



CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL DE MATERIALES CON LIGANTES HIDRÁULICOS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

TESIS DE MAESTRÍA

Maestría en Ingeniería Vial
Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura
Universidad Nacional de Rosario

Alumno:
Ing. Civil Dino I. Batalla (*)

Directora de Tesis:
Mtr. Ing. Diana Cainelli

Codirector de Tesis:
Dr. Ing. Oscar Giovanon

(*)

Domicilio: 4 de Enero 1671 – Santa Fe – Provincia de Santa Fe
Teléfono: 0342 – 155144590
E-mail: ing.dinobatalla@gmail.com

RESUMEN

En todo proyecto, maximizar la utilización de recursos disponibles en la zona es de primordial importancia, siendo un factor determinante en la economía de la obra.

Las bases granulares estabilizadas con cemento han mostrado ser una buena alternativa en condiciones climáticas como las de la Provincia de Santa Fe, en las que se conjugan elevadas cargas de tránsito y baja calidad de la subrasante. Está compuesta por una mezcla de agregado pétreo (eventual RAP), suelo y cemento, con una rigidez tal que le permite repartir mejor las cargas del tránsito, al mismo tiempo que tolera pequeñas deformaciones en su apoyo.

El objetivo del presente trabajo fue la caracterización de sus parámetros estructurales en condiciones reales de tránsito y clima de la Provincia de Santa Fe mediante retrocálculo de deflexiones, y analizar su evolución a lo largo de su vida en servicio; de modo que permita mayor certeza al proyectista en la adopción de hipótesis de diseño en el futuro.

Concordando con bibliografía consultada e hipótesis adoptadas, fue posible observar que a edades tempranas la capa alcanza valores medios de 4.000 MPa para 3-4% de cemento. Con la apertura al tránsito comienza un proceso de fisuración debido a la rigidez intrínseca del material cementado y los esfuerzos de flexión a lo que es sometido que produce el descenso modular a un valor medio de 1.800 MPa.

Ya cuando la totalidad del espesor cementado se encuentra fisurado y su comportamiento se asemeja al de un material granular sin estabilizar el valor del módulo desciende hasta 300-400 MPa aproximadamente, gobernando su comportamiento las propiedades granulométricas del mismo.

En el presente trabajo también fue posible analizar los criterios de caracterización utilizados por el software BackViDe, lo que permitió ratificar el escalonamiento y la adopción de módulos máximos de 700 MPa en condiciones iniciales. No así la ecuación representativa del comportamiento en la fase granular del modelo incremental, proponiéndose que el comportamiento de un material granular de CBR 60% representaría mejor lo que sucede en el cementado deteriorado.

Palabras claves: Estabilizados granulares con cemento, Retrocálculo, Módulo resiliente.

AGRADECIMIENTOS

“A mi directora y codirector, Mtr. Ing. Diana Cainelli y Dr. Ing. Oscar Giovanon, por poner a mi disposición todos sus conocimientos, paciencia y buena predisposición para que la presente tesis sea una realidad.

A mis colegas y amigos de la Maestría que me acompañaron en este camino.

A la Dirección Provincial de Vialidad, Dirección Nacional de Vialidad y Provincia de Santa Fe que me brindaron la posibilidad de acceder a esta maestría.

Al Ing. Osvaldo Contursi por todas sus enseñanzas y confianza brindada para que me meta en el Mundo Vial.

Al personal de la Dirección Provincial de Vialidad Santa Fe que de alguna u otra manera colaboró en la recolección de datos.

A mi familia que siempre me apoyó y alentó para continuar estudiando y creciendo personal y profesionalmente. A mi madre que desde niño se ocupó de mí y mi crecimiento educativo con cariño y compasión. A mi padre que, a pesar de trabajar fuera de casa todo el día, siempre se hizo el tiempo para acompañarme y aconsejarme en mi desarrollo.

A Mara, pilar fundamental que comparte y acompaña con todo su amor cada uno de mis proyectos en la vida. Y a mi hijo Antonio, que desde el anuncio de su llegada, alegra cada uno de mis días”.

ÍNDICE GENERAL

Índice de gráficas.....	vi
Índice de imágenes.....	ix
Índice de tablas.....	xiii
Glosario.....	xiv
Capítulo 1: Introducción.....	1
1.1 Formulación del problema.....	2
1.2 Cuestionamientos centrales.....	2
1.3 Hipótesis.....	3
1.4 Objetivo.....	3
Capítulo 2: Estado del arte.....	4
2.1 Características viales de la Provincia de Santa Fe.....	4
2.1.1 Red vial y modalidad de carga de la provincia.....	4
2.1.2 Suelos de la provincia.....	4
2.1.3 Clima de la provincia.....	6
2.2 Tipologías de pavimentos viales.....	8
2.2.1 Pavimentos Flexibles.....	9
2.2.2 Pavimentos Rígidos.....	9
2.2.3 Pavimentos Semirrígidos o Mixtos.....	9
2.3 Estabilización de materiales no ligados.....	10
2.3.1 Estabilización mecánica.....	11
2.3.2 Estabilización física.....	11
2.3.3 Estabilización química.....	11
2.3.4 Estabilización físico química, con ligantes hidráulicos o cementados.....	12
2.4 Literatura del Estabilizado Granular Cementado.....	12
2.4.1 Historia.....	13
2.4.2 Materiales constituyentes.....	14
2.4.3 Proceso de ejecución de una capa cementada.....	15
2.4.4 Ventajas de las capas granulares cementadas.....	18
2.4.5 Reparos o cuidados en su implementación.....	18

2.4.6	Fallas características de las capas granulares cementadas	19
2.4.7	Métodos para controlar la fisuración y/o sus efectos en el pavimento	24
2.4.8	Reciclado en frío	27
Capítulo 3: Marco teórico para la caracterización de materiales cementados.....		29
3.1	Caracterización para el diseño estructural de pavimentos	29
3.1.1	Metodología de diseño empírica.....	29
3.1.2	Metodología de diseño mecanicista o racional	34
3.1.3	Metodología de diseño empírico mecanicista	35
3.1.4	Nuevas metodologías de diseño	38
3.2	Caracterización estructural de un material con ligante hidráulico.....	39
3.2.1	Etapas del desempeño en el tiempo de materiales cementados	39
3.2.2	Parámetros de caracterización	44
3.2.3	Criterio de falla del material cementado	50
3.3	Ensayos de laboratorio para caracterización de un material cementado.....	56
3.3.1	Ensayos de resistencia	56
3.3.2	Ensayos para determinación de módulos elásticos	62
3.3.3	Ensayos de fatiga.....	63
3.3.4	Ensayos de durabilidad	63
3.4	Caracterización a partir de la auscultación estructural de los pavimentos.....	64
3.4.1	Deflectómetros de Impacto (FWD)	65
3.4.2	Penetrómetro dinámico de cono (DCP)	66
3.4.3	Extracción de testigos	69
3.4.4	Evaluación superficial.....	70
3.5	Retroajuste modular	70
Capítulo 4: Fase experimental.....		72
4.1	Metodología utilizada.....	72
4.1.1	Evaluación de deflexiones medidas	72
4.1.2	Ensayos y tareas complementarias	73
4.1.3	Retrocálculo	75
4.1.4	Tránsito soportado	75

4.2	Tramos auscultados	75
4.2.1	Obra: Ruta Provincial nº 2 – Tramo: Km 273+000 – 281+100	76
4.2.2	Obra: Ruta Provincial nº 2 – Tramo: Km 301+500 – 308+700	81
4.2.3	Obra: Ruta Provincial nº 10 – Tramo: Km 108+900 – 125+150	85
4.2.4	Obra: Ruta Provincial nº 17 – Tramo: Km 14+200 – 34+100	88
4.2.5	Obra: Ruta Provincial nº 22-s – Tramo: Km 0+200 – 10+900	92
4.2.6	Obra: Ruta Provincial nº 91 – Tramo: Km 1+000 – 8+500	94
4.2.7	Obra: Ruta Provincial nº 90 – Tramo: Km 124+900 – 149+800	97
	Capítulo 5: Resultados obtenidos	101
5.1	Descripción	101
5.2	Tramos auscultados	102
5.2.1	Obra: Ruta Provincial nº 2 – Tramo: Km 273+000 – 281+100	102
5.2.2	Obra: Ruta Provincial nº 2 – Tramo: Km 301+500 – 308+700	103
5.2.3	Obra: Ruta Provincial nº 10 – Tramo: Km 108+900 – 125+150	104
5.2.4	Obra: Ruta Provincial nº 17 – Tramo: Km 14+200 – 34+100	105
5.2.5	Obra: Ruta Provincial nº 22-s – Tramo: Km 0+200 – 10+900	106
5.2.6	Obra: Ruta Provincial nº 91 – Tramo: Km 1+000 – 8+500	107
5.2.7	Obra: Ruta Provincial nº 90 – Tramo: Km 124+900 – 149+800	108
5.3	Resumen	114
	Capítulo 6: Ajuste/Validación criterios de rigidez utilizados en BackViDe	115
6.1	Resumen de criterios de caracterización elástica utilizados en BackViDe	115
6.2	Ajuste y validación de los criterios	117
6.2.1	Análisis incremental	117
6.2.2	Condiciones iniciales	120
	Capítulo 7: Conclusiones	126
7.1	Acciones futuras	127
	Bibliografía	129

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica n° 1: Tensión por contracción y contenido de cemento. (Material A fuertemente cementado, Material B medianamente cementado y Material C débilmente cementado) (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].....	21
Gráfica n° 2: Fatiga de la capa estabilizada en relación al espesor de la/s capa/s asfáltica/s superior/es para diferentes temperaturas del entorno (Judycki & Jaskula, 2012) [30].	25
Gráfica n° 3: Aplicación del concepto ELTS para Materiales estabilizados con Cemento. Figura C (Asphalt Academy, 2009) [4].	33
Gráfica n° 4: Factor de ajuste de ELTS para Capas de Estabilizados con Cemento. Figura C.1 (Asphalt Academy, 2009) [4].	33
Gráfica n° 5: Indicadores de las bases cementadas (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1996) [36].....	40
Gráfica n° 6: Relación entre la resistencia del material y el periodo de curado para mezclas con distintos porcentajes de cemento (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].....	41
Gráfica n° 7: Efecto de la compactación en el material. Relación entre la resistencia del mismo y el desfase entre mezcla y compactación (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].....	42
Gráfica n° 8: Cambios en las características del pavimento para cada etapa de su vida en servicio (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].....	43
Gráfica n° 9: Módulo del material en función del tránsito a lo largo de su vida en servicio. (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1996) [36].....	45
Gráfica n° 10: Tensión/deformación de materiales cementados. (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].	46
Gráfica n° 11: Relación modular recomendada por Dr. Ing. Giovanon y utilizada por BackViDe. .48	
Gráfica n° 12: Relación entre diferentes variables intervinientes en un pavimento. (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].....	49
Gráfica n° 13: Variación de la relación modular en función del número de repeticiones (Ing. Cassan et al., 2005) [27].....	51

