)

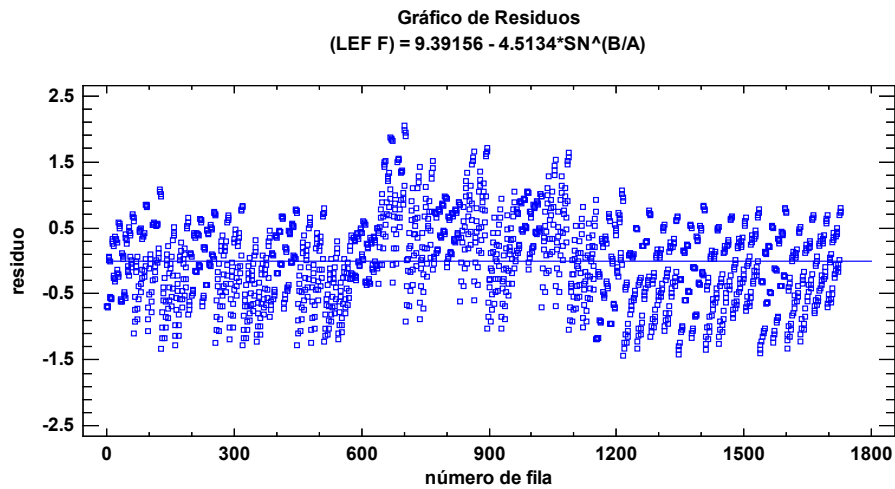


Figura 4.20 Gráfica de residuos de la ecuación (4.29)

$$\text{LEF fatiga } f(A,B) = -0,26979 \cdot B + 0.0221728 \cdot A \cdot B \quad (4.30)$$

Coefficiente de Correlación	=	0.736866
R-cuadrada	=	54.2971 por ciento
R-cuadrado (ajustado para g.l.)	=	54.2706 por ciento
Error estándar del est.	=	0.0872838
Error absoluto medio	=	0.0760494
Estadístico Durbin-Watson	=	0.156337 (P=0.0000)

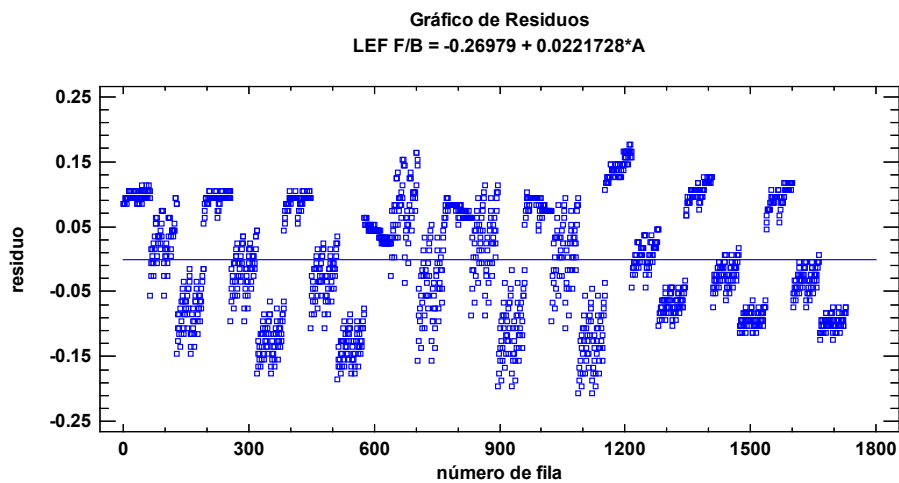


Figura 4.21 Gráfica de residuos de la ecuación (4.30)

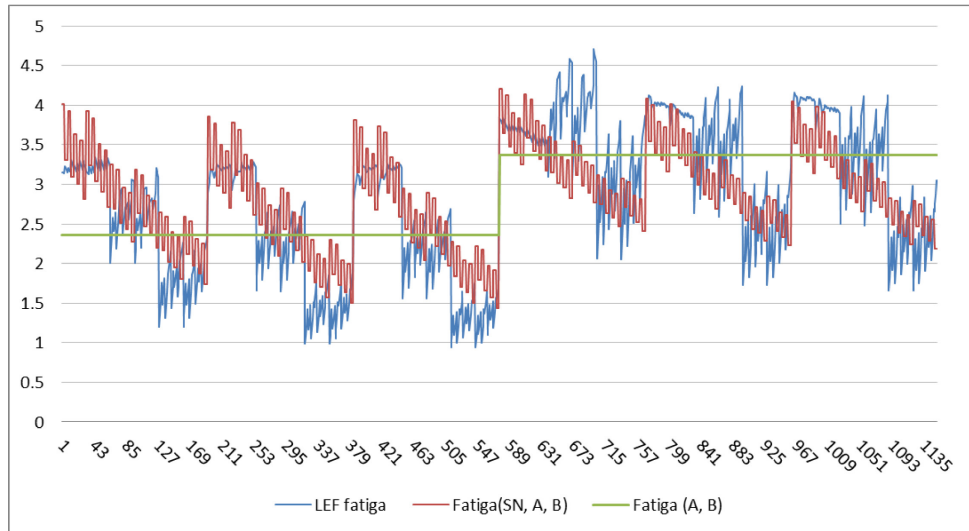


Figura 4.22 Comparación de modelos LEF(fatiga) para eje tridem encontrados por regresión

4.8.6 Para eje tridem, daño por ahuellamiento:

$$\text{LEF ahuellamiento } f(\text{SN}, A, B) = 9.93759 - 5.15235 * \text{SN}^{(B/A)} \quad (4.31)$$

Coefficiente de Correlación	=	-0.704445
R-cuadrada	=	49.6242 porciento
Error estándar del est.	=	0.980913
Error absoluto medio	=	0.798265
Estadístico Durbin-Watson	=	0.274428 (P=0.0000)

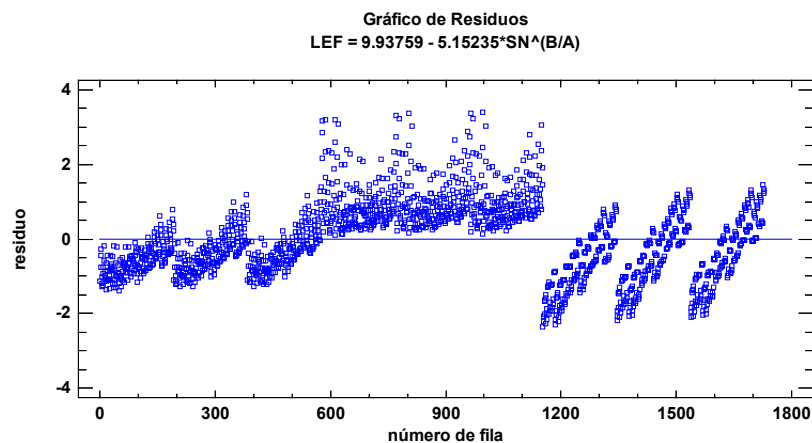


Figura 4.23 Gráfica de residuos de la ecuación (4.31)

$$\text{LEF ahuellamiento } f(A,B) = -5.32033 + 2.35294 \cdot A/B \tag{4.32}$$

Coefficiente de Correlación	=	0.890892
R-cuadrada	=	79.3688 por ciento
Error estándar del est.	=	0.627715
Error absoluto medio	=	0.420041
Estadístico Durbin-Watson	=	0.661913 (P=0.0000)

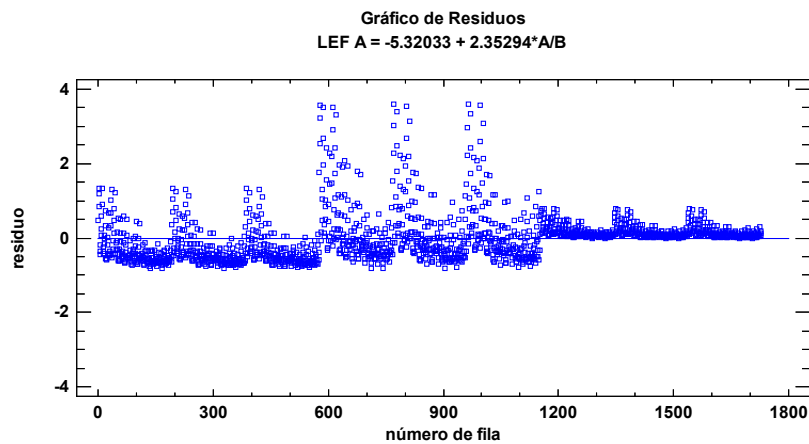


Figura 4.24 Gráfica de residuos de la ecuación (4.32)

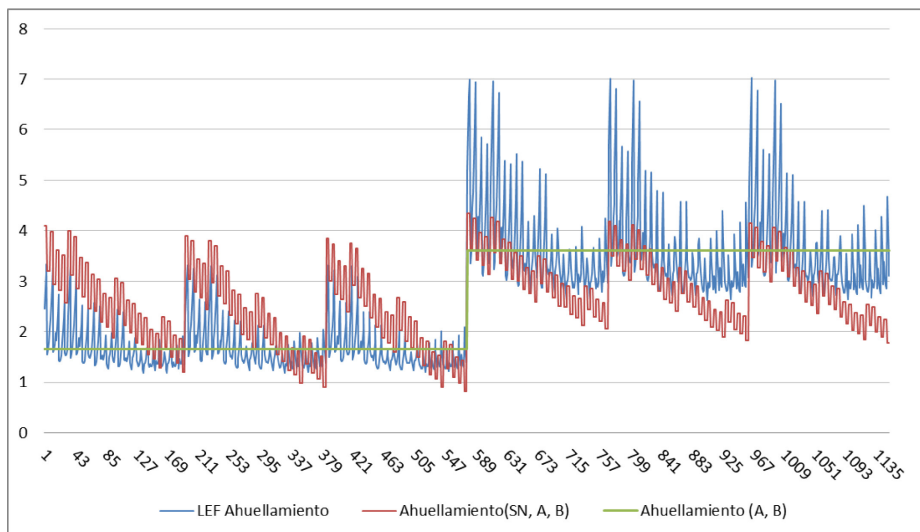


Figura 4.25 Comparación de modelos LEF(ahuellamiento) para eje tridem encontrados por regresión

Para validar los modelos se graficaron los residuos de cada uno de los modelos, de lo cual se ve que los residuos presentan cierta tendencia, en contra de los supuestos de modelo lineal. Para formalizar esta intuición gráfica se realizó el test de Durbin-Watson para cada uno de los modelos. Este test de hipótesis examina los residuos para ver si están correlacionados. La hipótesis nula es que los residuos son independientes (no son correlacionados). De cada uno de los modelos se obtuvo un p-valor inferior a 0.05, entonces, a nivel 95% hay suficiente evidencia estadística para suponer que los residuos sí presentan una correlación. En los gráficos de residuos comprobamos informalmente la dependencia que nos anticipó el test de Durbin Watson. Por este motivo descartamos todos los modelos lineales ya que uno de los supuestos del modelo es la independencia de los residuos. Además los modelos encontrados por regresión no reflejan las relaciones que en bibliografía se ha encontrado, las relaciones entre pesos cualquiera, peso estándar y número estructural son: $A*B$, A/B , $SN*A*B$, $SN^{(A/B)}$, A/B . Donde A es el peso de un eje cualquiera, B es el peso estándar y SN es el número estructural. Por lo expuesto el autor no considera estos modelos para ser utilizados.

4.9 Comparación de modelos internacionales con los obtenidos

Se cotejan las ecuaciones LEF obtenidas con los modelos internacionales de: la Administración Vial de Suiza, el Instituto del Asfalto (A.I), la Dirección General de Obras Públicas de la Comunidad Valenciana y el Ministerio de Transporte de Canadá. Se escogieron estos valores por ser: en unos casos son los más usados en el medio, son los más actuales en bibliografía, y por ser los que más se adaptan a las ecuaciones propuestas. Cabe aclarar el Instituto del Asfalto presenta una tabla de valores de equivalencia, los cuales fueron tomados del AASHTO con un $pt = 2.5$ y un $SN = 5$. Se estima que el A.I consideró estos valores ya que son valores representativos y que están en la zona de seguridad, no son los mayores.