Gráfica n° 14: Repeticiones esperadas en función de la relación de tensión (Haifang & Tuncer, 2013) [23].....	55
Gráfica n° 15: Deterioro modular en función del deterioro. (Haifang & Tuncer, 2013) [23].....	55
Gráfica n° 16: Módulo residual en función de la RCS a 28 días. (Haifang & Tuncer, 2013) [23]. ..	56
Gráfica n° 17: Resistencia a compresión en función del contenido de cemento (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].	57
Gráfica n° 18: Relación determinada entre RCS 7 días y MR (Shabbir et al., 2017) [43].	59
Gráfica n° 19: Relación entre módulo elástico, RCP 7 días y coeficiente de aporte AASHTO. (AASHTO, 1993) [1].	60
Gráfica n° 20: Degradación típica del módulo a flexión debido a la fatiga (Haifang & Tuncer, 2013) [23].....	63
Gráfica n° 21: Relación modular luego de ensayo de durabilidad (Haifang & Tuncer, 2013) [23].	64
Gráfica n° 22: Comparativa relación CBR-DCP. Laboratorio Vial IMAE.	68
Gráfica n° 23: Comparativa relación Mr-DN región Litoral. Laboratorio Vial IMAE.....	69
Gráfica n° 24: Tránsito acumulado desde la última intervención RP2.....	77
Gráfica n° 25: Tránsito acumulado desde la última intervención RP2.....	82
Gráfica n° 26: Tránsito acumulado desde la última intervención RP10.....	86
Gráfica n° 27: Tránsito acumulado desde la última intervención RP17.....	89
Gráfica n° 28: Tránsito acumulado desde la intervención RP91.	95
Gráfica n° 29: Tránsito acumulado desde la intervención RP91.	98
Gráfica n° 30: Retrocálculo módulos cementados (RP2 – Tramo 1).....	102
Gráfica n° 31: Retrocálculo módulos cementados (RP2 –Tramo 2).....	103
Gráfica n° 32: Retrocálculo módulos cementados (RP10 – Gálvez López – Santa Fe).	104
Gráfica n° 33: Retrocálculo módulos cementados (RP17 – RN34 RP2 – Santa Fe).....	105
Gráfica n° 34: Retrocálculo módulos cementados (RP22s– Uranga La Vanguardia – Santa Fe).	106
Gráfica n° 35: Retrocálculo módulos cementados (RP91 – Serodino Totoras – Santa Fe).....	107
Gráfica n° 36: Retrocálculo módulos cementados (RP90 – Melincué RN8 – Santa Fe – Año 2008).	109

Gráfica n° 37: Retrocálculo módulos cementados (RP90 – Melincué RN8 – Santa Fe – Año 2018).	110
Gráfica n° 38: Retrocálculo módulos cementados (RP90 – Melincué RN8 – Santa Fe – Año 2021).	111
Gráfica n° 39: Variación modular en función del tiempo (RP90 - Melincué RN8 – Santa Fe).	113
Gráfica n° 40: Interpretación módulo EP (Método PN, TG2, Sudáfrica).....	115
Gráfica n° 41: Módulo efectivo en cada momento del análisis.....	116
Gráfica n° 42: Comportamiento de diferentes tramos del material granular cementado.	119
Gráfica n° 43: Variación modular de las subcapas del Reciclado y su valor obtenido en el retrocálculo.....	122
Gráfica n° 44: Deterioro en cada momento del análisis.....	122
Gráfica n° 45: Variación modular de las subcapas del Reciclado y su valor obtenido en el retrocálculo.....	123
Gráfica n° 46: Deterioro en cada momento del análisis.....	124
Gráfica n° 47: Variación modular para diferentes contenidos de cemento, manteniendo demás variables (humedad, granulometría, subbase).....	128

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen n° 1: Suelos de la Provincia de Santa Fe. (Lic. Forchetti, 2006) [32].....	5
Imagen n° 2: Climas de la Provincia de Santa Fe (Fuente anónima).....	7
Imagen n° 3: Distribución de tensiones en pavimentos flexibles (izquierda) y rígidos (derecha). (Fuente propia).....	8
Imagen n° 4: Punto donde se encuentra la tensión crítica en un pavimento flexible (a) y uno semirrígido (b) (Flintsch, Diefenderfer, & Nuñez, 2008) [19].	10
Imagen n° 5: Ejecución de base cementada. (Ing. Arce, 2011) [25].....	12
Imagen n° 6: Preparación de la superficie (Fuente: Archivo Dirección Obras DPV Santa Fe).	15
Imagen n° 7: Compactación base cementada. (Fuente: Archivo Dirección Obras DPV Santa Fe)	16
Imagen n° 8: Base curada y terminada. (Fuente: Archivo Dirección Obras DPV Santa Fe).....	16
Imagen n° 9: Aplicación riego de curado mediante camión regador. (Fuente: Archivo Dirección Obras DPV Santa Fe)	17
Imagen n° 10: Planta de elaboración fija. (Fuente: Archivo Dirección Obras DPV Santa Fe)	17
Imagen n° 11: Colocación mediante terminadora. (Fuente: Archivo Dirección Obras DPV Santa Fe)	18
Imagen n° 12: Fisuración en pavimentos. Autopista SP-280, Brasil (arriba) y Ruta SH-47, Texas, EUA (abajo). (Saxena, Tompkins, Khazanovich, & Balbo, 2010) [40].....	20
Imagen n° 13: Deterioro por efecto de bombeo (Imagen superior inicios, imagen inferior deterioro avanzado).	23
Imagen n° 14: Efecto de bombeo – Acercamiento.....	23
Imagen n° 15: Efecto de bombeo – Alejamiento.....	24
Imagen n° 16: Diferencia de nivel por fisuras.	24
Imagen n° 17: Estructura para absorber tensiones (Ing. Cassan & Ing. Páramo, 2014) [26].	26
Imagen n° 18: Pasada de rodillo para microfisuración (izquierda). Vista de base microfisurada (derecha). (Scullion, 2002) [42].	27
Imagen n° 19: Técnica de reciclado en frío con incorporación de cemento. (Fuente: Grupo Wirtgen).	28
Imagen n° 20: Esquema metodología empírica (Dr. Ing. Giovanon, 2001) [13].	30

Imagen n° 21: Ottawa test site, construido entre 1956 – 1958 en cercanías a la localidad homónima y Utica (throwinwrenches.blogspot.com, 2012) [45].	31
Imagen n° 22: Esquema método racional (Dr. Ing. Giovanon, 2001) [13].	34
Imagen n° 23: Pistas de prueba a escala real tipo carrusel, entraron en funcionamiento en 1984 en Nantes (Francia).	50
Imagen n° 24: Simulador de carga pesada utilizada por el Instituto Mexicano de Transporte.	51
Imagen n° 25: Funcionamiento deflectómetro de impacto (Ing. Tosticarelli et al., 2006) [29].	65
Imagen n° 26: Tensiones producidas y su relación con los sensores del equipo FWD. (AASHTO, 1993) [1].	66
Imagen n° 27: Equipamiento Penetrómetro de Cono (Ing. Tosticarelli et al., 1994) [28].	68
Imagen n° 28: Equipo deflectómetro perteneciente a la Dirección de Vialidad Provincial, con el que se evaluaron algunos de los tramos mencionados.	72
Imagen n° 29: Calado de testigos sobre RP90 ¹ .	73
Imagen n° 30: Determinación de capas y espesor en un testigo calado.	74
Imagen n° 31: Ejecución ensayo de penetración (DCP) sobre rutas provinciales.	74
Imagen n° 32: Esquema paquete estructural RP2 (Km 273+000 – 281+100).	76
Imagen n° 33: Estado superficial RP2 (Las Avispas – Santa Fe) (Fuente propia).	78
Imagen n° 34: Estado superficial RP2 (Fuente propia).	78
Imagen n° 35: Estado superficial RP2 (Fuente propia).	79
Imagen n° 36: Calado de testigos sobre RP2 (Fuente propia).	79
Imagen n° 37: Apertura de calicata sobre RP2 (fuente propia).	80
Imagen n° 38: Esquema paquete estructural RP2 (Km 301+500 – 308+700).	81
Imagen n° 39: Estado superficial RP2 (Tostado - Santa Fe) (Fuente propia).	82
Imagen n° 40: Calado de testigos sobre RP2 (fuente propia).	83
Imagen n° 41: Apertura de calicata. (Fuente propia).	84
Imagen n° 42: Esquema paquete estructural RP10 (Km 108+900 – 125+150).	85
Imagen n° 43: Estado superficial RP10 (Gálvez – Santa Fe) (Fuente propia).	86
Imagen n° 44: Esquema paquete estructural RP17 (Km 14+200 – 34+100).	88
Imagen n° 45: Estado superficial RP17 (Ceres – Santa Fe) (Fuente propia).	89

Imagen n° 46: Estado superficial RP17 (Ceres – Santa Fe) (Fuente propia).....	90
Imagen n° 47: Calado de testigos sobre RP17 (fuente propia).....	90
Imagen n° 48: Apertura de calicata. (Fuente propia).....	91
Imagen n° 49: Esquema paquete estructural RP22-s (Km 0+200 – 10+900).....	92
Imagen n° 50: Esquema paquete estructural RP91(Km 1+000 – 8+500).....	94
Imagen n° 51: Esquema paquete estructural RP90(Km 124+900 – 149+800) según antecedentes.	97
Imagen n° 52: Relevamiento superficial RP90 (fuente propia).....	99
Imagen n° 53: Relevamiento superficial RP90 (fuente propia).....	99
Imagen n° 54: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo (RP2. Km 273+000 – 281+100).....	102
Imagen n° 55: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo (RP2. Km 301+500 – 308+700).....	104
Imagen n° 56: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo (RP10. Km 108+900 – 125+150).....	105
Imagen n° 57: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo (RP17. Km 14+200 – 34+100).....	106
Imagen n° 58: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo (RP22-s. Km 0+200 – 10+900).....	107
Imagen n° 59: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo (RP91. Km 1+000 – 8+500).....	108
Imagen n° 60: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo para las deflexiones 2008 (RP90. Km 124+900 – 149+800).....	109
Imagen n° 61: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo para las deflexiones 2018 (RP90. Km 124+900 – 149+800).....	111
Imagen n° 62: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo para las deflexiones 2021 (RP90. Km 124+900 – 149+800).....	112
Imagen n° 63: Retrocálculo del cuenco característico. Captura del Software BackViDe.....	117
Imagen n° 64: Retrocálculo del cuenco característico. Captura del Software BackViDe.....	118

Imagen n° 65: Retrocálculo del cuenco característico. Captura del Software BackViDe.	118
Imagen n° 66: Análisis en condiciones iniciales. Captura del Software BackViDe.	123
Imagen n° 67: Análisis en condiciones iniciales. Captura del Software BackViDe.	124

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla n° 1: Suelos de la Provincia de Santa Fe (Lic. Forchetti, 2006) [32].....	6
Tabla n° 2: Relación modular pre y post fisuración (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].....	47
Tabla n° 3: Cuadro resumen tramos evaluados.....	76
Tabla n° 4: Esquema calados realizados RPn°2 (Km 273+000 – 281+100).....	80
Tabla n° 5: Esquema calados realizados RPn°2 (Km 301+500 – 308+700).....	83
Tabla n° 6: Esquema calados realizados RPn°10 (Km 108+900 – 125+150).....	87
Tabla n° 7: Esquema calados realizados RPn°17 (Km 14+200 – 34+100).	91
Tabla n° 8: Esquema calados realizados RPn°22-s (Km 0+200 – 10+900).	93
Tabla n° 9: Esquema calados realizados RPn°91 (Km 1+000 – 8+500).	96
Tabla n° 10: Esquema calados realizados RPn°90 (Km 124+900 – 149+800).....	100
Tabla n° 11: Valores modulares en los diferentes momentos de auscultación.....	113
Tabla n° 12: Cuadro resumen resultados obtenidos del retrocálculo de los tramos.	114
Tabla n° 13: Resumen análisis condición inicial.	121

GLOSARIO

AASHO Road Test: Experimento a escala real realizado en Ottawa, Estado de Illinois, EUA (EUA), con el objetivo de estudiar el rendimiento de las estructuras pavimentadas de espesor conocido bajo cargas móviles de magnitudes y frecuencias conocidas.

AASHTO 93: Metodología basada en el AASHO Road Test. Aunque inicialmente fue puramente empírica, a partir de la versión del año 1986, y su correspondiente versión mejorada de 1993, comenzó a introducir conceptos mecanicistas para adecuar algunos parámetros a condiciones diferentes a las que imperaron en el lugar del ensayo original.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO): Órgano que establece normas, publica especificaciones y hace pruebas de protocolos y guías utilizadas para el diseño y construcción de carreteras en todo EUA. Gran cantidad de países a nivel mundial la adoptan para la construcción de caminos en su territorio.

California Bearing Ratio (CBR): El Valor Soporte Relativo es una prueba de penetración para comprobar las características mecánicas de un suelo.