Ejes simples

En la *Figura 4.26* se grafican los modelos de LEF donde se comparan los valores de equivalencia a diferente peso. Los modelos V.S S-P85 (Vasquez – Schvartzter, Eje Simple - percentil 85), V.S S-P75 (percentil 75), V.S S-P50 (percentil 50) son los modelos calculados

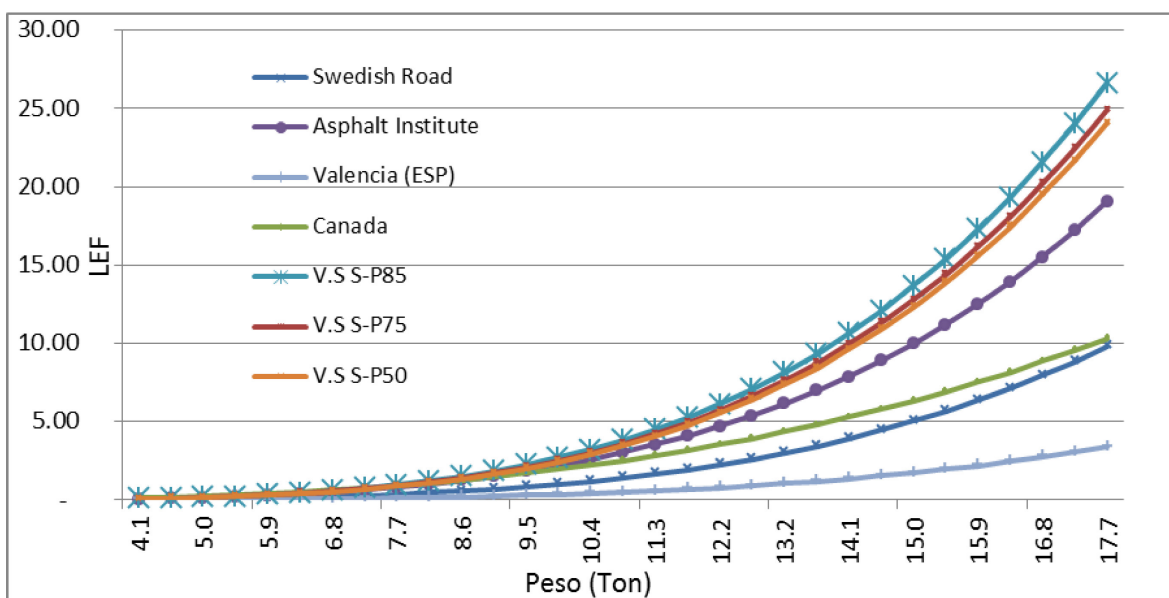


Figura 4.26: Comparación de modelos LEF de diferentes organismos para ejes simple

Análisis del rango de pesos más utilizado en eje Simple.

Se presenta la

Tabla donde se comparan los valores LEF calculados/locales (Vasquez –Schvartzter) con los LEF del *Instituto del Asfalto* (I.A.) y los LEF de Canadá. Se observa que los LEF locales (tanto para percentil 85,75y50) en promedio son un 21%, 15% y 12% mayor que los LEF I.A. Los LEF Canadá presentan un comportamiento mixto frente a los LEF locales. De 4 a 7 toneladas, los LEF Canadá son mayores que los LEF locales en un 39% para LEF percentil 85, 49% para LEF-P75 y 54% para LEF-P50. Y del rango de 8 a 13 toneladas, los LEF locales son mayores en un 29% en promedio para LEF-P85, para LEF-P75 y LEF-50 son mayores en un 26% y 24% respectivamente. Se pueden comparar los 3 modelos de LEF entre sí ya que tienen el mismo eje estándar (8.2 toneladas).

Tabla 4-10: Comparación de valores LEF para eje simple

Modelos LEF de diferentes Organismos.											
Pesos (Ton)	Vasquez-Schvartzter (P 50)	Vasquez-Schvartzter (P 75)	Vasquez-Schvartzter (P 85)	Asphalt Institute (A.I)	Canadá	VS-P85 vs. A.I	VS-P85 vs. Canada	VS-P75 vs. A.I	VS-P75 vs. Canada	VS-P50 vs. A.I	VS-P50 vs. Canada
4.08	0.07	0.07	0.08	0.06	0.14	26%	-92%	20%	-105%	18%	-112%
4.54	0.10	0.11	0.12	0.09	0.20	24%	-71%	19%	-83%	16%	-89%
4.99	0.15	0.16	0.17	0.13	0.26	22%	-54%	17%	-65%	14%	-71%
5.44	0.22	0.22	0.24	0.19	0.33	21%	-40%	15%	-50%	12%	-55%
5.90	0.30	0.31	0.33	0.26	0.42	20%	-28%	14%	-37%	11%	-42%
6.35	0.40	0.41	0.44	0.36	0.52	19%	-18%	13%	-27%	10%	-31%
6.80	0.53	0.55	0.58	0.48	0.64	18%	-10%	12%	-17%	9%	-22%
7.26	0.68	0.71	0.75	0.62	0.77	17%	-2%	12%	-9%	9%	-13%
7.71	0.87	0.90	0.96	0.80	0.92	17%	4%	11%	-2%	8%	-6%
8.20	1.11	1.15	1.23	1	1.10	19%	10%	13%	4%	10%	1%
8.62	1.35	1.40	1.50	1.24	1.27	17%	15%	12%	9%	8%	6%
9.07	1.66	1.72	1.84	1.51	1.48	18%	20%	12%	14%	9%	11%
9.53	2.02	2.09	2.24	1.83	1.70	18%	24%	13%	19%	9%	16%
9.98	2.43	2.52	2.70	2.18	1.95	19%	28%	14%	23%	10%	20%
10.43	2.91	3.01	3.22	2.58	2.22	20%	31%	14%	26%	11%	24%
10.89	3.45	3.57	3.82	3.03	2.51	21%	34%	15%	30%	12%	27%
11.34	4.06	4.21	4.50	3.53	2.83	22%	37%	16%	33%	13%	30%
11.79	4.75	4.92	5.26	4.09	3.17	22%	40%	17%	36%	14%	33%
12.25	5.52	5.72	6.12	4.71	3.54	23%	42%	18%	38%	15%	36%
12.70	6.39	6.62	7.08	5.39	3.93	24%	44%	19%	41%	16%	38%
13.15	7.35	7.62	8.15	6.14	4.36	25%	47%	19%	43%	16%	41%
Promedio						21%	-39%*	15%	-49%*	12%	-54%*
							29%**		26%**		24%**

* Promedio entre 4 Ton a 7 Ton

** Promedio entre 8,20 Ton a 13,15 Ton

En ejes simples el valor de carga máxima según ley de tránsito es de 10.5 toneladas, y 13 toneladas es el valor medio de sobre carga según bibliografía.

Ejes tándem

En la siguiente figura se comparan los modelos de LEF de diferentes organismos, los modelos V.S TD-P85 (Vasquez – Schvartzter, Eje Tándem - percentil 85), V.S TD-P75 (percentil 75), V.S TD-P50 (percentil 50) son los modelos calculados

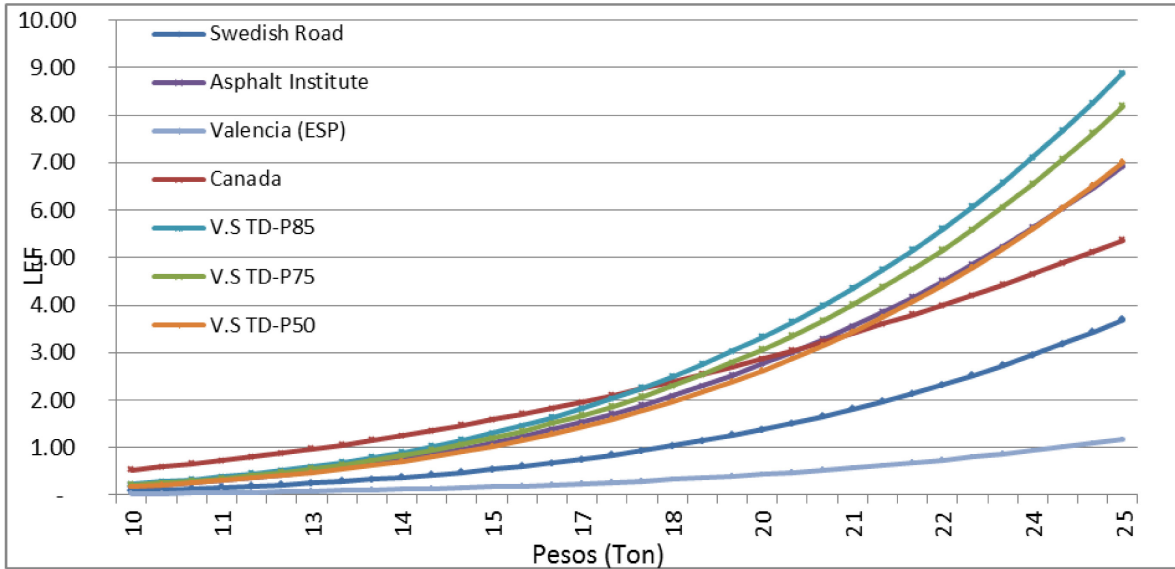


Figura 4.27: Comparación de modelos LEF de diferentes organismos para ejes tándem

Para poder comparar los LEF se presenta una tabla donde se colocan las diferencias de peso en porcentaje entre los LEF locales y los dos modelos a comparar. El rango de pesos que se presenta es en base al peso máximo legal (18 toneladas) hasta el valor de sobre peso (22.5 toneladas), peso que se escogieron en base a bibliografía. Se concluye que los ejes de Asphalt Institute son 18% y 11% menores que los conseguidos en esta investigación para el modelo percentil 85 y percentil 75. Para percentil 50 el LEF del A.I es mayor en un 4%. Respecto a los LEF Canada son un 18 % menores de un rango de peso de 18 a 23 toneladas, y mayores en 77% en un rango de de 8 a 18 toneladas para percentil 85.

Tabla 4-11: Comparación de valores LEF para eje tándem

Modelos LEF de los diferente organismos											
Pesos (Ton)	Vasquez-Schvartzter (P 50)	Vasquez-Schvartzter (P 75)	Vasquez-Schvartzter (P 85)	Asphalt Institute (A.I)	Canadá	VS-P85 vs. A.I	VS-P85 vs. Canada	VS-P75 vs. A.I	VS-P75 vs. Canada	VS-P50 vs. A.I	VS-P50 vs. Canada
8.20	0.08	0.10	0.10	0.08	0.32	25%	-206%	19%	-232%	6%	-288%
8.62	0.10	0.12	0.13	0.10	0.36	23%	-185%	17%	-209%	3%	-261%
9.07	0.12	0.14	0.16	0.12	0.41	22%	-164%	16%	-187%	2%	-235%
9.53	0.15	0.17	0.19	0.15	0.46	22%	-146%	15%	-167%	1%	-212%
9.98	0.18	0.21	0.23	0.18	0.52	21%	-130%	14%	-149%	0%	-191%
10.43	0.21	0.25	0.27	0.22	0.59	20%	-115%	13%	-134%	-1%	-173%
10.89	0.25	0.30	0.32	0.26	0.65	19%	-102%	12%	-120%	-2%	-156%
11.34	0.30	0.35	0.38	0.31	0.72	19%	-91%	12%	-107%	-3%	-142%
11.79	0.35	0.41	0.44	0.36	0.80	18%	-80%	11%	-95%	-4%	-128%
12.25	0.41	0.48	0.52	0.43	0.88	17%	-70%	10%	-85%	-5%	-116%
12.70	0.47	0.55	0.60	0.50	0.96	17%	-62%	10%	-75%	-5%	-105%
13.15	0.54	0.63	0.69	0.57	1.05	17%	-54%	10%	-67%	-5%	-95%
13.61	0.62	0.73	0.79	0.66	1.15	16%	-46%	9%	-59%	-6%	-85%
14.06	0.71	0.83	0.90	0.75	1.25	16%	-39%	9%	-51%	-6%	-76%
14.51	0.80	0.94	1.02	0.86	1.35	16%	-33%	9%	-44%	-7%	-69%
14.97	0.91	1.06	1.15	0.97	1.46	16%	-27%	9%	-38%	-7%	-61%
15.42	1.02	1.20	1.30	1.10	1.58	16%	-22%	8%	-32%	-7%	-54%
15.88	1.15	1.34	1.46	1.23	1.70	16%	-17%	8%	-27%	-7%	-48%
16.33	1.29	1.50	1.63	1.38	1.83	15%	-12%	8%	-21%	-7%	-42%
16.78	1.44	1.68	1.82	1.53	1.96	16%	-8%	9%	-17%	-6%	-36%
17.24	1.60	1.87	2.03	1.70	2.10	16%	-3%	9%	-12%	-6%	-31%
17.69	1.77	2.07	2.25	1.89	2.24	16%	0%	9%	-8%	-7%	-26%
18.14	1.96	2.29	2.49	2.08	2.39	16%	4%	9%	-4%	-6%	-22%
18.60	2.17	2.53	2.74	2.29	2.54	17%	7%	9%	0%	-6%	-17%
19.05	2.39	2.79	3.02	2.51	2.70	17%	11%	10%	3%	-5%	-13%
19.50	2.62	3.06	3.32	2.76	2.87	17%	14%	10%	6%	-5%	-9%
19.96	2.87	3.36	3.64	3.00	3.04	18%	16%	11%	9%	-4%	-6%
20.41	3.14	3.67	3.98	3.27	3.22	18%	19%	11%	12%	-4%	-2%
20.87	3.43	4.01	4.35	3.55	3.41	18%	22%	11%	15%	-3%	1%
21.32	3.74	4.37	4.74	3.85	3.60	19%	24%	12%	18%	-3%	4%
21.77	4.07	4.75	5.16	4.17	3.79	19%	26%	12%	20%	-2%	7%
22.23	4.42	5.16	5.60	4.51	4.00	19%	29%	13%	23%	-2%	10%
22.68	4.79	5.60	6.07	4.86	4.21	20%	31%	13%	25%	-1%	12%
Promedio						18%	-77%*	11%	-84%*	-4%	-124%*
							18%**		15%**		-3%**

* Promedio entre 8 Ton a 18 Ton

** Promedio entre 18 Ton a 23 Ton

En ejes tándem el valor de carga máxima según ley de tránsito es de 18 toneladas, y 22.5 toneladas es el valor medio de sobre carga según bibliografía.