Dirección Nacional de Vialidad (DNV): O simplemente Vialidad Nacional, es un ente autárquico en la órbita del Poder Ejecutivo Nacional Argentino, que tiene como finalidad mantener, mejorar y ampliar la red de carreteras de jurisdicción nacional.

Dirección Provincial de Vialidad de la Provincia de Santa Fe (DPV Santa Fe): Organismo con jurisdicción sobre las rutas provinciales de la provincia de Santa Fe, con funciones similares a las que ejerce DNV sobre rutas nacionales. En el trabajo se utiliza para referirse a este la sigla DPV.

Dynamic Cone Penetrometer (DCP): El Ensayo de Penetración Dinámico de Cono permite evaluar la capacidad resistente a la penetración de suelos. Muy utilizados para evaluaciones in situ debido a ser ligero y de rápida realización.

Falling Weight Deflectometer (FWD): El Deflectómetro de Impacto es un método no destructivo y rápido que permite evaluar la capacidad estructural de un pavimento simulando el comportamiento del pavimento ante el paso de los vehículos pesados mediante la medición de su deflexión bajo la acción de una carga.

Federal Highway Administration (FHWA): La Administración Federal de carreteras es una división del Departamento de Transporte de EUA especializada en transporte por carretera.

Heavy Vehicle Simulator (HVS): Es un equipo de carga a gran escala que acelera la falla del pavimento al simular años de cargas producidas por el tránsito en solo unos meses de trabajo. Esto permite a agencias evaluar rápidamente nuevos materiales, diseños de pavimentos y técnicas constructivas.

Highway Research Board (HRB): Unidad de la Division of Engineering (División de Ingeniería) de la National Research Council (Concejo Nacional de Investigación) conformada en el

año 1920 bajo la autoridad de la National Academy of Science (Academia Nacional de Ciencia). En el presente trabajo se hace referencia a la clasificación de suelos propuesta por esta entidad en función de características como el porcentaje pasante por algunos tamices, Limite Líquido (LL), Índice Plástico (IP), Índice de grupo, asignándoles una nomenclatura que varía de A-1 a A-7, incluyendo subgrupos para algunas de ellas.

Mechanistic Empirical Pavement Design Guide (MEPDG): Guía de diseño empírico mecanicista publicada por NCHRP a través del reporte 1-37A con el objetivo de reemplazar el enfoque empírico del método propuesto por AASHTO. El método fue calibrado en EUA con extensos datos de rendimiento de pruebas en carretera.

National Cooperative Highway Research Program (NCHRP): Programa que realiza investigaciones en áreas de planificación, diseño, construcción, operación y mantenimiento de carreteras en EUA. Está encabezado por TRB, y cuenta con el apoyo conjunto de agencias federales, departamentos estatales de transporte y otras organizaciones sin fines de lucro.

Reclaimed Asphalt Pavement (RAP): Material obtenido a partir del fresado de pavimentos, compuesto por agregados y material asfáltico. Su importancia radica en la posibilidad de reutilización para nuevas obras o repavimentaciones, ya sea como capa de rodamiento o base, pudiendo ser necesaria la corrección de su granulometría y la incorporación de material ligante, como asfalto virgen o cemento.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS): Sistema de clasificación de suelos usado en Ingeniería y Geología para describir la textura y tamaño de las partículas que lo conforman.

Tránsito Medio Diario Anual (TMDA): Unidad utilizada para indicar el volumen de tránsito promedio que circula a lo largo de un día en un mismo sentido en un determinado tramo de camino. Se obtiene a partir de censos volumétricos y se expresa en vehículos por día.

Transportation Research Board (TRB): División de la National Academy of Sciences, Engineering, and Medicine, organismo independiente asesor del presidente de Estado Unidos, el Congreso y agencias federales en cuestiones científicas y técnicas de carácter nacional. Ofrece servicios de gestión de investigación, brinda asesoramiento sobre políticas y programas de transporte, y propone mejoras a partir de resultados de sus investigaciones.

Capítulo 1: INTRODUCCIÓN

Al momento de abordar un proyecto vial, cuestiones económicas y medioambientales vuelven necesario el aprovechamiento de los recursos disponibles en la zona en que se emplazará la obra, siendo necesario en muchos casos adaptarlos a las exigencias mediante procesos que aumenten su capacidad estructural y disminuyan las posibilidades de alteraciones debido a agentes externos como el agua y el clima.

Este proceso de modificación de los suelos se denomina estabilización y permite la ejecución de capas estructurales resistentes que soportan el continuo incremento de las solicitaciones del tránsito.

Existen diferentes tipos de estabilizaciones: la mecánica, como la compactación; la física, como el empleo de suelo arena o estabilizado granular; la química, como el empleo de suelo cemento, suelo-cal; la físico-química, como es el caso de suelo-arena-cal, suelo-arena-cemento, grava-cemento, o el caso en el que se centrará el presente trabajo: el estabilizado granular cementado.

Las bases estabilizadas con ligantes hidráulicos (como la cal y el cemento) mostraron ser una buena alternativa debido a su gran aporte estructural, a la variabilidad de materiales con las que resultan efectivas (suelos, agregados pétreos, RAP) y por sus buenas prestaciones en climas lluviosos, incluso con napas freáticas altas.

La red vial de la región litoral de la República Argentina, que incluye a la Provincia de Santa Fe, está sometida a altas cargas de tránsito, con suelos de fundación o subrasantes de muy baja calidad. Esto hace necesario recurrir a materiales exógenos al lugar, especialmente agregado pétreo, el que es transportado desde provincias limítrofes como Buenos Aires, Córdoba y Corrientes, volviéndose un costo importante para la obra. La utilización de ligantes hidráulicos en la estabilización de bases permite optimizar la utilización de dichos materiales y mejorar la capacidad estructural del suelo local (en general A6 o A7-6 según HRB).

Dentro de este grupo se encuentra el Estabilizado Granular con Cemento o Cementado, que se compone de una mezcla de suelo seleccionado, agregado fino (arena), agregado grueso (eventualmente RAP) y cemento; y es utilizado tanto para la construcción de bases y subbases en nuevos pavimentos, como también para la reconstrucción y refuerzo de pavimentos existentes.

El objetivo de la incorporación de cemento es mejorar, mediante estabilización química, la mezcla de agregado pétreo y suelo (estabilización física), proveyéndola de cierta rigidez con el objetivo de repartir las cargas del tránsito en una mayor superficie, y disminuir la susceptibilidad a la presencia de agua de los finos que la conforman. Sin embargo, esta rigidez no debe resultar sumamente elevada, de modo de permitir a la base adaptarse a pequeñas deformaciones que puedan producirse en capas subyacentes sin excesivas fisuraciones, por lo que se puede decir que es un material intermedio entre las bases granulares tradicionales y las losas rígidas.

Esta mejora del material se traduce en una reducción de costos, ya que permite disminuir el espesor de dicha capa con el consecuente ahorro de material pétreo.

No obstante, a pesar de ser ampliamente utilizado por organismos de todo el país como la Dirección Nacional de Vialidad y Vialidades Provinciales, aún existen incertidumbres respecto a su desempeño, la potencial reflexión de fisuras hacia las capas asfálticas superiores, su módulo elástico en servicio y su valoración a lo largo de su vida.

1.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Para el dimensionamiento estructural de pavimentos usualmente se recurre a:

- Métodos empíricos, como por ejemplo la Guía de Diseño AASHTO 93.
- Métodos empíricos-mecanicistas, como por ejemplo BackViDe (desarrollado por el Dr. Ing. Giovanon - UNR) y MEPDG (desarrollado por NCHRP).

Estos requieren de datos iniciales a partir de los cuales se dimensiona la superestructura, como las solicitaciones del tránsito a la que se verá sometida la estructura a lo largo del periodo de diseño, el clima del lugar de emplazamiento de la obra, la respuesta estructural de cada una de las capas que conforman el pavimento, la capacidad del suelo de fundación sobre el que se asienta, la caracterización de los materiales que conforman cada una de las capas del paquete.

La caracterización de los materiales para métodos puramente empíricos, como la Guía de Diseño AASHTO 93, es a través de coeficientes de aporte estructural; en tanto que métodos empírico mecanicista como AASHTOWare Pavement ME Design “MEPDG” y BackViDe requieren la determinación de módulos y criterios de falla de cada una de las capas estructurales; ya sea obtenidos en laboratorio, por retrocálculo a partir de la medición de deflexiones (FWD, LWD) o mediante correlación con otros ensayos como CBR, compresión simple, DCP, etc.; requiriendo los criterios de falla una calibración con el comportamiento a escala real.

En el caso de materiales cementados, la evolución de las metodologías de dimensionamiento de pavimentos y las tecnologías de ensayo, como también las experiencias obtenidas a partir de su utilización, demostraron que no es suficiente caracterizarlos mediante la resistencia a compresión simple (RCS) y/o tracción estática. Su módulo de rigidez varía a lo largo del tiempo, aumentando con la edad por efecto de la cementación y disminuyendo por efectos de agrietamientos causados por esfuerzos de fatiga y contracción. Es por esto que es necesario un mayor conocimiento del comportamiento del material, especialmente en la zona en que se emplazará la obra.

1.2 CUESTIONAMIENTOS CENTRALES

La pregunta central a partir de la cual surge esta investigación es:

¿Cómo se debería caracterizar estructuralmente el Estabilizado Granular Cementado a lo largo de su vida en servicio?

Adicionalmente, surgen preguntas complementarias respecto a la temática:

¿Qué variables inciden en su respuesta estructural? ¿Cómo se cuantifican?

¿Qué limitaciones presenta su utilización en los pavimentos?

¿Es correcto el abordaje actual en los métodos tradicionales de diseño?

1.3 HIPÓTESIS

El estabilizado granular debidamente colocado, compactado y curado adquiere mayor resistencia en un lapso corto de tiempo llamado “cementación”, para luego, a partir de allí, comenzar a degradarse, disminuyendo su módulo con el paso del tiempo asintóticamente a uno de equilibrio cuyo límite inferior es el asimilable al de un material estabilizado granular no ligado.

1.4 OBJETIVO

El objetivo del presente trabajo es caracterizar los parámetros estructurales de capas estabilizadas con ligante hidráulico en condiciones reales de tránsito y clima de la Provincia de Santa Fe, y analizar su evolución en el tiempo.

Capítulo 2: ESTADO DEL ARTE

2.1 CARACTERÍSTICAS VIALES DE LA PROVINCIA DE SANTA FE

La Provincia de Santa Fe se encuentra en la región centro de la República Argentina, limitando al norte con Chaco, oeste con Santiago del Estero y Córdoba, sur con Buenos Aires, y este con Entre Ríos y Corrientes, por medio del Río Paraná que la recorre de Norte a Sur. Otros ríos de importancia que atraviesan la Provincia son el Río Salado y el Río Carcarañá, los que fluyen desde el sector oeste hacia el este hasta el Paraná.

2.1.1 Red vial y modalidad de carga de la provincia

Según fuentes de DNV y DPV Santa Fe, actualmente la Provincia de Santa Fe cuenta con:

- Caminos pavimentados nacionales: 2.455,96 km
- Caminos pavimentados provinciales: 3.943,79 km
- Caminos mejorados provinciales: 651,30 km
- Caminos de calzada natural nacionales: 62,87 km
- Caminos de calzada natural provinciales: 8.779,73 km

En general, las rutas pavimentadas dentro de la extensión provincial debido a su ubicación en el territorio nacional, reciben las cargas de gran parte de las provincias aledañas, permitiendo el transporte de un importante porcentaje de las cosechas del país. Las rutas en la provincia en general se encuentran diagramadas confluyentes a las ciudades más importantes; principalmente Rosario, y en menor medida, a su capital: Santa Fe.

Las mayores cargas se concentran en los carriles con sentido de circulación hacia estas ciudades, es decir en sentido oeste-este y norte-sur, por los cuales circulan variadas configuraciones de vehículos, siendo los que producen mayor deterioro los camiones con acoplado 11-12 y 11-21, que son también los más utilizados para el transporte de granos y, por consiguiente, de mayor presencia en las rutas de la provincia.

En el territorio provincial los caminos se encuentran asentados en variados tipos de suelos y sufren el deterioro de diferentes tipos de climas, tal como se describe a continuación.

2.1.2 Suelos de la provincia

Existen diferentes metodologías de clasificación de suelos, hecho que escapa del presente proyecto. A continuación, se muestra la clasificación de suelos en la Provincia de Santa Fe (Tabla n° 1), y su distribución geográfica (Imagen n° 1) (Lic. Forchetti, 2006) [32]. La misma se basa en la clasificación Taxonomía de Suelos (Soil Taxonomy) desarrollada en EUA.

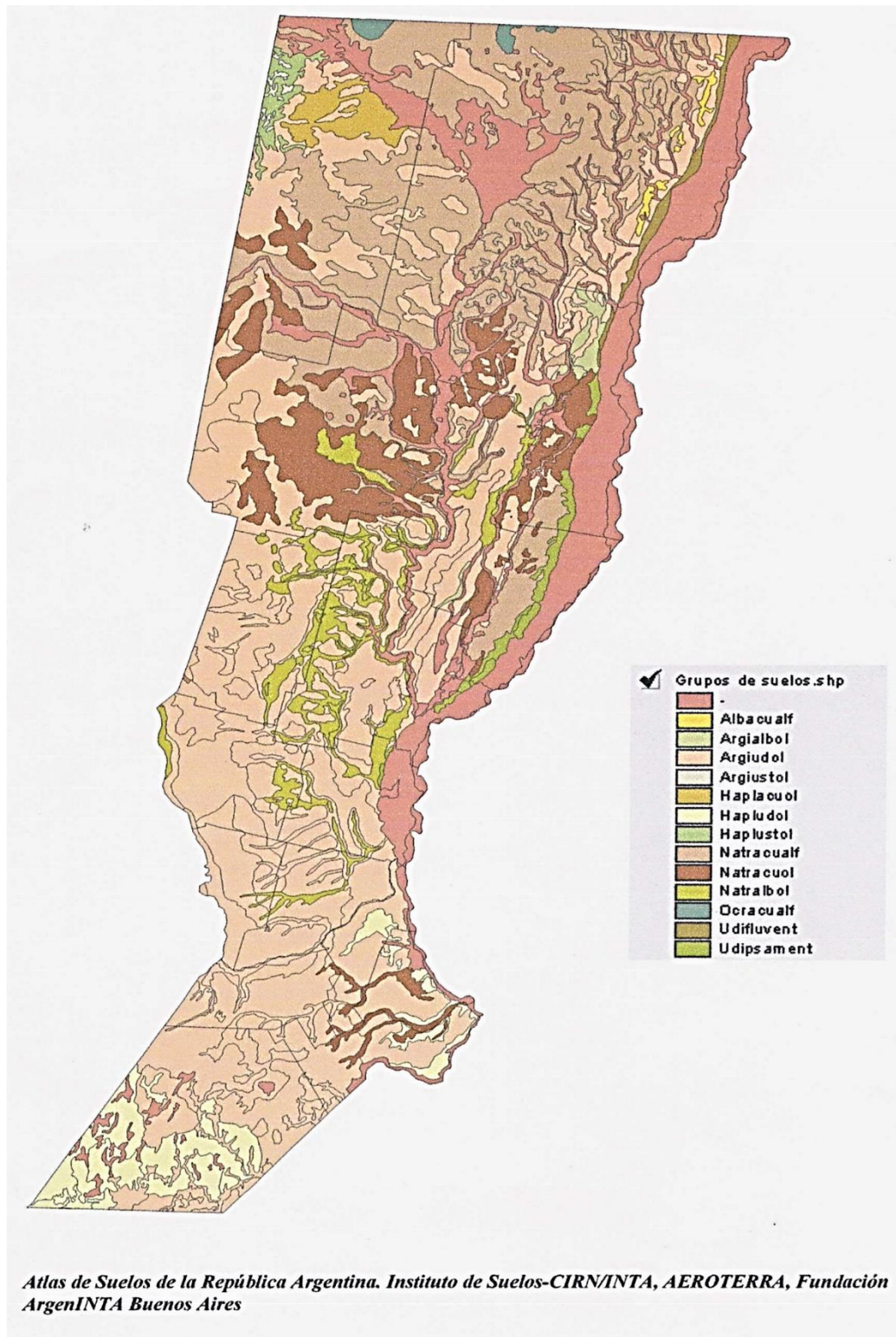


Imagen n° 1: Suelos de la Provincia de Santa Fe. (Lic. Forchetti, 2006) [32]

Tipo de suelo	Sup. Parcial (km ²)	
Arguidol	57.523,00	(44,18%)
Complejo indiferenciado	23.905,00	(18,36%)
Natracualf	21.856,00	(16,79%)
Natracuol	10.456,00	(8,03%)
Natralbol	5.390,00	(4,14%)
Hapludol	5.290,00	(4,06%)
Haplacuol	1.450,00	(1,11%)
Udipsament	1.198,00	(0,92%)
Haplustol	852,00	(0,65%)
Argiabol	728,00	(0,56%)
Udifluvent	652,00	(0,50%)
Ocracualf	375,00	(0,29%)
Albacualf	344,00	(0,26%)
Argiustol	190,00	(0,15%)
Sup total (km²)	130.209,00	

Tabla n° 1: Suelos de la Provincia de Santa Fe (Lic. Forchetti, 2006) [32].

Los suelos predominantes en nuestra provincia son Arguidol (44,18% de la superficie provincial), que cuentan con un primer horizonte A-6 o CL según la clasificación HRB o SUCS, respectivamente; un segundo horizonte A7-6 (CL o CH) y un tercer horizonte A-4 (ML o CL-ML).

Otros suelos predominantes son los tipos Natracualf (16,79%), compuestos en su mayoría por suelos A7-6 (CL-CH) hallados principalmente en el norte provincial; y Natracuol (8,03%), con suelos A-6 o A7-6 (CL-CH), distribuidos en el centro y centro oeste de la provincia.

Como se desprende de esta información, los suelos que abundan en la provincia no son los mejores desde el punto de vista de su desempeño en estructuras viales.

2.1.3 Clima de la provincia

Se pueden diferenciar tres sectores en la Provincia de Santa Fe (Imagen n° 2):

- *Subtropical sin estación seca* al norte adosado a la ribera del Paraná. Se caracteriza por la abundancia de lluvias, la escasa variación térmica anual y altos valores de humedad.
- *Subtropical con estación seca* al noroeste presenta mayores amplitudes térmicas, con un invierno más frío y cierta frecuencia de heladas.
- *Templado pampeano en el resto de la provincia*, caracterizado por abundancia de precipitaciones, por encima de 800 mm anuales, y la ausencia de estaciones diferenciadas.

De acuerdo a datos provistos por la Universidad Nacional del Litoral, las temperaturas medias anuales oscilan entre los 17°C en el sector meridional (sur) y los 21°C en el sector septentrional (norte). En tanto que las lluvias varían entre 800 y 1.400 mm anuales, aumentando del sector oeste hacia el este.

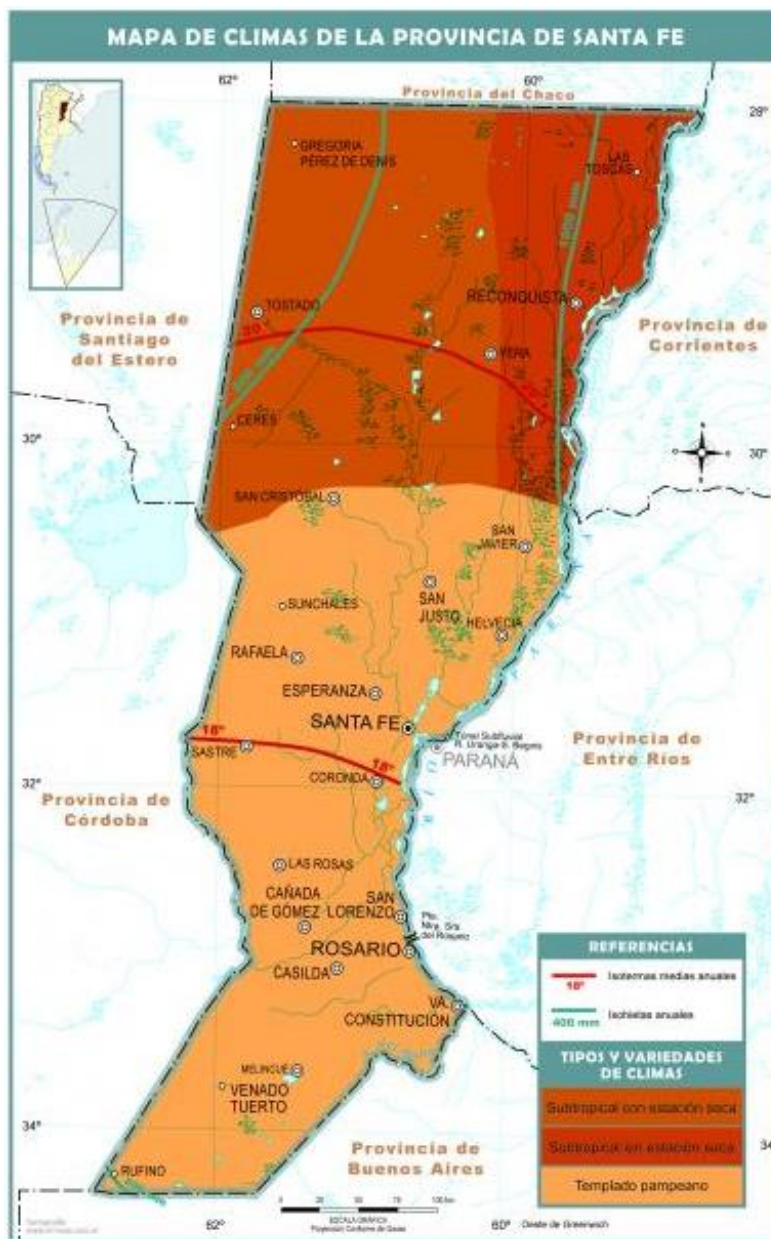


Imagen n° 2: Climas de la Provincia de Santa Fe (Fuente anónima).

Los meses de verano se extienden desde fines de octubre a principios de abril con temperaturas que varían de 22°C hasta 38°C en el sector sur y hasta 43°C en el sector norte, pudiéndose estimar un promedio de 27°C. Los vientos cálidos y húmedos que penetran en el territorio de la provincia desde el sector noreste, ejercen una fuerte influencia sobre el clima en estos meses.

En tanto que en invierno oscilan entre los 15°C, alcanzando mínimos de -1°C y un promedio de 9°C. Frecuentes son las heladas en esta estación, principalmente con estación en la zona sur, donde oleadas

de aire frío procedentes de la región sur, originan bajas temperaturas que llegan a descender más allá del cero grado y generan heladas en algunos casos.

2.2 TIPOLOGÍAS DE PAVIMENTOS VIALES

El pavimento, desde el punto de vista ingenieril, se define como una estructura formada por una o más capas, sobre las que actúan cargas superficiales de tránsito, teniendo cada una de ellas una función específica. Deben ser capaces de transmitir a la subrasante los esfuerzos generados en superficie, de tal forma que no se superen las tensiones y deformaciones específicas admisibles de cada una de las capas, y del suelo de fundación.

En función de la resistencia a flexión que presentan, se pueden clasificar en:

- Pavimentos Rígidos
- Pavimentos Flexibles
- Pavimentos Mixtos

En los primeros, debido a la gran rigidez de la losa de hormigón superior se logra distribuir las tensiones en una superficie mayor en comparación al caso de un pavimento flexible (Imagen n° 3), reduciendo las tensiones en la subrasante.