Ejes trídem

El comportamiento del modelo LEF Canadá no es igual al resto ya que el exponen LEF Canadá es de 2.11 y el exponente de los otros modelos es 4, que se puede observar en la figura 3.17. Los modelos V.S TR-P85 (Vasquez – Schvartzter, Eje Trídem - percentil 85), V.S TR-P75 (percentil 75), V.S TR-P50 (percentil 50) son los modelos calculados que se presentan en la siguiente figura.

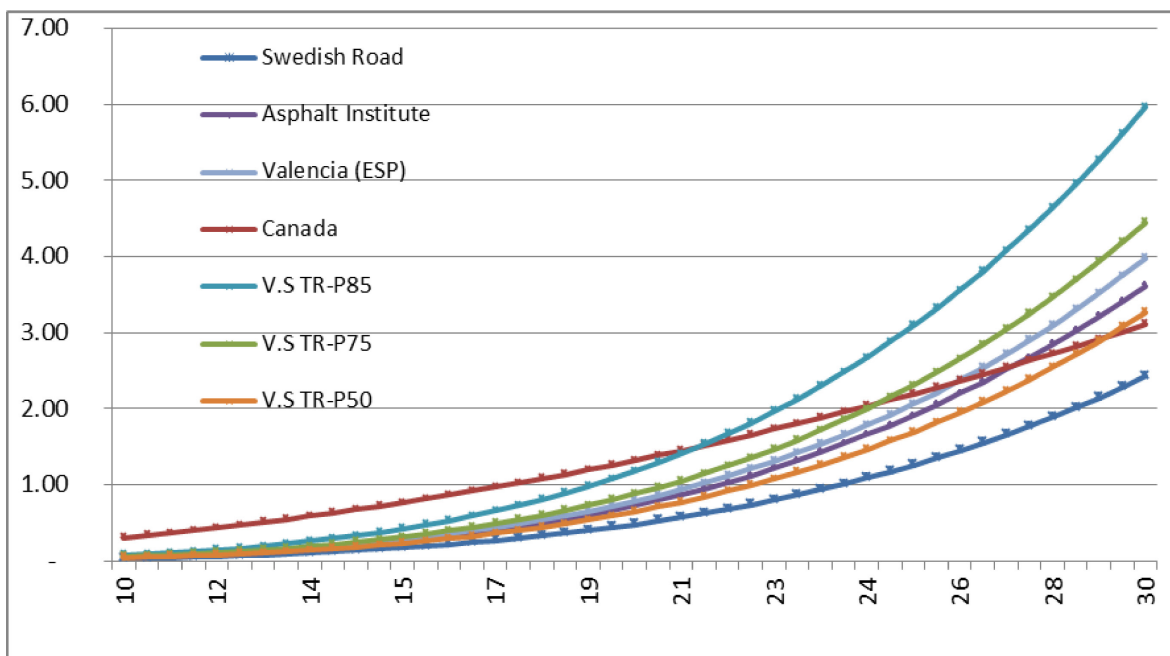


Figura 4.28: Comparación de modelos LEF de diferentes organismos para ejes tridem

Para poder comparar los LEF se presenta una tabla donde se colocan las diferencias de peso en porcentaje entre los LEF locales y los dos modelos a comparar, el rango de pesos que se presentan son en base al peso máximo legal hasta el valor de sobre peso medio que se pudo observar en estudios descritos en capítulos anteriores.

Tabla 4-12: Comparación de valores LEF para eje tridem.

Modelos LEF de los diferente organismos											
Pesos (Ton)	Vasquez-Schvartzter (P 50)	Vasquez-Schvartzter (P 75)	Vasquez-Schvartzter (P 85)	Asphalt Institute (A.I)	Canadá	VS-P85 vs. A.I	VS-P85 vs. Canada	VS-P75 vs. A.I	VS-P75 vs. Canada	VS-P50 vs. A.I	VS-P50 vs. Canada
20.87	0.77	1.05	1.41	0.87	1.45	38%	-3%	17%	-38%	-13%	-88%
21.32	0.84	1.15	1.53	0.95	1.52	38%	1%	17%	-33%	-13%	-81%
21.77	0.91	1.25	1.67	1.03	1.59	38%	5%	17%	-27%	-13%	-74%
22.23	0.99	1.35	1.81	1.12	1.66	38%	9%	17%	-23%	-13%	-67%
22.68	1.08	1.47	1.97	1.22	1.73	38%	12%	17%	-18%	-13%	-61%
23.13	1.17	1.59	2.13	1.32	1.80	38%	15%	17%	-14%	-13%	-55%
23.59	1.26	1.72	2.30	1.43	1.88	38%	18%	17%	-10%	-14%	-49%
24.04	1.36	1.85	2.48	1.54	1.96	38%	21%	17%	-6%	-13%	-44%
24.49	1.46	2.00	2.67	1.66	2.03	38%	24%	17%	-2%	-13%	-39%
24.95	1.58	2.15	2.88	1.78	2.12	38%	26%	17%	1%	-13%	-34%
25.40	1.69	2.31	3.09	1.91	2.20	38%	29%	17%	5%	-13%	-30%
25.85	1.82	2.48	3.32	2.05	2.28	38%	31%	17%	8%	-13%	-25%
26.31	1.95	2.66	3.56	2.20	2.37	38%	33%	17%	11%	-13%	-21%
26.76	2.09	2.84	3.81	2.35	2.45	38%	36%	17%	14%	-13%	-18%
27.22	2.23	3.04	4.07	2.51	2.54	38%	38%	17%	16%	-12%	-14%
27.67	2.38	3.25	4.35	2.67	2.63	39%	40%	18%	19%	-12%	-10%
28.12	2.54	3.47	4.65	2.85	2.72	39%	41%	18%	21%	-12%	-7%
28.58	2.71	3.70	4.95	3.03	2.82	39%	43%	18%	24%	-12%	-4%
29.03	2.89	3.94	5.27	3.22	2.91	39%	45%	18%	26%	-11%	-1%
29.48	3.07	4.19	5.61	3.41	3.01	39%	46%	19%	28%	-11%	2%
29.94	3.27	4.45	5.97	3.62	3.11	39%	48%	19%	30%	-11%	5%
30.39	3.47	4.73	6.34	3.83	3.21	40%	49%	19%	32%	-10%	8%
30.84	3.68	5.02	6.72	4.05	3.31	40%	51%	19%	34%	-10%	10%
31.30	3.90	5.32	7.13	4.28	3.42	40%	52%	20%	36%	-10%	13%
31.75	4.14	5.63	7.55	4.52	3.52	40%	53%	20%	38%	-9%	15%
32.21	4.38	5.96	7.99	4.77	3.63	40%	55%	20%	39%	-9%	17%
32.66	4.63	6.31	8.45	5.03	3.74	40%	56%	20%	41%	-9%	19%
33.11	4.89	6.66	8.93	5.29	3.85	41%	57%	21%	42%	-8%	21%
Promedio						39%	35%	18%	12%	-12%	-19%

En ejes tridem el valor de carga máxima según ley de tránsito es de 22.5 toneladas, y 30.50 toneladas es el valor medio de sobre carga según bibliografía.

A continuación se presenta una gráfica donde se resume la comparación de valores LEF calculados con los valores LEF del Asphalt Institute (A.I). Se observa que al utilizar los modelos de percentiles 85 y 75 los valores calculados son mayores a los A.I. En cambio al utilizar los modelos de percentil 50 los valores son menores a los del A.I.

	<u>E.S</u>		<u>E.TD</u>		<u>E.TR</u>
P85	21%	↑	18%	↑	39%
P75	15%	↑	11%	↑	18%
P50	12%	↓	4%	↓	12%

Figura 4.29: Resumen de la comparación de modelos LEF locales con los LEF del Asphalt Institute.

4.10 Comparación de modelos AASHTO con los LEF obtenidos.

Además se compara los valores de modelos LEF locales con los valores de LEF –AASHTO para diferentes números estructurales (SN: 3,4,5,6) e Índice de servicialidad final (pt: 2 y 2.5). V.S: Vasquez – Schvartzter, S: Simple, TD: Tándem, TR: Trídem, P85: percentil 85, P75: percentil 75 y P50: percentil 50.