En cambio, los pavimentos flexibles, precisan de un conjunto de capas que logren reducir sucesivamente (capa a capa) las tensiones en la subrasante, por lo cual el rol de las capas subyacentes es de importancia en el aporte estructural. Esto se logra mediante el uso de una estructura multicapa de rigidez variable con módulos decrecientes en profundidad.

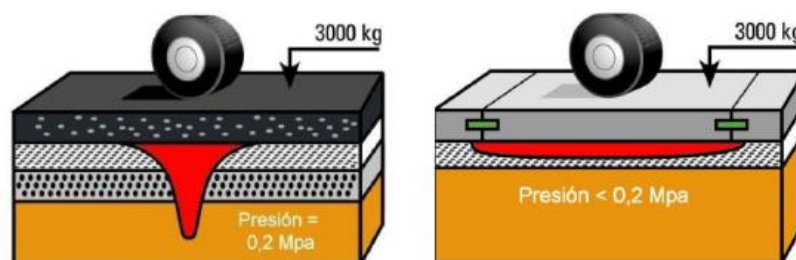


Imagen n° 3: Distribución de tensiones en pavimentos flexibles (izquierda) y rígidos (derecha). (Fuente propia).

La Imagen n° 3 muestra la forma en que se distribuyen las cargas en uno y otro tipo de pavimento, donde en la figura izquierda (pavimentos flexibles) es necesaria una mayor cantidad de capas para lograr reducir la tensión en la subrasante a valores admisibles por la misma. En tanto que la figura de la derecha (pavimentos rígidos), debido a la gran rigidez de la losa, precisa solamente de ella para reducir las tensiones que alcanzan la subrasante, sin importante requerimiento estructural de la base.

Existen también pavimentos mixtos, o semirrígidos, con capas asfálticas sobre alguna capa de importante rigidez para soportar las cargas que recibe de la capa de rodamiento sin deformarse demasiado, con el objetivo de distribuir la carga en una superficie mayor. Estas capas rígidas pueden ser de Grava-Cemento, Estabilizado Granular Cementado e incluso Hormigón en el caso de repavimentaciones de mezcla asfáltica sobre pavimentos rígidos.

2.2.1 Pavimentos Flexibles

Los Pavimentos flexibles se caracterizan por estar conformados por una capa de rodamiento bituminosa que proporciona seguridad y confort al tránsito vehicular, como también impermeabilidad y resistencia a la estructura. Esta capa se apoya en capas inferiores llamadas bases y subbase, las que descansan sobre la subrasante. Las capas son generalmente dispuestas en orden descendente de capacidad de carga, por lo tanto, la capa superior será la que posee la mayor capacidad de carga o rigidez y la de capacidad más baja se ubicará en la parte inferior.

Como se mencionó anteriormente, esta tipología de pavimentos debe su nombre a la reducida rigidez que posee cada una de las capas que la componen.

La capacidad de un pavimento flexible para transmitir carga se debe a la resistencia de cada una de las capas que lo conforman y la interacción entre ellas, viéndose afectado por la densidad y la fricción interna de las partículas. Es por esto que para esta tipología resulta esencial realizar una buena compactación de cada una de las capas, adoptar una granulometría apropiada de materiales y proveer de un buen drenaje que permita alejar el agua de las capas subyacentes no ligadas.

2.2.2 Pavimentos Rígidos

La principal diferencia con los pavimentos flexibles radica en que, debido al alto módulo de elasticidad de la losa de concreto, presentan bajas deflexiones, lo que permite distribuir la carga en una mayor superficie, transmitiendo menores esfuerzos a las capas subyacentes.

Generalmente están compuesto por:

- Capa de hormigón que proporciona la capacidad estructural requerida, además de brindar drenaje superficial, fricción y regularidad, minimizando el ingreso de agua a las capas inferiores.
- Base o Subbase, ubicada inmediatamente bajo la capa de hormigón, cumple la función de evitar la erosión de la interfaz losa-apoyo, mejora la distribución de carga con apoyo uniforme, brinda drenaje subsuperficial, protege la subrasante, etcétera.
- Subrasante que sirve de apoyo al paquete estructural antes mencionado.

Debido a la cementación de la capa de hormigón, la calzada experimentará contracciones, expansiones y deflexiones producto del efecto climático (además de las cargas). A partir de esto se generarán fisuras en aquellos puntos de menor resistencia a tracción o en los que se presente una mayor concentración de tensiones. Estas fisuras son inevitables y generan discontinuidades que resultan ser la principal debilidad de estos pavimentos; de allí el requerimiento de un adecuado diseño de juntas y del mantenimiento de las mismas para controlar este deterioro en el tiempo.

2.2.3 Pavimentos Semirrígidos o Mixtos

A principios de la segunda mitad del siglo XX, debido al considerable aumento de tránsito pesado, los pavimentos flexibles tradicionales dejaron de resultar efectivos. Las bases granulares resultaban demasiado deformables por lo que se comenzó a incorporar al material de la capa un ligante o conglomerante hidráulico, que aporta cohesión permanente aumentando la resistencia a la deformación.

Esta rigidización de la base, permite resistir esfuerzos de tracción y dan al material un módulo elástico relativamente elevado, mejorando también el reparto de cargas sobre la capa inferior o Subbase (Imagen n° 4).

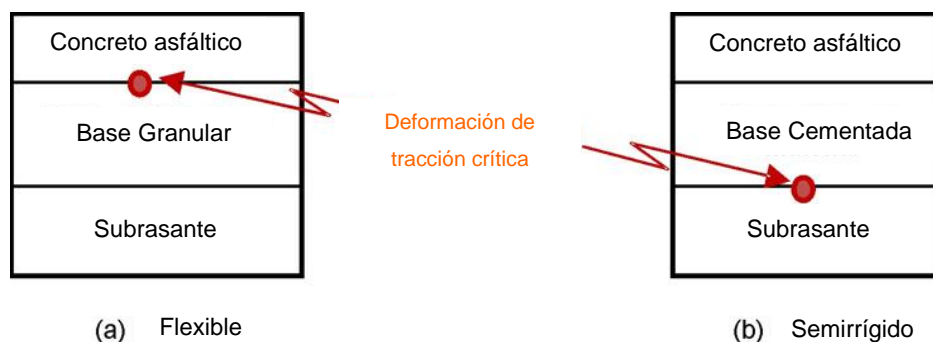


Imagen n° 4: Punto donde se encuentra la tensión crítica en un pavimento flexible (a) y uno semirrígido (b) (Flintsch, Diefenderfer, & Nuñez, 2008) [19].

Sin embargo, este aumento de rigidez trae aparejado la fisuración de origen térmico de estas bases, lo que se reflejará en la carpeta asfáltica inmediatamente superior, permitiendo el ingreso de agua a las estructuras inferiores y potenciando el deterioro de las mismas.

Otro ejemplo de este tipo de estructuras son aquellos casos en los que se opta por una repavimentación asfáltica sobre losas de hormigón existente que pasarían a actuar de apoyo. La base que presenta mucha mayor rigidez que la capa de rodamiento provee un apoyo resistente. Sin embargo, la existencia de juntas y fisuras en las mismas se verán rápidamente reflejadas en superficie de no tenerse en cuenta en el diseño.

En próximos capítulos se profundiza en la historia, descripción, caracterización, beneficio y desventajas de este tipo de bases.

2.3 ESTABILIZACIÓN DE MATERIALES NO LIGADOS

La estabilización de materiales es el proceso al cual son sometidos los suelos con el objetivo de aprovechar al máximo sus cualidades. Esto se logra proveyendo de cohesión a suelos granulares y de rozamiento entre sus partículas a suelos cohesivos, disminuyendo su susceptibilidad al agua y aumentando sus prestaciones viales.

Las propiedades del suelo varían con el contenido de humedad y la temperatura, viéndose afectadas también por el movimiento de agua en su interior. La repercusión que tendrán estas variaciones sigue leyes complejas, las que dependerán principalmente de si se trata de suelos cohesivos o granulares, volumen y tamaño de poros, según se ubiquen en ambientes ácidos o alcalinos, como también la naturaleza química de los componentes de los finos (arcillas).

En suelos granulares el objetivo de la estabilización es reducir el volumen de poros y proporcionar un adecuado rozamiento entre granos.

En tanto que, para suelos cohesivos, se intenta reducir la afinidad existente entre las partículas sólidas y el agua, de modo de aglutinarlas y tender a la obtención de un suelo más friable. Otra manera de estabilizar suelos cohesivos es mediante el remplazo de cationes inorgánicos intercambiables con el agua por medio de cationes repelentes del agua de modo de eliminar la afinidad y luego, mediante un ligante orgánico, conglomerar entre si los constituyentes del suelo. En esto se centra la estabilización con resinas.

Otra opción es la utilización de conglomerantes resistentes al agua como cal, cenizas volantes, yeso, cemento, etcétera; con el objetivo de unir entre si las partículas elementales formando conglomerados menos susceptibles al agua.

A continuación, se presenta una breve descripción de los diferentes tipos de estabilizaciones:

2.3.1 Estabilización mecánica

Por medio de la compactación de los suelos, se reduce el espacio entre los granos, aumentando su fricción, su densidad y su estabilidad. Además, al densificarse la masa del suelo por la compactación, se reducen los vacíos, y por consiguiente se reduce la cantidad de agua que puede penetrar y afectar la resistencia al corte del suelo, como también generar cambios volumétricos perjudiciales. En arcillas muy plásticas el aire ocluido actúa como neumático y contrarresta en parte el efecto mecánico de la compactación.

Sin embargo, en pavimentos con mediana a alta sollicitación del tránsito, debido a las exigencias de resistencia y durabilidad a la que se ve sometido una base o subbase, hace que sea desaconsejable la utilización de suelos estabilizados únicamente por compactación.

2.3.2 Estabilización física

Tiene como objetivo principal incrementar la resistencia al corte, lo que se logra con la acción física de mezclar materiales de distintas características, obteniendo así un material de calidad superior. Tal es el caso del Suelo-Arena en el que el primero aporta la cohesión y el segundo la fricción; o también el Estabilizado Granular, para el cual la mezcla de diferentes granulometrías de agregado y suelos, posibilitan arribar a la máxima compacidad con porcentaje mínimo de vacíos.

2.3.3 Estabilización química

Mediante la incorporación de agentes impermeabilizantes externos como ligantes inorgánicos (cenizas volantes, cal, yeso, cemento portland, electrolitos, silicatos sódico y aluminio entre otras sustancias) y productos orgánicos (resinas), es posible incrementar la cohesión, reducir la susceptibilidad y sensibilidad al agua (acercándose a la impermeabilidad por obturación de capilares con el agente ligante) a partir de la liga entre partículas.

De este tipo de estabilización surgen productos como el Suelo-Cal, Suelo-Cemento, entre otros.

2.3.4 Estabilización físico química, con ligantes hidráulicos o cementados

Mediante esta metodología se combinan las ventajas de la estabilización física, la que provee fricción; y una estabilización química, por ejemplo, de ligante hidráulico (cal, cemento, escorias, etcétera) que brinda una mayor cohesión.

En este grupo se encuadran materiales como el Suelo-Arena-Cal, Suelo-Arena-Cemento, Estabilizado Granular con Cal y la Grava-Cemento o Granular Cementado en el que se centrará el presente trabajo.

2.4 LITERATURA DEL ESTABILIZADO GRANULAR CEMENTADO

La estabilización con ligantes hidráulicos es la técnica más difundida en aquellas zonas donde coincide la existencia de suelos finos con la falta de agregados pétreos gruesos, como es el caso de la Provincia de Santa Fe.



Imagen n° 5: Ejecución de base cementada. (Ing. Arce, 2011) [25]

Mediante este proceso se intenta lograr maximizar el aprovechamiento del agregado pétreo y, en consecuencia, minimizar los espesores de estas capas lo que es de gran relevancia debido al elevado costo de este material en la zona

La mezcla de agregado grueso y fino, suelo y cemento, resulta en una base de moderada rigidez, prácticamente inalterable por los agentes ecológicos como humedad y temperatura, lo que permite limitar deformaciones de la carpeta y reducir las tensiones en subrasante. Sin embargo, dicha rigidez no debe resultar demasiado elevada, permitiendo que la base se adapte a deformaciones lentas de las capas subyacentes sin que se produzcan agrietamientos excesivos. (Imagen n° 5)

Al ubicarse en un término medio entre un pavimento flexible y rígido, reciben el nombre pavimentos semirrígidos o mixtos, de acuerdo al país de aplicación.