LEF SIMPLE

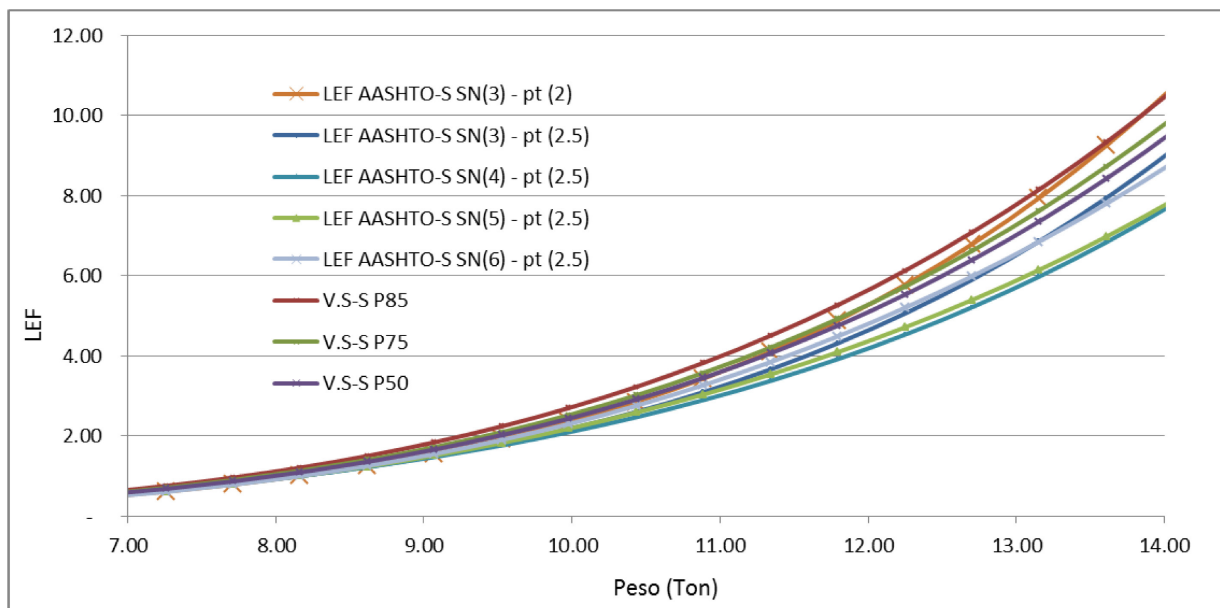


Figura 4.30: Comparación de modelos LEF V.S con LEF AASHTO para Eje Simple

Tabla 4-13: Comparación de valores LEF V.S – LEF AASHTO para eje simple

Comparación de valores de modelos LEF AASHTO											
Pesos (Ton)	Vasquez-Schwartz (P 50)	Vasquez-Schwartz (P 75)	Vasquez-Schwartz (P 85)	LEF AASHTO-S SN(3) - pt (2)	LEF AASHTO-O-S SN(5) - pt (2.5)	VS-P85 vs. SN(3) pt(2)	VS-P85 vs. SN(5) pt(2.5)	VS-P75 vs. SN(3) pt(2)	VS-P75 vs. SN(5) pt(2.5)	VS-P50 vs. SN(3) pt(2)	VS-P50 vs. SN(5) pt(2.5)
4.08	0.07	0.07	0.08	0.06	0.06	22%	26%	17%	20%	14%	18%
4.54	0.10	0.11	0.12	0.09	0.09	22%	24%	16%	19%	13%	16%
4.99	0.15	0.16	0.17	0.13	0.13	21%	22%	16%	17%	13%	14%
5.44	0.22	0.22	0.24	0.19	0.19	21%	21%	15%	15%	12%	12%
5.90	0.30	0.31	0.33	0.26	0.26	20%	20%	15%	14%	12%	11%
6.35	0.40	0.41	0.44	0.35	0.36	20%	19%	14%	13%	11%	10%
6.80	0.53	0.55	0.58	0.47	0.48	19%	18%	14%	12%	11%	9%
7.26	0.68	0.71	0.75	0.61	0.62	19%	17%	13%	12%	10%	9%
7.71	0.87	0.90	0.96	0.79	0.80	18%	17%	12%	12%	9%	8%
8.20	1.11	1.15	1.23	1.00	1.00	19%	19%	13%	13%	10%	10%
8.62	1.35	1.40	1.50	1.26	1.24	16%	18%	11%	12%	7%	9%
9.07	1.66	1.72	1.84	1.56	1.51	15%	18%	9%	12%	6%	9%
9.53	2.02	2.09	2.24	1.92	1.83	14%	18%	8%	13%	5%	10%
9.98	2.43	2.52	2.70	2.35	2.18	13%	19%	7%	13%	4%	10%
10.43	2.91	3.01	3.22	2.85	2.58	12%	20%	5%	14%	2%	11%
10.89	3.45	3.57	3.82	3.43	3.03	10%	21%	4%	15%	1%	12%
11.34	4.06	4.21	4.50	4.10	3.53	9%	21%	2%	16%	-1%	13%
11.79	4.75	4.92	5.26	4.88	4.09	7%	22%	1%	17%	-3%	14%
12.25	5.52	5.72	6.12	5.77	4.71	6%	23%	-1%	18%	-4%	15%
12.70	6.39	6.62	7.08	6.78	5.39	4%	24%	-2%	19%	-6%	16%
13.15	7.35	7.62	8.15	7.94	6.14	3%	25%	-4%	19%	-8%	16%
Promedio						15%	21%	9%	15%	6%	12%

LEF TÁNDEM

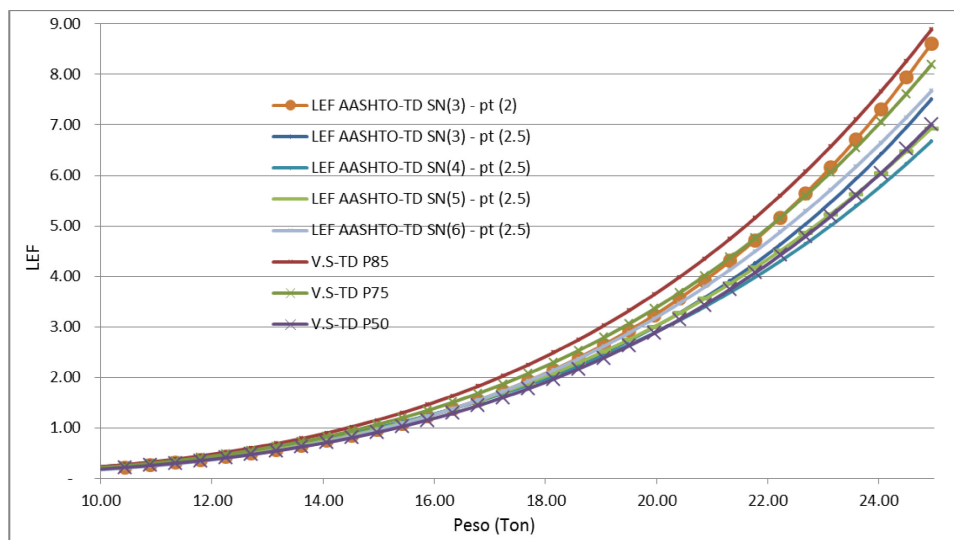


Figura 4.31: Comparación de modelos LEF V.S con LEF AASHTO para Eje Tándem

Tabla 4-14: Comparación de valores LEF V.S – LEF AASHTO para eje tándem

Comparación de valores de modelos LEF AASHTO											
Pesos (Ton)	Vasquez-Schwartz (P 50)	Vasquez-Schwartz (P 75)	Vasquez-Schwartz (P 85)	LEF AASHTO-S SN(3) - pt (2)	LEF AASHTO-S SN(4) - pt (2.5)	VS-P85 vs. SN(3) pt(2)	VS-P85 vs. SN(4) pt(2.5)	VS-P75 vs. SN(3) pt(2)	VS-P75 vs. SN(4) pt(2.5)	VS-P50 vs. SN(3) pt(2)	VS-P50 vs. SN(4) pt(2.5)
8.20	0.08	0.10	0.10	0.08	0.09	22%	12%	16%	4%	1%	-12%
8.62	0.10	0.12	0.13	0.10	0.11	21%	10%	14%	2%	-1%	-14%
9.07	0.12	0.14	0.16	0.12	0.14	20%	9%	13%	2%	-1%	-15%
9.53	0.15	0.17	0.19	0.15	0.17	20%	9%	13%	2%	-1%	-15%
9.98	0.18	0.21	0.23	0.18	0.21	20%	9%	13%	1%	-2%	-15%
10.43	0.21	0.25	0.27	0.22	0.25	20%	9%	13%	1%	-2%	-15%
10.89	0.25	0.30	0.32	0.26	0.29	19%	9%	12%	2%	-2%	-15%
11.34	0.30	0.35	0.38	0.31	0.34	19%	9%	12%	2%	-2%	-15%
11.79	0.35	0.41	0.44	0.36	0.40	19%	10%	12%	2%	-3%	-14%
12.25	0.41	0.48	0.52	0.42	0.46	19%	10%	12%	2%	-3%	-14%
12.70	0.47	0.55	0.60	0.49	0.53	18%	11%	12%	3%	-3%	-13%
13.15	0.54	0.63	0.69	0.56	0.61	18%	11%	11%	4%	-4%	-13%
13.61	0.62	0.73	0.79	0.65	0.70	18%	12%	11%	4%	-4%	-12%
14.06	0.71	0.83	0.90	0.74	0.79	18%	12%	11%	5%	-4%	-11%
14.51	0.80	0.94	1.02	0.84	0.89	17%	13%	10%	5%	-5%	-10%
14.97	0.91	1.06	1.15	0.96	1.00	17%	14%	10%	6%	-5%	-10%
15.42	1.02	1.20	1.30	1.08	1.11	17%	14%	9%	7%	-6%	-9%
15.88	1.15	1.34	1.46	1.22	1.24	16%	15%	9%	8%	-6%	-8%
16.33	1.29	1.50	1.63	1.38	1.38	16%	16%	9%	9%	-7%	-7%
16.78	1.44	1.68	1.82	1.54	1.52	15%	16%	8%	9%	-7%	-6%
17.24	1.60	1.87	2.03	1.73	1.68	15%	17%	7%	10%	-8%	-5%
17.69	1.77	2.07	2.25	1.93	1.85	14%	18%	7%	11%	-9%	-4%
18.14	1.96	2.29	2.49	2.15	2.03	14%	18%	6%	12%	-9%	-3%
18.60	2.17	2.53	2.74	2.39	2.22	13%	19%	6%	12%	-10%	-2%
19.05	2.39	2.79	3.02	2.64	2.43	13%	20%	5%	13%	-11%	-2%
19.50	2.62	3.06	3.32	2.93	2.65	12%	20%	4%	14%	-12%	-1%
19.96	2.87	3.36	3.64	3.23	2.88	11%	21%	4%	14%	-12%	0%
20.41	3.14	3.67	3.98	3.56	3.13	11%	21%	3%	15%	-13%	0%
20.87	3.43	4.01	4.35	3.92	3.40	10%	22%	2%	15%	-14%	1%
21.32	3.74	4.37	4.74	4.30	3.68	9%	22%	2%	16%	-15%	2%
21.77	4.07	4.75	5.16	4.72	3.98	9%	23%	1%	16%	-16%	2%
22.23	4.42	5.16	5.60	5.16	4.30	8%	23%	0%	17%	-17%	3%
22.68	4.79	5.60	6.07	5.64	4.64	7%	24%	-1%	17%	-18%	3%
Promedio						16%	15%	8%	8%	-7%	-8%

LEF TRÍDEM

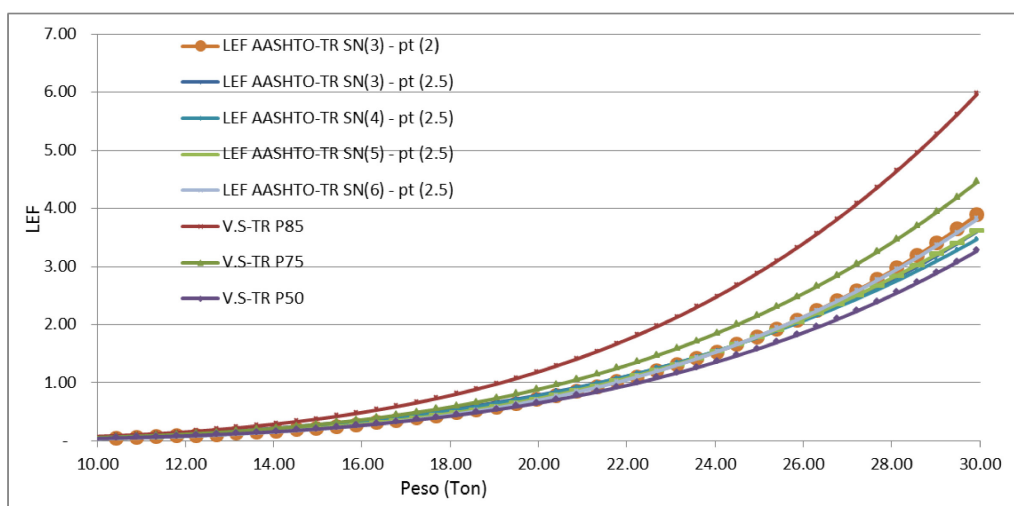


Figura 4.32: Comparación de modelos LEF V.S con LEF AASHTO para Eje Tride

Tabla 4-15: Comparación de valores LEF V.S – LEF AASHTO para eje tridem

Comparación de valores de modelos LEF AASHTO											
Pesos (Ton)	Vasquez-Schwartz (P 50)	Vasquez-Schwartz (P 75)	Vasquez-Schwartz (P 85)	LEF AASHTO-S SN(3) - pt (2)	LEF AASHTO-S SN(4) - pt (2.5)	VS-P85 vs. SN(3) pt(2)	VS-P85 vs. SN(5) pt(2.5)	VS-P75 vs. SN(3) pt(2)	VS-P75 vs. SN(5) pt(2.5)	VS-P50 vs. SN(3) pt(2)	VS-P50 vs. SN(5) pt(2.5)
20.87	0.77	1.05	1.41	0.85	0.91	39%	35%	19%	13%	-10%	-18%
21.32	0.84	1.15	1.53	0.93	0.99	39%	36%	19%	14%	-11%	-18%
21.77	0.91	1.25	1.67	1.02	1.07	39%	36%	18%	14%	-11%	-17%
22.23	0.99	1.35	1.81	1.11	1.16	39%	36%	18%	15%	-11%	-16%
22.68	1.08	1.47	1.97	1.20	1.25	39%	37%	18%	15%	-12%	-16%
23.13	1.17	1.59	2.13	1.31	1.34	39%	37%	18%	16%	-12%	-15%
23.59	1.26	1.72	2.30	1.42	1.44	38%	37%	17%	16%	-12%	-14%
24.04	1.36	1.85	2.48	1.53	1.55	38%	38%	17%	16%	-13%	-14%
24.49	1.46	2.00	2.67	1.66	1.66	38%	38%	17%	17%	-13%	-13%
24.95	1.58	2.15	2.88	1.79	1.77	38%	38%	17%	17%	-14%	-13%
25.40	1.69	2.31	3.09	1.93	1.90	38%	39%	16%	18%	-14%	-12%
25.85	1.82	2.48	3.32	2.08	2.02	37%	39%	16%	18%	-14%	-11%
26.31	1.95	2.66	3.56	2.24	2.16	37%	39%	16%	19%	-15%	-11%
26.76	2.09	2.84	3.81	2.41	2.30	37%	40%	15%	19%	-15%	-10%
27.22	2.23	3.04	4.07	2.59	2.44	37%	40%	15%	20%	-16%	-9%
27.67	2.38	3.25	4.35	2.78	2.60	36%	40%	15%	20%	-16%	-9%
28.12	2.54	3.47	4.65	2.98	2.76	36%	41%	14%	21%	-17%	-8%
28.58	2.71	3.70	4.95	3.19	2.92	36%	41%	14%	21%	-17%	-8%
29.03	2.89	3.94	5.27	3.41	3.10	35%	41%	13%	21%	-18%	-7%
29.48	3.07	4.19	5.61	3.65	3.28	35%	42%	13%	22%	-19%	-7%
29.94	3.27	4.45	5.97	3.89	3.47	35%	42%	13%	22%	-19%	-6%
30.39	3.47	4.73	6.34	4.16	3.67	34%	42%	12%	22%	-20%	-6%
30.84	3.68	5.02	6.72	4.43	3.88	34%	42%	12%	23%	-20%	-5%
31.30	3.90	5.32	7.13	4.72	4.09	34%	43%	11%	23%	-21%	-5%
31.75	4.14	5.63	7.55	5.03	4.32	33%	43%	11%	23%	-22%	-4%
32.21	4.38	5.96	7.99	5.35	4.55	33%	43%	10%	24%	-22%	-4%
32.66	4.63	6.31	8.45	5.68	4.80	33%	43%	10%	24%	-23%	-4%
33.11	4.89	6.66	8.93	6.04	5.05	32%	43%	9%	24%	-23%	-3%
Promedio						36%	40%	15%	19%	-16%	-10%

A continuación se presenta una gráfica donde se resume la comparación de valores LEF calculados con los valores LEF AASHTO. Se observa que al utilizar los modelos de percentiles 85 y 75 los valores calculados son mayores a los AASHTO. En cambio al utilizar los modelos de percentil 50 los valores son menores a los del AASHTO.










	<u>E.S</u>	<u>E.TD</u>	<u>E.TR</u>
	SN(3)-pt(2)/ SN(5)-pt(2.5)	SN(3)-pt(2)/ SN(5)-pt(2.5)	SN(3)-pt(2)/ SN(5)-pt(2.5)
P85	36% / 40% 	16% / 15% 	36% / 40% 
P75	15% / 19% 	8% / 8% 	15% / 19% 
P50	16% / 10% 	7% / 8% 	16% / 10% 

Figura 4.33: Resumen de la comparación de modelos LEF locales con los LEF del AASHTO.

Capítulo 5

Conclusiones y Futuros Estudios

CONCLUSIONES:

El objetivo de esta tesis fue analizar y determinar Factores Equivalentes de Carga/Daño (LEF - LEF - Load Equivalency Factor) para pavimentos flexibles en base a teorías racionales referidas a condiciones de Argentina. Se estudió, analizó y modeló las condiciones de: tráfico, cargas, paquetes estructurales, módulos, espesores, subrasantes y clima de Argentina. Luego se estudiaron los distintos modelos LEF de diferentes países para en base a bibliografía y a los valores de salida (outputs) obtenidos de la modelación, ajustar/proponer - dentro de la medida que permite el estado del arte local- un modelo LEF para condiciones locales, de lo cual surgen las siguientes conclusiones:

En este estudio no fue posible encontrar una correlación estadísticamente significativa entre los valores de LEF calculados y el número estructural, esta afirmación se corrobora con lo que describen algunos autores entre uno de ellos Huang (2004) que detalla que los LEF-AASHTO son prácticamente independientes del SN.

Un factor importante que incide en los valores LEF calculados son los modelos de daño, en esta investigación se utilizaron modelos de daño recopilados en bibliografía, que no son locales, en un futuro – cuando existan - se deberá calcular los LEF con modelos de daño para condiciones del medio.

Ya que el enfoque de cálculo para obtener los LEF es Empírico-Mecanicista, las ecuaciones propuestas -en esta investigación- no se pueden utilizar en la metodología de diseño AASHTO. A la vez es importante aclarar que la guía de diseño AASHTO presenta sus propios LEF para ser utilizados en la metodología de diseño.

El software Kenlayer es muy completo pero su interfase para el uso es compleja, no se puede cargar ni revisar los valores con facilidad. Por estar escrito en Visual Basic se podría programar para facilitar la carga y las corridas del software en futuras investigaciones.

Los modelos LEF encontrados por regresión lineal tienen un ajuste de normal a bueno, pero no cumplen con el supuesto de independencia de los residuos por este motivo se decide descartar estos modelos. Además de la parte estadística se debe tomar en cuenta que estos modelos no presentan similar estructura a los modelos recopilados en bibliografía.

Los modelos LEF (P85) encontrados se pueden utilizar para armar una tarifa de pago de canon por sobre peso, justificando el criterio de pago por daño efectuado al pavimento. La actual Ley de Tránsito 24449, Decreto 79/98 estipula el pago de un canon de sobre peso en base al precio de litros de combustible, una manera técnica alternativa a esto, sería calcular el daño de sobre peso con los modelos presentados y calcular el canon proporcional al daño realizado.

El Departamento de Transporte de Illinois en el reporte IDOT (2006) "Truck Size and Weight" presentó valores de costo de pavimento en función de LEF, USD 0.037 LEF-Milla para carretera interestatal, USD 0.117 LEF-milla para carretera primaria y USD 0.508 para carretera urbana, en base a los modelos LEF (P85) se puede calcular los valores LEF-Kilometro para rutas argentinas.

Los modelos LEF (P50/P75) encontrados se los podría utilizar para dimensionar espesores para pavimentos de bajo volumen, ya que los valores de tráfico son bajos.

RECOMENDACIONES:

A lo largo del trabajo de investigación y con la exhaustiva recopilación bibliográfica que se realizó, hemos observado algunas investigaciones que se podrían realizar además de profundizar algunos temas de esta investigación, que a continuación las describimos:

En futuras investigaciones se debería trabajar en calcular los LEF de una ruta puntual, donde se pueda obtener con mayor precisión: tráfico, configuración de pavimento y principalmente modelos de función de transferencia por fatiga y ahuellamiento.

Se puede seguir con la línea de investigación y realizar la investigación para encontrar modelos de daño LEF para pavimentos rígidos y semi-rígidos para condiciones argentinas

Se debe profundizar en la investigación de los pavimentos semi-rígidos, pavimento flexibles con capas estabilizadas hidráulicas, ya que no existe mucha información del comportamiento local de este tipo de estructuras.

Se debe implementar investigaciones referente a las presiones de inflado en el país, ya que es un tema importante en el diseño de pavimentos y no existen investigaciones locales sobre este tema.

Durante la investigación se realizó una búsqueda de modelos para calcular el número estructural. De la búsqueda no se pudo encontrar un modelo local de número estructural, ni investigaciones específica referente al tema. Se puede pensar que no es un tema actual pero se encontró bibliografía 2015, Schnoor (2012) y Horak (2015). De lo cual con los datos de paquetes estructurales que se cuentan (576) en este estudio más alguna información de campo, se puede ajustar las ecuaciones que propone Howard y Jameson que se presentan en el capítulo 2. Este modelo tendría utilidad en las rehabilitaciones de pavimentos.

Otro tema importante en el diseño/evaluación de pavimentos es la temperatura del pavimento. De la recopilación bibliográfica que se realizó no se pudo encontrar un modelo local para calcular el valor de la temperatura del pavimento, se recomienda trabajar en calibrar algún modelo que se presentó en el capítulo 2.

Uno punto que se quiere destacar y que se coloca a manera de recomendación es sobre la ecuación de LEF AASHTO que se presenta en la guía de diseño 1993, el autor cuando trató de calcular los valores LEF-AASHTO con la ecuación que se presenta en bibliografía no pudo obtener los valores que se presentan en las tablas, se tuvo que buscar a profundidad para obtener la ecuación correcta. A continuación se presenta la ecuación original con la ecuación correcta.

Ecuación original:

$$LEF = \log\left(\frac{W_{tx}}{W_{t18}}\right) = 4.79 \log(18 + 1) - 4.79 \log(L_x + L_2) + 4.33 \log L_2 + \frac{G_t}{\beta_x} - \frac{G_t}{\beta_{18}}$$

Ecuación correcta:

$$LEF = \left(\frac{W_{tx}}{W_{t18}}\right) = \left[\frac{L_{18} + L_{2s}}{L_x + L_{2x}}\right]^{4.79} \left[\frac{10^{G/\beta_x}}{10^{G/\beta_{18}}}\right] [L_{2x}]^{4.33}$$

Así mismo como en el párrafo anterior, se presenta en recomendaciones un dato que nos parece importante respecto a los husos granulométricos de mezcla asfáltica sugeridos por la Dirección Nacional de Vialidad (DNV -1998), vimos que los husos no son compatibles con el modelo de módulo de Witczak - Martinez (2009), ya que en la especificación de vialidad no se especifica huso granulométrico para el tamiz 3/8, y este valor es esencial en el modelo de predicción de módulo. La utilidad del modelo de Martinez en el campo de diseño, evaluación e ingeniería forense de pavimentos es importante ya que nos permite de primera mano tener un valor aproximado de módulo de mezclas asfáltico con tan solo ingresar algunas pocas variables.

Capítulo 6

Referencias Bibliográficas

- AASHTO, 1972. Interim Guide for Design of Pavement Structures 1972, American Association of State Highway and Transportation Officials, National Academy of Science, National Research Council, Washington, D.C.
- AASHTO, 1986. Guide for Design of Pavement Structures, American Association of State Highway and Transportation Officials, Vol. 1, Vol. 2, Vol. 3. Washington, D.C.
- AASHTO, 1993. Guide for Design of Pavement Structures, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- Addis, R. R., 1992. Vehicle Wheel Loads and Road Pavement Wear. Proceedings, Third International Symposium on Heavy Vehicle Weights and Dimensions: Heavy Vehicles and Roads. Queen's College Cambridge, United Kingdom. pp. 233-242.
- Akram, T., T. Scullion, R. E. Smith and E. G. Fernando., 1992. Estimating Damage Effects of Dual vs. Wide Base Tires with Multidepth Deflectometers. Transportation Research Record 1355. Transportation Research Board. Washington, D.C.
- Allen, J. J. and Thompson, M. R., 1974. Significance of Variably Confined Triaxial Testing. Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol. 100, TE4, pp. 827-843.
- ARA, Inc., ERES Division, 2004. Development of the 2002 Guide for the Design of New and Rehabilitated Pavements, NCHRP 1-37A, Transportation Research Board, Washington, DC
- Asphalt Institute, 1982. Thickness Design- Asphalt Pavements for Highways and Streets. Manual Series No: 1, Asphalt Institute.
- ATB VÄG, 2005. VV Publication 2005:112.
- AUSTROADS. (1992). Pavement Design. Sydney.
- Barbero, J., Castro, L., Abad, J., y Szenkman P., 2011. Un transporte para la equidad y el crecimiento. Aportes para una estrategia nacional de movilidad y logística para la Argentina del Bicentenario. Documento de Trabajo N°79. CIPPEC (Centro de Implementación de Políticas Públicas para la Equidad y el Crecimiento). Buenos Aires.

- Bari, J. and M.W. Witzak., 2006. Development of a New Revised Version of the Witzak E* Predictive Model for Hot Mix Asphalt Mixtures. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists from the Proceedings of the Technical Sessions, Vol. 75, pp 381- 423.
- Battiato, G., Camomilla, G., Malgarini M., and Scapatucci C., 1984. Measurement of the Aggressiveness of Good traffic on Road Pavements. Autostrade, Report No. 3: Tandem Effect Evaluation.
- BAVDAZ, G., 2005. Diseño estructural de pavimentos: comparativa de metodologías clásicas y modernas desde el punto de vista de los espectros de carga. Tesis de Maestría. Universidad de Buenos Aires (UBA)
- Bell, Christopher. 2014, Classes of Pavements Structures, Oregon State University. Recuperado de: <http://classes.engr.oregonstate.edu/cce/spring2014/ce492/>
- Bonaquist, R., Surdahl R. and W. Mogawer. 1989. Pavement Testing Facility: Effects of Tire Pressure on Flexible Pavement Response and Performance. Report Number FHWA-RD-89-123. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.. Washington, D.C.
- Boussinesq, J., 1885. Application des Potentiels a l'Etude de l'Equilibre et du Mouvement des Solids Elastiques. Gauthier-Villars, France.
- Brown S.F. and Pell, P.S., 1972. A Fundamental Structural Design Procedure for Flexible Pavements. Proceedings of 3rd International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. I, pp. 369-381.
- Brown, S.F., and Brunton, J.M., 1984. Improvements to Pavement Subgrade Strain Criterion, ASCE. Journal of Transportation Engineering, 110(6).
- Carpenter, S. H., 1992. Load Equivalency Factors and Rutting Rates: The AASHO Road Test. Transportation Research Record 1354, Transportation Research Board. Washington, D.C. pp. 31-38
- Chatti, K., El Mohtar, C and Haider, S., 2004. Fatigue Life Predictions for Asphalt Concrete Subjected to Multiple Axle Loadings, 8th International Symposium on Heavy Vehicle Weights and Dimensions, Gauteng province, South Africa.
- Chatti, K., Manik, A., Salama, H., Haider, S., Brake, N., El Mohtar, C., 2009a. Effect Of Michigan Multi-Axle Trucks On Pavement Distress. Volume I – Literature Review and

Analysis of In-Service Pavement Performance Data. Final Report Volume I, Project RC-1504.