Numerosas experiencias han demostrado que el mayor problema en este tipo de bases no es la durabilidad o la resistencia, sino la fisuración por contracción debido a la cementación y sus efectos por la filtración de agua en las capas inferiores.

2.4.1 Historia

La utilización en la construcción de mezclas de materiales con ligantes hidráulicos se remonta a las primeras civilizaciones; los mongoles utilizaron mezclas de cal y arcilla para la construcción de las pirámides de la Shensi o Shanxi (actual China); los chinos e indios, tratamientos con cal para la construcción de puentes y represas, mientras que los antiguos romanos lo utilizaron para la construcción de su famosa red de carreteras.

Sin embargo, recién en 1908 J.H. Aimes describió el material y comenzó a realizar las primeras experiencias para el tratamiento de suelos con cemento con el objetivo de ser utilizados en caminos de EUA, aunque es probable que su utilización sea anterior a esa fecha. A partir de resultados alentadores, se patentó en 1917 el producto denominado “Soilimes” o “Sueloimes” y en 1920, el “Soilcrete”. En el mismo año, en el Reino Unido, H.E. Brooke – Bradley comenzaron a trabajar en la estabilización de suelos arcillosos con cemento para uso militar (Hanson, 2006) [24]. En la década de 1920 en diversos estados de EE.UU. (Iowa, Dakota del Sur, Ohio, California, Texas) se construyeron cortos tramos de prueba para experiencia, con resultados variados fruto del desconocimiento y el carácter puramente empírico de las pruebas.

En 1935, Carolina del Sur inició su propia investigación a partir de la construcción de la Ruta Estatal 41 (hoy transformada en autopista SC 41), en las cercanías de Johnsonville y el seguimiento por parte del Departamento de Caminos de Carolina del Sur, el Bureau of Public Roads y la Portland Cement Association. Se utilizaron diferentes combinaciones, suelos finos, granulares o combinación de ellos; con contenidos de cementos variables entre 5-25%.

Esta investigación, significó un gran impulso para el desarrollo de este tipo de mezclas y motivó a la construcción de nuevos tramos experimentales en otros estados. California comenzó a utilizar combinaciones de granulometrías gruesas, resultando un antecedente para lo que hoy se conoce como Grava Cemento, técnica sobre las que se basaron las normas francesas de posterior creación.

En los años 40, los buenos resultados que se habían obtenido con estas mezclas dieron lugar a su expansión, llegando a países como Sudáfrica y Australia que hoy en día cuentan con gran tradición en el uso de estos materiales, con numerosas investigaciones y experiencia que lo avalan (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35]. Mientras tanto, en EUA se comienza a utilizar en numerosos estados, bases de grava-cemento y hormigón magro, compuestas por áridos naturales o de trituración (Dr. Ing. Kraemer, 1996) [15].

Para la década de 1960, estas mezclas logran gran difusión en países de Europa como Holanda, Bélgica, España, Francia y otros del sector este del continente, debido a la necesidad de

bases menos deformables que las granulares con las que no se conseguían buenos resultados para dar respuesta al aumento de volumen y cargas transportadas del tránsito pesado. Esto hizo necesario la incorporación de cemento o cemento asfáltico, que aportara cohesión permanente y aumentara la resistencia a la deformación y a la fatiga. En Inglaterra ya se empleaban desde 1940, siendo el primer país que redactó una especificación del material, aunque utiliza un importante contenido de cemento denominándose Lean Concrete Bases o bases de Hormigón Pobre (Dr. Ing. Llamazares Gomez, 1971) [17].

La práctica de mezclar cemento con materiales se hizo popular, y se comenzaron a incrementar las cantidades de cemento esperando que la resistencia y durabilidad también lo hicieran, lo que trajo aparejados inconvenientes de fisuración y la aparición de fisuras reflejas en superficie (Pérez, Flores, & Garnica, 2012) [39]. Esa situación hizo que en muchos países del mundo esta tecnología fuera prohibida en la década de 1980.

Sin embargo, el aumento del precio de los combustibles generó la necesidad de analizar su utilización y optimizar las mezclas, en búsqueda de lograr alta resistencia a la fatiga y ahuellamiento con un mínimo de fisuración.

Actualmente, es la mezcla más utilizada a nivel mundial para la construcción de bases y subbases de pavimentos, no solo para su utilización en construcción y mantenimiento de carreteras, sino también aeropuertos, puertos, sectores industriales, entre otros (Soto-Espitia, Moreno, Inzunza, Pasaran, Zurita, Lechuga, & Héctor, 2016) [44].

2.4.2 Materiales constituyentes

- *Agregados*: es el esqueleto granular de la estructura y su performance esta influenciada por el tipo y cantidad de agregado, granulometría, volumen de vacíos o grado de compactación, etcétera. Experiencias realizadas demostraron que se obtienen mayores valores de resistencia mediante la utilización de basalto, respecto al uso de granito (De Faria & Gutiérrez Klinsky) [12]. Sin embargo, es arriesgado generalizar, existiendo diferencias en función de la cantera, la calidad del material, condiciones a las que está sometida (humedad y temperatura), siendo necesaria su evaluación en cada caso.

- *Cemento portland normal*: genera la matriz cementada y es influyente en el desenvolvimiento de la base en función de la cantidad de cemento utilizada, el tipo de ligante, contenido de humedad, condiciones y tiempo de curado. Un aumento del contenido de cemento genera mayor resistencia en el material, sin embargo, también aumenta la rigidez y el agua necesaria para la mezcla, por lo que aumenta el riesgo de aparición de fisuras (Ashtiani, Little, & Masad, 2007) [3] y (Chakrabarti & Kodikara, 2005) [10].

- *Agua*: utilizada para la mezcla y compactación del material, permite la hidratación del cemento y lubrica las partículas del suelo. La cantidad de agua depende del agregado a utilizar como también la cantidad de ligante utilizado. Un aumento de la misma durante la compactación tiende a reducir la resistencia final del material (De Faria & Gutiérrez Klinsky) [12].

- Las proporciones entre cada una de las partes componentes, como también el proceso constructivo y agentes externos inciden en las características como RCS, Módulo Elástico, Resistencia a fatiga, etcétera.

2.4.3 Proceso de ejecución de una capa cementada

Existen dos métodos constructivos para este tipo de capas, los que se diferencian entre sí según el lugar en que se realiza el mezclado:

- *In situ*:

Una vez preparada la subbase del camino, compactada y perfilada (Imagen n° 6), se realiza la distribución de los materiales inertes en superficie.



Imagen n° 6: Preparación de la superficie (Fuente: Archivo Dirección Obras DPV Santa Fe).

Luego, se distribuye el cemento uniformemente en la superficie, se riega y con una maquina ambulo operante se realiza el mezclado. También existe la posibilidad de realizar el trabajo con recicladora.



Imagen n° 7: Compactación base cementada. (Fuente: Archivo Dirección Obras DPV Santa Fe)

Terminado el mezclado, se compacta (Imagen n° 7) y se ejecuta un correcto terminado, cuidando de no excederse de un plazo de 3 horas del momento de mezclado. Esto se debe a que como toda obra en la que interviene el cemento, al entrar en contacto con el agua se inicia un proceso irreversible de fraguado y endurecimiento.



Imagen n° 8: Base curada y terminada. (Fuente: Archivo Dirección Obras DPV Santa Fe)

Para obtener una base de calidad, es importante mantener la humedad de la superficie entre la compactación/terminación y la ejecución del riego de curado. Por último, se ejecuta un riego de

curado (Imagen n° 8 e Imagen n° 9), con el objetivo de evitar una rápida evaporación del agua de la mezcla, conservándola para que pueda producirse la hidratación del cemento. Dicho riego debe realizarse con material asfáltico como asfalto diluido o emulsiones asfálticas.

La calzada se puede liberar al tránsito en un plazo no menor a 7 días.



Imagen n° 9: Aplicación riego de curado mediante camión regador. (Fuente: Archivo Dirección Obras DPV Santa Fe)

- *En planta:*

En este caso, a diferencia del anterior, mientras se prepara la subrasante del camino; se mezcla el suelo, agregados gruesos, agregados finos, cemento y agua en la planta (Imagen n° 10), para luego transportarlo a la obra.



Imagen n° 10: Planta de elaboración fija. (Fuente: Archivo Dirección Obras DPV Santa Fe)

La colocación se realiza mediante terminadora (Imagen n° 11), para luego proceder a los distintos procesos descriptos en la elaboración in situ.



Imagen n° 11: Colocación mediante terminadora. (Fuente: Archivo Dirección Obras DPV Santa Fe)

2.4.4 Ventajas de las capas granulares cementadas

En comparación con estructuras con capas granulares no cementadas se pueden mencionar los siguientes beneficios:

- Mejora la durabilidad de la estructura a partir de incorporación de cemento.
- Proporciona protección a capas inferiores y reduce la probabilidad de falla de la subrasante, ya que toma gran parte de los esfuerzos provocados por el tránsito y, por tanto, el nivel de esfuerzos en las capas inferiores es reducido.
- Permite la utilización de agregados que no cumplen especificaciones para bases granulares.
- Disminuye las tensiones en las capas asfálticas superiores, reduciendo las tensiones en la parte inferior de la capa de rodamiento y la posibilidad de fatiga, debido a la rigidez que presenta la base cementada.
- Genera un importante aporte a la capacidad estructural del pavimento dado que permite construir capas de base de alta resistencia y altos valores de módulo. Los valores de RCS a 7 días pueden oscilar entre 2 a 10 MPa, variando su módulo a partir de retrocálculo desde 500 MPa en bases fisuradas, a más de 7.000 MPa en bases muy rígidas (Ing. Arce, 2011) [25].
- No presenta problemas de deformación permanente típicos de las bases granulares no ligadas.
- Estructuralmente tiene una respuesta prácticamente elástica ante las cargas del tránsito, diferente a la respuesta no lineal de las capas granulares.

2.4.5 Reparos o cuidados en su implementación

A pesar de los beneficios antes mencionados, también existen características de estas bases que desalientan su utilización:

- Aparición de fisuras por contracción térmica y secado. Tal como se tratará a posteriori, su desarrollo y reflexión en la superficie del pavimento disminuye la capacidad de transferencia de cargas, y posibilita el ingreso de agua.
- Su proceso constructivo requiere mayor conocimiento con equipos de trabajo más preparados, debido a que su performance se ve perjudicada por una ejecución incorrecta.
- El tiempo entre mezcla, colocación, compactación y terminación es limitado.
- Para elevadas rigideces, estas bases pueden fallar por fatiga.

2.4.6 Fallas características de las capas granulares cementadas

A pesar de los buenos resultados obtenidos mediante la utilización de agregados de buena calidad con los que se alcanzan altos valores de módulo, aún con bajos porcentajes de cemento; el mayor inconveniente que tiene este material es la fisuración y reflexión en superficie de las mismas (Imagen n° 12). El proceso de fisuración de este tipo de materiales debe aceptarse como una falla típica del material, por lo que es esencial para su utilización conocer cómo y por qué se producen, y como controlarlas.

Desde el punto de vista estructural, las fisuras suponen una discontinuidad en la transmisión de carga, que puede evolucionar por la entrada de finos y agua. Salvo para fisuras muy finas en las que la trabazón entre áridos mantiene la transmisión de cargas, se producen movimientos verticales relativos que terminan por desgastar y degradar los bordes de la fisura.

A grandes rasgos, el proceso de fisuración puede dividirse en:

- Fisuras iniciales, previo a fallas propias del tránsito.
- Fisuras producto del tránsito.

Las primeras son causadas por efectos de la contracción del material y/o gradiente térmico y son independientes del tránsito. El tipo de suelo, humedad de compactación, el proceso de curado, contenido de cemento, son los factores que controlan el grado y naturaleza de este tipo de falla.

En las segundas, el factor principal es el esfuerzo transmitido por el tránsito circulante, que produce la fatiga del material ya sea por flexotracción y/o aplastamiento. El tipo de capa de apoyo de la base cementada, el espesor y composición de la misma, son los factores que las controlan.

Otra diferenciación posible también es el punto de origen de las fisuras:

- Desde fondo de la base estabilizada hacia la superficie (por contracción, gradiente térmico, expansión de agregados, fatiga por flexión).
- Desde la superficie de la base estabilizada hacia el fondo (Fatiga por contracción).

A pesar de no ser una falla crítica para pavimentos semirrígidos, se pueden producir ahuellamientos en el pavimento tal como se comenta en las siguientes páginas.



Imagen n° 12: Fisuración en pavimentos. Autopista SP-280, Brasil (arriba) y Ruta SH-47, Texas, EUA (abajo). (Saxena, Tompkins, Khazanovich, & Balbo, 2010) [40]

2.4.6.1 Contracción del material cementado

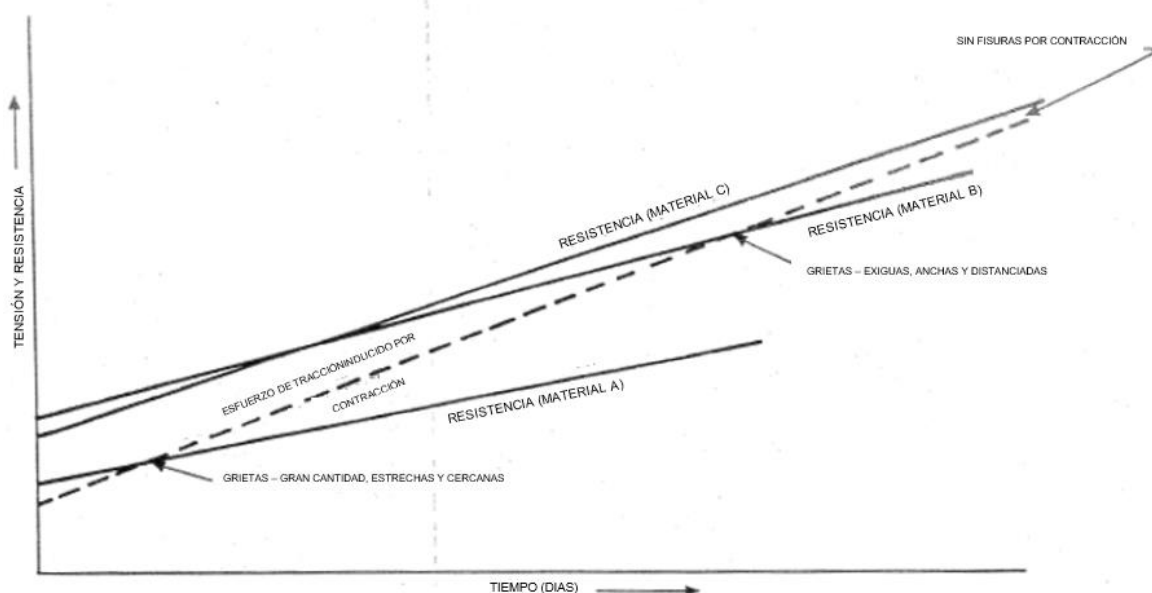
Al inicio de la vida de la mezcla, y como consecuencia de la pérdida de agua por secado y la desecación durante el proceso de hidratación, el material tratado con cemento se contrae produciendo fricción entre la capa cementada y la subbase, lo que genera tensiones.

Cuando estas superan las admitidas por el material, se producen fisuras transversales, longitudinales y/o eventualmente en bloques, generalmente espaciadas entre 3 y 6 metros. Para casos de cementaciones fuertes, los agrietamientos guardan mayor distancia entre sí (4-6 metros) y son de importancia (2-3 mm aproximadamente); en tanto que para cementaciones leves, se producen pequeñas fisuras de 1 mm cada 1 a 2 metros, aproximadamente. (Gráfica n° 1)

Algunas características de la mezcla que influyen directamente en dicho proceso son la cantidad de cemento usado, el contenido de agua, las propiedades de los agregados, la adecuación de los procedimientos de curado, las condiciones climáticas, el grado de restricción de la subrasante en la base y el tipo y tiempo de colocación del acabado final. También pueden producirse fisuración

en la base debido a la compactación con elevados contenidos de humedad, suelos con alto porcentaje de arcillas, deficiente curado, compactación insuficiente, elevado contenido de cemento portland.

Investigaciones realizadas en muestras con diferentes contenidos de cemento han demostrado que para valores de RCS a los 7 días menores a 300 psi (2 MPa) las probetas no sufrieron fisuras por contracción (George K. , 2002) [22].



Gráfica n° 1: Tensión por contracción y contenido de cemento. (Material A fuertemente cementado, Material B medianamente cementado y Material C débilmente cementado) (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].

La existencia de agregados susceptibles de sufrir expansión durante la hidratación puede generar fisuras longitudinales y/o transversales distribuidas en la superficie de la capa.

2.4.6.2 Tensiones térmicas

La denominada fatiga térmica se debe a ciclos de apertura y cierre de las fisuras de retracción debido a las variaciones diarias de temperatura. Suponiendo perfectamente adherida la mezcla bituminosa a la capa tratada con cemento, se produce una concentración de tensiones en contacto con la fisura que tiende a despegar la carpeta. Si ésta resiste, se producen pequeñas fisuras de entre 0,10-0,30 mm que se propaga hacia la superficie.

También existe la posibilidad de la aparición de fisuras en superficie para que luego se propaguen hacia abajo debido a un fuerte gradiente térmico negativo.

2.4.6.3 Fisuras de fatiga por la solicitud del tránsito

La aplicación repetida de cargas de tránsito sobre la base cementada provoca fisuras de fatiga, que se caracterizan por producirse a distancias de entre 2,50-6,00 m entre sí, en sentido transversal o longitudinal al tránsito, tendiendo a formar bloques que aumentan progresivamente en cantidad, lo que resulta en bloques de menor tamaño (0,05-1,00 m).

Sin embargo, es menester aclarar que la fatiga del material no sucede únicamente por flexo tracción (la que origina fisuras desde el fondo hacia la superficie), sino que también puede darse por compresión en la capa superior de la base cementada, lo que resulta en una fisuración descendente en el material, longitudinal, en coincidencia con la aplicación de la rueda cargada. (Applied Research Associates, Inc (ARA), 2004) [2].

Mediante el ingreso de agua en las fisuras y por efectos propios del tránsito, se produce un proceso de bombeo que potencia el deterioro de la capa. Asimismo, a partir de efectos de humedecimiento y secado, como también congelamiento y deshielo para las zonas en que corresponda, se produce un debilitamiento de la base cementada que colabora en el deterioro por fatiga.

2.4.6.4 Efecto de bombeo

La presencia de agua en los materiales de base y subbase, ya sea por el ingreso de agua por las fisuras o por una subida de la napa freática, produce una disminución en la capacidad portante de éstos (Castaño Martínez, Herrera Betín, Gómez Sáenz, & Reyes Lizcano, 2009) [9].

Las presiones que se dan por la acción de las ruedas pueden acumular su efecto dañino causando, no sólo erosión y expulsión de material, sino el levantamiento del material asfáltico de la capa de rodamiento. El vehículo, al ejercer presión sobre la capa de rodamiento permite la liberación de agua por la única dirección en la que pueda escapar. En principio sólo escapa a través de las fisuras existentes, aunque generalmente no son suficientes produciendo el levantamiento de la capa de rodamiento, deteriorándose con el paso de vehículos (Imagen n° 13).

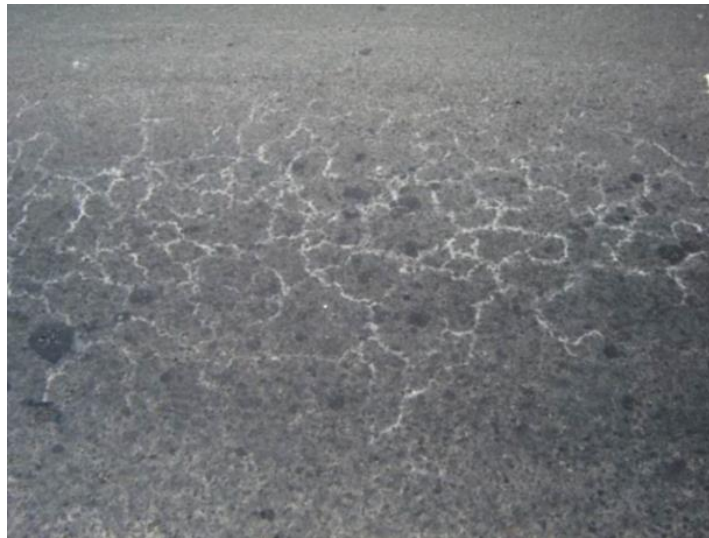


Imagen n° 13: Deterioro por efecto de bombeo (Imagen superior inicios, imagen inferior deterioro avanzado).

Con el acercamiento del vehículo a la fisura, se generan presiones y el agua, junto a material fino, es expulsada y acumulada en inmediaciones (Imagen n° 14).

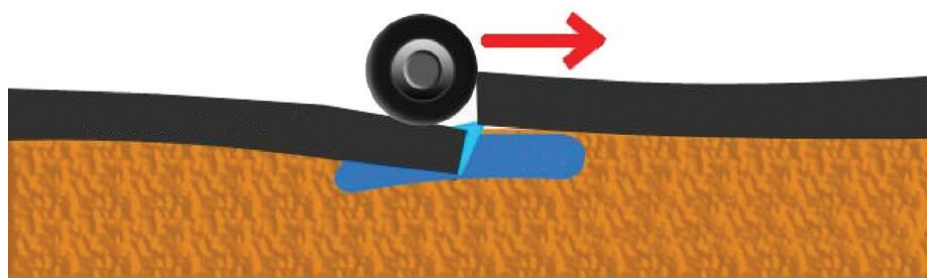


Imagen n° 14: Efecto de bombeo – Acercamiento.

Al atravesar la fisura, se produce el mismo efecto comentado en el párrafo anterior, pero a la inversa, regresando el agua y material a su sitio original (Imagen n° 15).

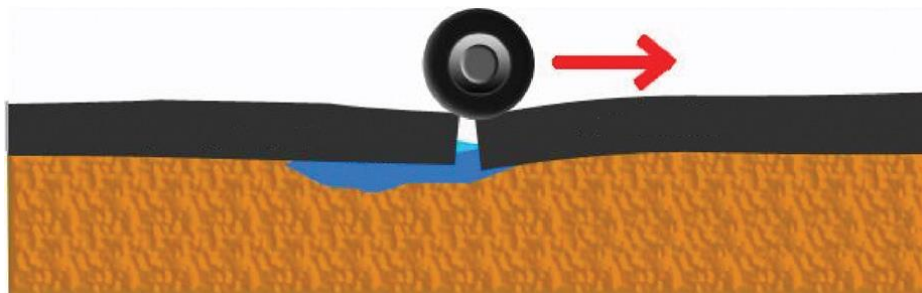


Imagen n° 15: Efecto de bombeo – Alejamiento.

Es por esto que se acumula material de un lado de la fisura, en detrimento del lado opuesto, produciendo la elevación y depresión de uno y otro lado de la fisura (Imagen n° 16).