- Chou, Y. J., Uzan, J., and Lytton, R. L., 1989 “Backcalculation of Layer Moduli from Nondestructive Pavement Deflection Data Using the Expert System Approach,” Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli , ASTM STP 1026, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1989, pp. 341 – 354.
- Christison, J. T., 1986. Pavements Response to Heavy Vehicle Test Program -Part 2: Load Equivalency Factors. Vehicle Weights and Dimensions Study, Vol. 9. Roads and Transportation Association of Canada. Ottawa, Canada.
- Claessen, A.I.M., Edwards, J.M., Sommer, P., and Uge, P., 1977. Asphalt Pavement Design, The Shell Method, Proceedings of the 4rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. I, Ann Arbor, pp. 39-74.
- Cron, F., 1974. Highway design for motor vehicles – A historical review. Part 1: The beginnings of traffic measurement.' Public Roads.
- Dautzats, M. and Linder, R., 1982. A Method for the Evaluation of the Structural Condition of Pavements with Thick Bituminous Road Bases. Proceedings of 5th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. 1, pp. 387-409.
- De Jong, D. L., Peatz, M. G. F. and Korswagen, A. R., 1973. “Computer Program Bisar Layered Systems Under Normal and Tangential Loads”, Konin Klijke Shell-Laboratorium, Amsterdam, External Report AMSR.0006.73.
- DEACON, J.A., 1969. Load Equivalency in Flexible Pavements, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 38, pp- 465 – 491.
- Deen, R. C., H. F. Southgate and J. G. Mayes., 1980. The Effect of Truck Design on Pavement Performance. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists. Minneapolis, Minnesota.
- Department of Transport South Africa, 1997. Rehabilitation Design of Flexible Pavements in South Africa. RR 93/296 Book 1 of 2. Department of Transport, Pretoria, SA.
- DNV. 1988. Evaluación del tránsito pesado y su efecto destructivo en pavimentos de la región litoral, Dirección Nacional de Vialidad, Rosario

- DVBA. 2007. Pliego Único de Especificaciones Técnicas Generales de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires.
- EICAM (Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña), 1998. Curso de actualización de diseño estructural de caminos según el método AASHTO 1993. Universidad Nacional de San Juan, Argentina.
- Elizondo, F., Ulloa, A., Badilla, G., 2008. Predicción de módulos resilientes en mezclas asfálticas mediante el modelo de Witczak, *Infraestructura Vial Año XI - Número 19 - Publicación Semestral - ISSN: 1409-4045*
- Federal Aviation Administration (FAA). 2009. Airport Pavement Design and Evaluation. Advisory Circular 150/5320-6E. U.S. Department of Transportation, Federal Aviation Administration, Washington, DC.
- Federal Aviation Administration (FAA). 2011. Use of Nondestructive Testing in the Evaluation of Airport Pavements. Advisory Circular 150/5370-11B. Federal Aviation Administration, Washington, DC
- Freeme, C.R., Maree J.H. and Viljoen, A.W., 1982. Mechanistic Design of Asphalt Pavements and Verification Using the Heavy Vehicle Simulator. *Proceedings of 5th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Vol.1, pp. 156-173.*
- Gillespie T.D. et al., 1983. Influence of the Size and Weight Variables on the Stability and Control Properties of Heavy Trucks.” *Transport and Road Research Laboratory. Great Britain.*
- Gillespie, T. D., S. M. Karamihas, M. W. Sayers, M. A. Nasim, W. Hansen, N. Ehsan, and D. Cebon., 1993. NCHRP Report 353; Effects of Heavy-Vehicle Characteristics on Pavement Response and Performance. TRB, National Research Council, Washington, D. C.
- Green, J. L. and Hall J. W., 1975. Nondestructive Vibratory Testing of Airport Pavements Volume I: Experimental Test Results and Development of Evaluation Methodology and Procedure. Federal Aviation Administration Report No. FAA-RD-73-205-1, pp. 214
- Haas, R.C.G. and Papagiannakis, A.T., 1986. Understanding Pavement Rutting. *Proceedings, Special Workshop on rutting in Asphalt Pavements. Roads and transport Association of Canada. Toronto.*

- Hajek, J. J. 1990. General Axle Load Equivalency Factors. Transportation Research Record 1482. Transportation Research Board. Washington, D.C. pp. 67-78.
- Hajek, J. J. and Argwal A. C., 1990. Influence of Axle Group Spacing on Pavement Damage. Transportation Research Record 1286. Transportation Research Board. Washington, D.C. pp. 1990
- Heukelom, W. and Foster, C.R., 1960. Dynamic Testing of Pavements. Journal of Soil
- Heukelom, W. and Foster, C.R., 1960. Dynamic Testing of Pavements. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 86, No. SM1, New York: American Society of Civil Engineers.
- Horak E., Hefer, A., and Maina J. 2015. “Determination of Pavement Number for Flexible Pavements Using FWD Deflection Bowl Parameters.” Presented at the 34th Southern African Transport Convention, CSIR, Pretoria, South Africa
- Huang, Y.H. 2004. Pavement Analysis and Design. 2da Ed., Pearson Prentice Hall, Upper River Saddle, N.J.,
- Hudson W. R., Seeds, S.B., Finn, F.N. and Carmichael R.F., 1986. Evaluation of Increased Pavement Loading. Final Report: Arizona DOT 84-59-1. ARE Inc. Engineering Consultants. Texas.
- Huhtala, M., 1984. The Effect of Different Heavy Freight Vehicles on Pavements. Presented at the Tenth International Road Federation World Meeting. Rio de Janeiro.
- Huhtala, M., Pihlajamaki J. and Pienimaki. M., 1989. Effects of Tires and Tire Pressures on Road Pavements. Transportation Research Record 1227. Transportation Research Board. Washington, D.C. pp. 107-114.
- IMAE (Angelone S.), 2008. Importancia de una adecuada caracterización de materiales granulares no ligados en el diseño estructural de pavimento. Universidad Nacional de Rosario.
- IRC: 37. (2001). Guidelines for Design of Flexible Pavements, Indian Roads Congress, New Delhi, India.
- Irick, P., Sedes, S., Diaz, M., 1991. Characteristics of load equivalent relationships associated with pavement distress and performance – Phase II study – Executive summary, Trucking Research Institute, ATA Foundation, Alexandria, VA.

- Illinois Department of Transportation, (2006), Truck Size and Weight Report, Illinois Department of Transportation, Springfield, IL.
- Jeuffroy, G. and Bachelez, J., 1962. Note on a Method of Analysis for Pavements. Proceedings of 1st International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 300-309.
- Jung, F.W. and Phang W.A., 1974. Elastic Layer Analysis Related to performance in Flexible Pavement Design. Transportation Research Record 521, Transportation Research Board. Washington D.C. pp. 14-29.
- Karamihas, S. M. and Gillespie. T. D., 1994. Trucks and Pavement Wear: Findings From New Research. The UMTRI Research Review. Transportation Research Board. Washington, D.C.
- LCPC and SETRA., 1994. French Design Manual for Pavement Structures. Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, Paris and Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Bagneux, France. English translation (1997) of December 1994 French version.
- Leomar, J., Carvalho, J., Alves, P., 2006. Effects of traffic loading on Portuguese and Brazilian pavements performance. 85th Annual meeting of Transportation Research Board.
- Lilli, F., Lockhart, J., 1980. Métodos de diseño de espesores de refuerzo de pavimentos flexibles. XXII Reunión del Asfalto, San Juan, Argentina.
- Lilli, F., Lockhart, J., 1997. Ejes equivalentes para el diseño de pavimentos flexibles, 2a.parte. 12° Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito. Buenos Aires.
- Lister, N. W. and Powell, W. D., 1987. Design Practice for Bituminous Pavements in the United Kingdom. Proceedings of 6th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. 1, pp. 220-231.
- Lytton, L.R., Uzan, J., Fernando, E. G., Roque, R., Hiltunen, D., and Stoffels, S.M., 1993. Development and validation of performance prediction models and specifications for asphalt binders and paving mixes. SHRP-A-357 Report. Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington D.C.
- Martin, JR and Wallace HA., 1958. Design and construction of asphalt pavements. McGraw-Hill Book Company Inc, New York.

- Martinez, F. Angelone, S. (2009). Evaluación de diferentes modelos de predicción del módulo dinámico de mezclas asfálticas. Memorias de XV Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito, Mar del Plata.
- Mateos, M. A., 2000. Load equivalency factors from the structural response of flexible pavements. For the degree of Master of Civil Engineering. University of Minnesota.
- McAdam, J.L., 1822. Remarks on the present system of roadmaking.' Longman, Hurst, Rees, Orme and Brown, London.
- McQueen, R.D., Marsey, W. and Arze, J.M., 2001. Analysis of Nondestructive Test Data on Flexible Pavements Acquired at the National Airport Pavement Test Facility. FAA, William J. Hughes Center, Airport Technology Research and Development Branch, AAR- 410, Atlantic City International Airport, NJ.
- Mechanics and Foundations Division, Vol. 86, No. SM1, New York: American Society of Civil Engineers.
- MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS – Dirección de Vialidad. (2010) “Instrucciones y Criterios de Diseño”, Manual de Carreteras – Volumen 3, Editorial: Ministerio de Obras Públicas. Chile
- Mitchell, J.K. and Monismith, C.L., 1977. A Thickness Design Procedure for Pavements with Thin Cement Stabilized Bases and Thin Asphalt Surfacing. Proceedings of 4th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. 1, pp.409-416.
- Monismith, C. L., Lysmer, J., Sousa J. and Hedrick. J. K., 1988. Truck Pavement Interactions-Requisite Research. Proceedings, Conference on Vehicle/Pavement Interaction, SP765, Society of Automotive Engineers (SAE). Warrendale.
- Morris, J. R., 1987. Effect of Heavy Vehicle Characteristics on Pavement Response and Performance-Phase I. Prepared for National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board. Transportation Research Board, National Research Council. Washington, D.C.
- NCHRP 1-26., 1990. Calibrated Mechanistic Structural Analysis Procedures for Pavements. Volume I: Final Report. National Cooperative Highway Research Program. Transportation research Board.
- Norma de secciones de firmes de la comunitat Valenciana., 2009. Dirección General de Obras Públicas. División de Carreteras.

- Nunn, M.E, and Merrill. D.B, (1997), Review of Flexible Pavement and Composite Pavement Design Methods, TRL Paper PA/3298/97, UK
- OECD., 1991. Full Scale Pavement Test. Organization for Economic Co-operation and development (OECD). Road Transport Research. France.
- Ohio DOT, 2008. Pavement Design Manual. Ohio Department of Transportation, Office of Pavement Engineering.
- Pell, P.S., 1987. Pavement Materials: Keynote Address. Proceedings of 6th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. II, pp. 36-70.
- Peplow, R. J. 2008. Flexural modulus of typical New Zealand structural asphalt mixes. Land Transport NZ Research Report 334. 58pp
- Regis L. Carvalho, 2006. Mechanistic – Empirical Design of flexible pavements: a sensitivity study. For the degree of Master of Civil Engineering. University of Maryland.
- Reyes Lizcano, F., Rondón, H., 2007. Metodologías de diseño de pavimentos flexibles: Tendencias, Alcances y limitaciones. Ciencia e Ingeniería Neogranadina, Vol. 17-2, Bogotá. pp. 41-65. ISSN 0124-8170
- Rillet, L. R. and Hutchinson. B. G., 1988. LEF Estimation from Canroad Pavement Load-Deflection Data. Transportation Research Record 1196. Transportation Research Board. Washington, D.C. pp. 170-178.
- Roberts, F. L., 1987. Flexible Pavement Strains Caused by Auto Tires. Journal of Transportation Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 113, Iss. 2. pp. 193-208.
- Roberts, F. L., Tielking, J. T., Middleton, D., Lytton R. L. and Tseng. K., 1986. Effects of Tire Pressure on Flexible Pavements. Texas Transportation Institute. Report 372-1F, Texas A&M University.
- Santángelo, R.,1980. Mapa de temperaturas viales de la República Argentina, para el diseño estructural de pavimentos flexibles en base al método Shell 1978.(2da.parte). 22° Reunión de la Comisión Permanente del Asfalto. San Juan, 1980.
- Schnoor, H., and Horak, E. A. 2012. “Possible Method of Determining Structural Number for Flexible Pavements with the Falling Weight Deflectometer.” Presented at Southern African Transportation Conference, Pretoria, South Africa

- Sebaaly, P. and Tabatabaee. N., 1989. Effect of Tire Pressure and Type on Response of Flexible Pavement. Transportation Research Record 1227. Transportation Research Board. Washington, D.C. pp. 115-127.
- Sebaaly, P. E. and Tabatabaee. N., 1992. Effect of Tire Parameters on Pavement Damage and Load Equivalency Factors. Journal of Transportation Engineering, Vol. 118, No. 6. pp. 805-819.
- Shell., 1978. Pavement Design Manual- Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic. Shell International Petroleum Company Limited, London.
- Sko, E.L. and Finn, F.N., 1962. Theoretical Concepts Applied to Asphalt Concrete Pavement Design. Proceedings of 1st International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 412-440.
- Southgate, H.F. and Deen R.C., 1984. Variations of Fatigue Due to Unevenly Loaded Axles Within Tridem Groups. Research Report UKTRP-84-11, University of Kentucky.
- Stubstad, R., Jiang, Y.J., Clevenson, M.L., and Lukanen, E.O., 2006. *Review of the LTPP Backcalculation Results*, Report No. FHWA-HRT-05-150, Federal Highway Administration, Washington, DC
- TAC, 1994. Impacts of Canada's heavy vehicle weights and dimensions research and interprovincial agreement. Transportation Association of Canada (TAC), Ottawa.
- The AASHO Road Test: Report 5., 1962. Pavement Research. Highway Research Board, Special Report 61E.
- Tielking, J. T. and Roberts. F. L., 1987. Tire Contact Pressure and its Effect on Pavement Strain. Journal of Transportation Engineering, Vol. 113. pp. 56-71.
- Tielking, J.T. and Scharpery, R.A., 1980. Calculation of Tire-Pavement Shear Forces. Proceedings, ASME Symposium: The General Problem of Rolling Contact. American Society of Mechanical Engineering.
- Trapini, R., Witczak, M. and Scheffey, C., 1989. Load Equivalency Workshop Synthesis, Report No. FHWA-RD-89-117. Federal Highway Administration. Washington, D.C.
- Universidad de Minnesota, 1999. Load Testing of Instrumented Pavement Sections, Mn/DOT Office of Materials and Road Research Maplewood, MN 55109
- Ullidtz, P., 1987. Pavement Analysis. Elsevier, Amsterdam.

- Ulloa, A., Badilla, G., Allen, J., 2007 “Determinación de factores camión en pavimentos de Costa Rica”. Investigación en Infraestructura Vial, Volumen 1 (-), 10.
- Uzan, J., Witzak, M. W., Scullion, T. and Lytton, R. L., 1972. Development and Validation of Realistic Pavement Response Models. Proceedings of 3rd International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. I, London, pp. 334-350.
- Vejdirektoratet, 2002. Særtransporters vejslid – Klassificering av køretøjer. Rapport nr 269, Vejdirektoratet. Jan M. Jansen.
- Wang, F., 2006. Predicting Truck Tire Pressure Effects Upon Pavement Performance. Center for Transportation Research University of Texas at Austin.
- Webb, W.M. and Campbell, B.E., 1986. Preliminary Investigation into Resilient Modulus Testing for New AASHTO Pavement Design Guide. Office of Materials and Research, Georgia Department of Transportation, Atlanta.
- Witzak, M.W., Bonaquist, R. y Pellinen, T.K., 1998. Binder Characterization for Superpave Support and Performance Models Management. NCHRP 9-19 Team Reports BC-1, BC-2, BC-3, BC-4, BC-5, Arizona State University.
- Yoder, E.J. and Witzak. M. W., 1975. Principles of Pavement Design, 2nd Ed. Wiley, New York.
- Zhanmin. Z, Izydor. K, y Hudson, 2000. Impact Of Changing Traffic Characteristics And Environmental Conditions On Performance Of Pavements, Report No. FHWA/TX-05/0-1713-2

ANEXO I

ANALISIS ESTADISTICO DE VALORES K**Resumen estadístico de valor de ajuste k para ejes simples.***Tabla - Resumen estadístico de valores K para ejes simples*

Recuento	2304
Promedio	0.876905
Desviación Estándar	0.330608
Coefficiente de Variación	37.7016%
Mínimo	0.17
Máximo	1.29
Rango	1.12
Sesgo Estandarizado	-8.66233
Curtosis Estandarizada	-11.4797

Esta tabla muestra los estadísticos de resumen para K (Ejes Simple). Incluye medidas de tendencia central, medidas de variabilidad y medidas de forma., se aprecia que los valores de K van de 0.17 a 1.29.

Los dos últimos valores de de sesgo estandarizado y la curtosis estandarizada, se utilizan para determinar si la muestra proviene de una distribución normal o Gaussiana. Valores de estos estadísticos fuera del rango de -2 a +2 indican desviaciones significativas de la normalidad, En este caso, el valor de sesgo estandarizado no se encuentra dentro del rango esperado para datos provenientes de una distribución normal. El valor de curtosis estandarizada no se encuentra dentro del rango esperado para datos provenientes de una distribución normal.

Intervalos de Confianza para K (Ejes Simple)

Intervalos de confianza del 95.0% para la media: 0.876905 +/- 0.0134996 [0.863406, 0.890405]

Intervalos de confianza del 95.0% para la desviación estándar: [0.32133, 0.340441]

Los intervalos muestra los intervalos de confianza del 95.0% para la media y la desviación estándar de K (Ejes Simple). La interpretación clásica de estos intervalos es que, en muestreos repetidos, estos intervalos contendrán la media verdadera ó la desviación estándar verdadera de la población de la que fueron extraídas las muestras, el 95.0% de las veces. En términos prácticos, puede establecerse con 95.0% de confianza, que la media verdadera de K (Ejes Simple) se encuentra en algún lugar entre 0.863406 y 0.890405, en tanto que la desviación estándar verdadera está en algún lugar entre 0.32133 y 0.340441.

Gráfico de Caja y Bigotes

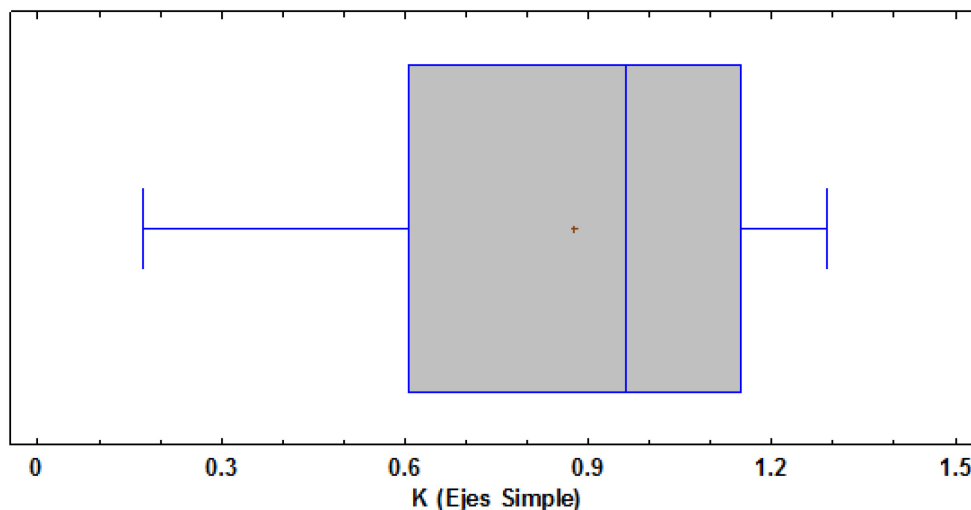
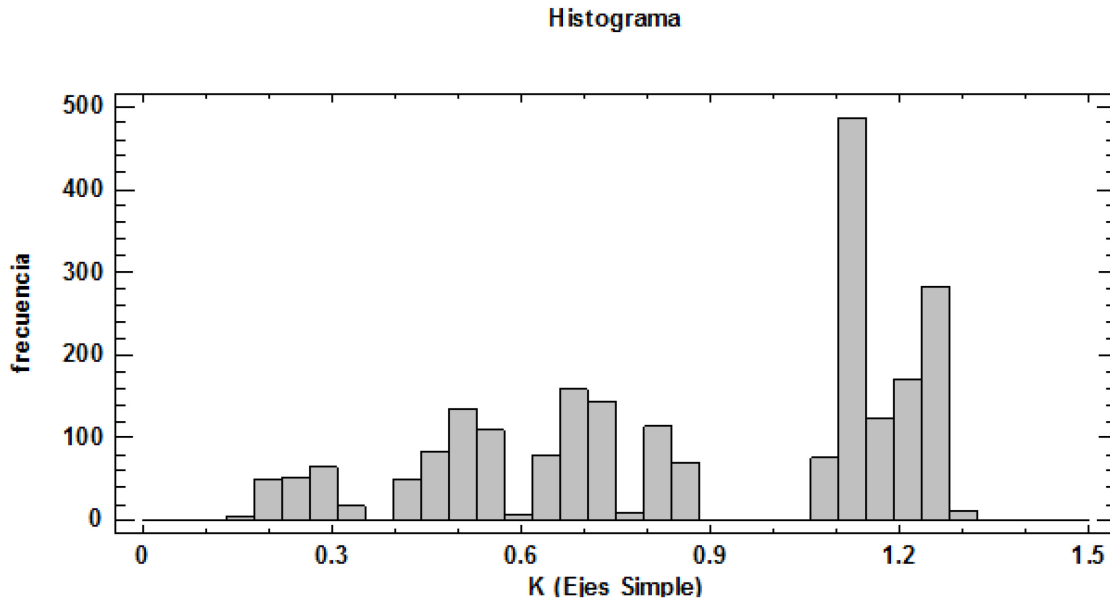


Gráfico de Caja y Bigotes de valores K obtenidos para Eje Simple.

El gráfico de caja y bigotes, aporta 5-números resumen de la muestra de datos. La caja central cubre la mitad de los datos, extendiéndose desde el cuartil inferior hasta el cuartil superior. Las líneas extendidas a izquierda y derecha de la caja (los bigotes) muestran la localización del mayor y menor de los datos. La mediana de los datos está indicada por la línea vertical en el interior de la caja, mientras que el signo (+) muestra la localización de la media muestral.



Histograma de frecuencias de valores K obtenidos para Eje Simple.

Otro gráfico que ilustra una muestra de datos es el histograma de frecuencias, donde la altura de cada barra en el histograma representa el número de observaciones que caen en el intervalo de LEF correspondiente a la barra.

Tabla: Percentiles para K (Ejes Simple)

Percentiles	Valores LEF S
1.0%	0.2
5.0%	0.27
10.0%	0.44
25.0%	0.605
50.0%	0.96
75.0%	1.15
85.0%	1.24
95.0%	1.26
99.0%	1.27

La tabla contiene los percentiles muestrales para K (Ejes Simple). Los percentiles son valores debajo de los cuales se encuentra un porcentaje específico de los datos.

Resumen estadístico de valor de ajuste k para ejes tándem.

Tabla - Resumen estadístico de valores K para ejes tándem

Recuento	3456
Promedio	0.0854253
Desviación Estándar	0.0262988
Coficiente de Variación	30.7857%
Mínimo	0.04
Máximo	0.18
Rango	0.14
Sesgo Estandarizado	30.4715
Curtosis Estandarizada	25.816

Esta tabla muestra los estadísticos de resumen para K (Ejes Tándem). Incluye medidas de tendencia central, medidas de variabilidad y medidas de forma., se aprecia que los valores de K van de 0.004 a 0.18.

Los dos últimos valores de de sesgo estandarizado y la curtosis estandarizada, se utilizan para determinar si la muestra proviene de una distribución normal o Gaussiana. Valores de estos estadísticos fuera del rango de -2 a +2 indican desviaciones significativas de la normalidad, En este caso, el valor de sesgo estandarizado no se encuentra dentro del rango esperado para datos provenientes de una distribución normal. El valor de curtosis estandarizada no se encuentra dentro del rango esperado para datos provenientes de una distribución normal.

Intervalos de Confianza para K (Ejes Tándem)

Intervalos de confianza del 95.0% para la media: 0.0854253 +/- 0.000876796 [0.0845486, 0.0863021]

Intervalos de confianza del 95.0% para la desviación estándar: [0.0256931, 0.026934]

Los intervalos muestra los intervalos de confianza del 95.0% para la media y la desviación estándar de K (Ejes Tándem). La interpretación clásica de estos intervalos es que, en muestreos repetidos, estos intervalos contendrán la media verdadera ó la desviación estándar verdadera de la población de la que fueron extraídas las muestras, el 95.0% de las veces. En términos prácticos, puede establecerse con 95.0% de confianza, que la media verdadera de K (Ejes Tándem) se encuentra en algún lugar entre 0.0845486 y 0.0863021, en tanto que la desviación estándar verdadera está en algún lugar entre 0.0256931 y 0.026934.

Gráfico de Caja y Bigotes

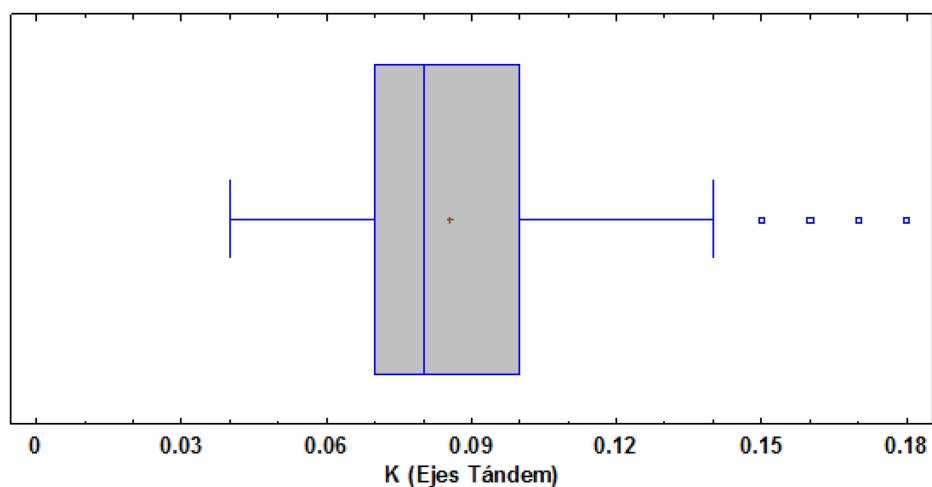
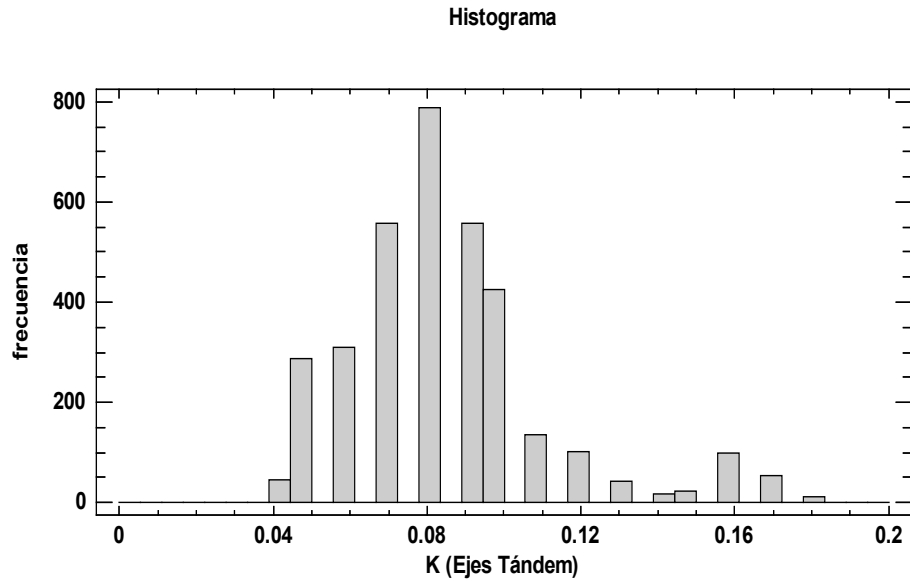


Gráfico de Caja y Bigotes de valores K obtenidos para Eje Tándem.

El gráfico de caja y bigotes, aporta 5-números resumen de la muestra de datos. La caja central cubre la mitad de los datos, extendiéndose desde el cuartil inferior hasta el cuartil superior. Las líneas extendidas a izquierda y derecha de la caja (los bigotes) muestran la localización del mayor y menor de los datos. La mediana de los datos está indicada por la línea vertical en el interior de la caja, mientras que el signo (+) muestra la localización de la media muestral.



Histograma de frecuencias de valores K obtenidos para Eje Tándem.

Otro gráfico que ilustra una muestra de datos es el histograma de frecuencias, donde la altura de cada barra en el histograma representa el número de observaciones que caen en el intervalo de LEF correspondiente a la barra.

Tabla: Percentiles para K (Ejes Tándem)

Percentil	Percentil LEF
1.0%	0.04
5.0%	0.05
10.0%	0.06
25.0%	0.07
50.0%	0.08
75.0%	0.1
85.0%	0.12
95.0%	0.15
99.0%	0.17

La tabla contiene los percentiles muestrales para K (Ejes Tándem). Los percentiles son valores debajo de los cuales se encuentra un porcentaje específico de los datos.

Resumen estadístico de valor de ajuste k para ejes trídem.

Tabla - Resumen estadístico de valores K para ejes trídem.

Recuento	3456
Promedio	0.02281684317
Desviación Estándar	0.01285477517
Coefficiente de Variación	56.33897326%
Mínimo	0.008654
Máximo	0.081125
Rango	0.072471
Sesgo Estandarizado	56.55045961
Curtosis Estandarizada	67.92074709

Esta tabla muestra los estadísticos de resumen para K (Ejes Trídem). Incluye medidas de tendencia central, medidas de variabilidad y medidas de forma., se aprecia que los valores de K van de 0.008654 a 0.081125.

Los dos últimos valores de de sesgo estandarizado y la curtosis estandarizada, se utilizan para determinar si la muestra proviene de una distribución normal o Gaussiana. Valores de estos estadísticos fuera del rango de -2 a +2 indican desviaciones significativas de la normalidad, En este caso, el valor de sesgo estandarizado no se encuentra dentro del rango esperado para datos provenientes de una distribución normal. El valor de curtosis estandarizada no se encuentra dentro del rango esperado para datos provenientes de una distribución normal.

Intervalos de Confianza para K (Ejes Trídem)

Intervalos de confianza del 95.0% para media: $0.02281684317 \pm 0.0004285747107$
[0.02238826846, 0.02324541788]

Intervalos de confianza del 95.0% para la desviación estándar: [0.01255872409, 0.013165224]

Los intervalos muestra los intervalos de confianza del 95.0% para la media y la desviación estándar de K (Ejes Trídem). La interpretación clásica de estos intervalos es que, en muestreos repetidos, estos intervalos contendrán la media verdadera ó la desviación estándar verdadera de la población de la que fueron extraídas las muestras, el 95.0% de las veces. En términos prácticos, puede establecerse con 95.0% de confianza, que la media verdadera de K (Ejes Trídem) se encuentra en algún lugar entre 0.0223883 y 0.0232454, en tanto que la desviación estándar verdadera está en algún lugar entre 0.0125587 y 0.0131652

El gráfico de caja y bigotes, aporta 5-números resumen de la muestra de datos. Se debe notar que La caja central cubre la mitad de los datos, extendiéndose desde el cuartil inferior hasta el cuartil superior. Las líneas extendidas a izquierda y derecha de la caja (los bigotes) muestran la localización del mayor y menor de los datos. La mediana de los datos está indicada por la línea vertical en el interior de la caja, mientras que el signo (+) muestra la localización de la media muestral.

Box-and-Whisker Plot

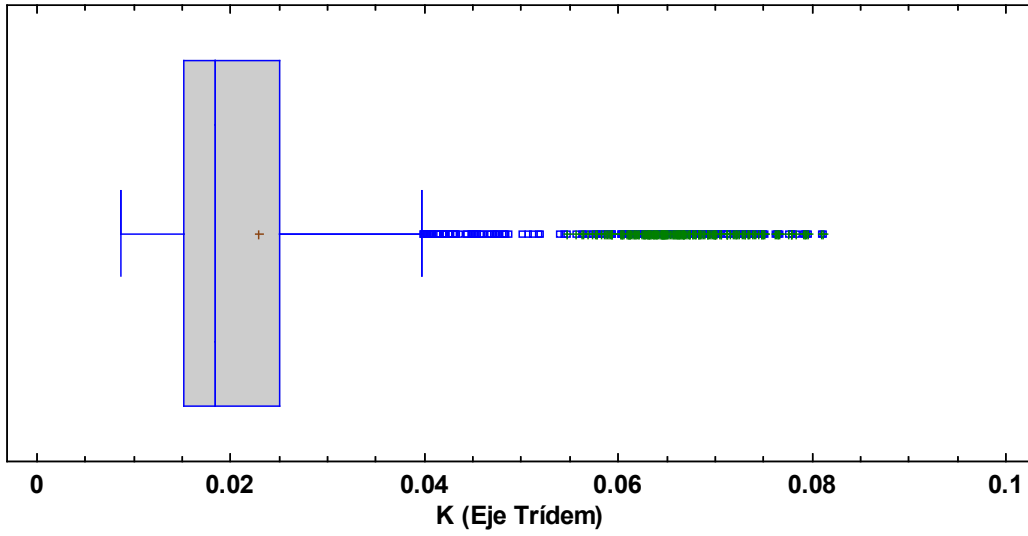
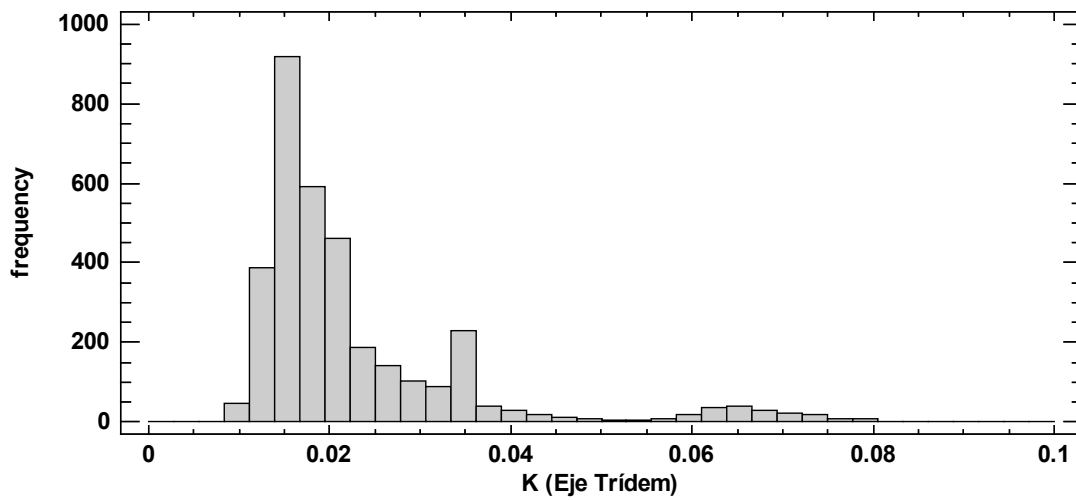


Gráfico de Caja y Bigotes de valores K obtenidos para Eje Tridem.

Histogram



Histograma de frecuencias de valores K obtenidos para Eje Tridem

Otro gráfico que ilustra una muestra de datos es el histograma de frecuencias, donde la altura de cada barra en el histograma representa el número de observaciones que caen en el intervalo de LEF correspondiente a la barra.

Percentiles para K (Ejes Trídem)

Tabla: Percentiles para K (Ejes Trídem)

Percentil	Percentil LEF
1.0%	0.010682
5.0%	0.012705
10.0%	0.013565
25.0%	0.0151815
50.0%	0.0183995
75.0%	0.0250265
85.0%	0.033526
95.0%	0.05931
99.0%	0.072258

La tabla contiene los percentiles muestrales para K (Ejes Trídem). Los percentiles son valores debajo de los cuales se encuentra un porcentaje específico de los datos.