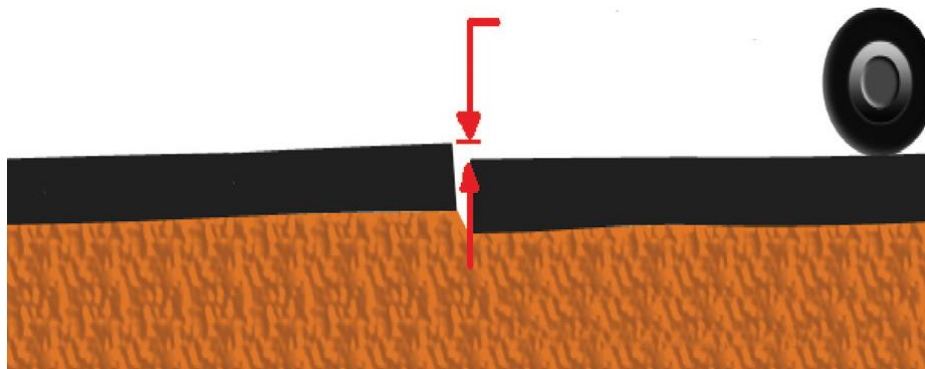


Imagen n° 16: Diferencia de nivel por fisuras.

2.4.7 Métodos para controlar la fisuración y/o sus efectos en el pavimento

Para contrarrestar la aparición de fisuras en superficie se han propuesto diferentes alternativas (Caltalbiano & Rawlings, 1992) [8], (Litzka & Haslehner, 1995) [33], (Ventura, 2003) [46] entre otros; que buscan obtener el mismo resultado pero a partir de distintos procesos, aunque actualmente ninguna de ellas resulta totalmente confiable.

A continuación, se presentan algunos métodos frecuentemente aplicados:

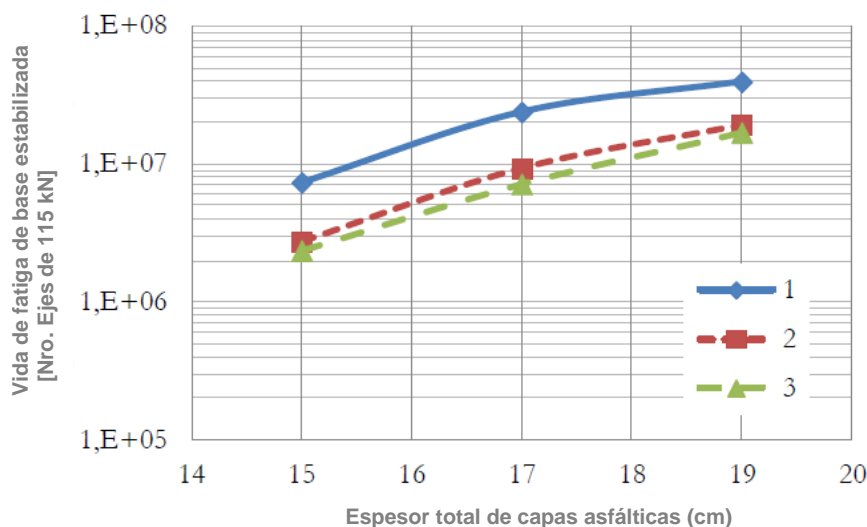
2.4.7.1 Intervención en las capas asfálticas

a. Aumentar el espesor de la capa de rodamiento, con el objetivo de aliviar los esfuerzos sobre la base y retrasar la reflexión de las fisuras a la superficie. La combinación de bajos espesores de capa de rodamiento con altas temperaturas estivales atentan contra la vida a fatiga de la capa cementada, soportando mayores tensiones a partir de la reducción de módulo de la mezcla asfáltica (Gráfica n° 2).

Judycki y Jaskula (2012) realizaron una investigación en la que se evaluó vida a fatiga de la capa cementada de 3 pavimentos y se evidenció la influencia del espesor de la misma en la vida a fatiga de la base cementada:

- **Mezcla 1:** Temperatura constante 12°C y Tránsito constante en todas las estaciones,
- **Mezcla 2:** Temperatura variable (Invierno -2°C, Primavera y Otoño 10 °C y Verano 23°C) y Tránsito constante en todas las estaciones

- **Mezcla 3.** Temperatura variable (Invierno -2°C, Primavera y Otoño 10 °C y Verano 23°C) y Tránsito variable a lo largo del año aumentando un 20 % durante los meses de verano.



Gráfica n° 2: Fatiga de la capa estabilizada en relación al espesor de la/s capa/s asfáltica/s superior/es para diferentes temperaturas del entorno (Judycki & Jaskula, 2012) [30].

- b. Utilizar morteros asfálticos ricos en ligante y/o modificados.

2.4.7.2 Intervención en la base cementada

- a. Limitar el porcentaje máximo de suelo que pasa el tamiz n° 200 al 7% (Caltalbiano & Rawlings, 1992) [8].
- b. Tratar el suelo previamente mediante la incorporación de cal en polvo hasta alcanzar IP=10.
- c. Limitar la cantidad de cemento a utilizar en la base estabilizada. Algunos autores recomiendan limitar el contenido de cemento al 4,50% y RCS a 7 días menor a 30 kg/cm² (2,94 MPa). Además, es recomendable utilizar cemento Portland compuesto de bajo calor de hidratación.
- d. Compactar con porcentajes de humedad algo menores al óptimo, limitando el tiempo desde la mezcla al orden de 2-3 horas.
- e. Realizar un curado eficiente con emulsión asfáltica.

2.4.7.3 Intervención en el diseño de la estructura

- a. Interponer una capa aliviadora de tensiones y movimientos verticales.
- b. Interponer una capa granular de 10-15 cm entre el pavimento y la base para evitar la propagación de fisuras (pavimento invertido).
- c. Construir capas asfálticas delgadas con alto contenido de asfalto, con la opción de utilizar asfaltos modificados, geosintéticos, etcétera. (S.A.M.I.) (Imagen n° 17).



Imagen n° 17: Estructura para absorber tensiones (Ing. Cassan & Ing. Páramo, 2014) [26].

2.4.7.4 Intervención en el método constructivo

- a. Garantizar un proceso constructivo de calidad uniforme, beneficiado por el mezclado en planta y colocación con máquina extendedora.

2.4.7.5 Intervención en el control y la prevención

- a. Incorporar una membrana rica en asfalto y arena fina redondeada luego del curado y colocar las capas asfálticas de dos a cuatro meses más tarde.

Una variable a esta propuesta es la construcción en etapas de la capa de rodamiento, es decir, una primera capa de concreto asfáltico y en un lapso de alrededor de 5 años colocar una nueva, y así sucesivamente de acuerdo a los requerimientos de cada obra. La colocación de sucesivos riegos de liga y capas de rodamiento disminuyen la reflexión de fisuras en superficie, aunque no solucionan el inconveniente de la fisuración.

- b. No utilizar elevados contenidos de humedad durante la compactación dado que el grado de fisuras por contracción es proporcional a la pérdida de humedad durante el secado del material.
- c. Realizar un “punteado” de las grietas producidas sobre la carpeta mediante limpieza con lanza térmica y sellarlas con un producto asfáltico; a pesar del impacto visual y de confort para el usuario.
- d. La prefisuración controlada, ejecutando juntas transversales separadas entre sí entre 2,50-3,50 metros, y juntas longitudinales con el objeto de limitar los movimientos y asegurar la transmisión de cargas. Las juntas se forman con el material fresco antes de la compactación con rodillo vibrante, produciendo una entalladura de 1/3 del espesor de la capa compactada (Dr. Ing. Kraemer, 1996) [15].

- e. Llevar adelante un microfisurado de la base antes de finalizar el fraguado o cuando la resistencia a tracción de la capa tratada con cemento es aún débil. Este método fue descrito por primera vez en 1995 a partir de pruebas realizadas en Austria (Litzka & Haslehner, 1995) [33], quienes propusieron la generación de fisuras pequeñas ($< 0,30$ mm) 24 a 48 horas de construida mientras la hidratación de cemento está en curso. Estas microfisuras permiten la transferencia de cargas, a diferencia de las generadas por retracción que suelen ser mayores a 6 mm y producen una discontinuidad estructural, además de generar movimientos que se reflejan en superficie.

La microfisuración se realiza a partir de pasadas de rodillo (Imagen n° 18), debiendo verificar que el módulo del mismo no descienda por debajo de la mitad del material original, para que luego logre recuperar gran parte de esta resistencia a partir de la cementación.



Imagen n° 18: Pasada de rodillo para microfisuración (izquierda). Vista de base microfisurada (derecha). (Scullion, 2002) [42].

En nuestro país esta alternativa fue estudiada y utilizada para la construcción de algunos tramos de ruta obteniendo resultados alentadores. Algunos de ellos son: Ruta Nacional n° 12 en la Provincia de Entre Ríos, el Aeropuerto de Termas de Río Hondo en la Provincia Santiago del Estero, la Avenida de Circunvalación de Rosario en la Provincia de Santa Fe, y la Colectora Ramal Pilar en la Provincia de Buenos Aires. (Ing. Cassan & Ing. Páramo, 2014) [26].

2.4.8 Reciclado en frío

El estabilizado granular con cemento generado a partir del reciclado en frío de los pavimentos es cada vez más utilizado, generando capas con buena respuesta estructural, una

importante economía para la obra partir de la reutilización de materiales y una mejora para el medio ambiente dado que se reduce la explotación de canteras.

A partir del fresado del pavimento existente y posterior incorporación de cemento y agregado para la corrección de la curva granulométrica, se obtiene una capa que puede servir de base para nuevos paquetes estructurales. Existe la posibilidad de fresar y mezclar en planta, o realizar estos pasos in situ mediante una máquina recicladora (Imagen n° 19).



Imagen n° 19: Técnica de reciclado en frío con incorporación de cemento. (Fuente: Grupo Wirtgen).

Capítulo 3: MARCO TEÓRICO PARA LA CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES CEMENTADOS

3.1 CARACTERIZACIÓN PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS

Para el diseño y verificación de paquetes estructurales de pavimentos existen principalmente dos líneas de desarrollo metodológico, aquella que se basa principalmente en experiencias (Modelos Empíricos o Escuela) y la que presenta una base teórica con sustento de la mecánica (Modelo Mecanicista). Sin embargo, en los últimos tiempos, se considera más adecuado el camino intermedio, basado en el concepto de verificabilidad (Modelo Empírico-Mecanicista).

Cualquiera sea el método de diseño utilizado, es necesario definir las características de cada uno de los materiales componentes de la estructura a analizar para poder desarrollar modelos que se asemejen a la realidad en forma precisa.

Las capas del pavimento se caracterizan por su resistencia a través de distintos parámetros: coeficiente de aporte estructural (a_i); en capas no ligadas: valor soporte relativo (CBR) o módulos resilientes (M_r); módulo dinámico en capas asfálticas; resistencia a la compresión en capas hidráulicas (R_c), entre otros; los cuales pueden surgir de ensayos de laboratorio o a través de relaciones que los vinculan.

Debido a que la mayoría de los análisis utilizados hoy en día se basan en la hipótesis de que los materiales son homogéneos, isótropos y reaccionan con una respuesta lineal, la caracterización estructural requiere la definición de las relaciones entre la tensión y la deformación, por medio de la rigidez de cada componente del pavimento (módulo resiliente, M_r , para capas no ligadas y módulo dinámico, E_d , para capas asfálticas).

En los programas de capas elásticas: las capas del pavimento son definidas a través de módulos elásticos (M_r y E_d), radio de Poisson, espesores e interfases entre capas, en los métodos de diseño de carácter empírico es preciso definir coeficientes de aporte estructural, los cuales también pueden obtenerse a partir de correlaciones que los vinculan con los módulos elásticos.

3.1.1 Metodología de diseño empírica

Esta metodología presenta su principal sustento en la realización de experiencias a escala real en la cual se caracteriza el conjunto de variables intervinientes, se evalúa el comportamiento resultante y se obtiene una relación matemática a la que se llama “Modelo de Comportamiento”, pudiendo expresarse en forma global mediante un indicador de estado como el Índice de Serviciabilidad (Imagen n° 20), el cual representa el nivel de comodidad y seguridad que un pavimento proporciona a sus usuarios. De este modo, permite obtener datos no solo del momento de una condición final adoptada como crítica, sino su evolución a lo largo del tiempo.

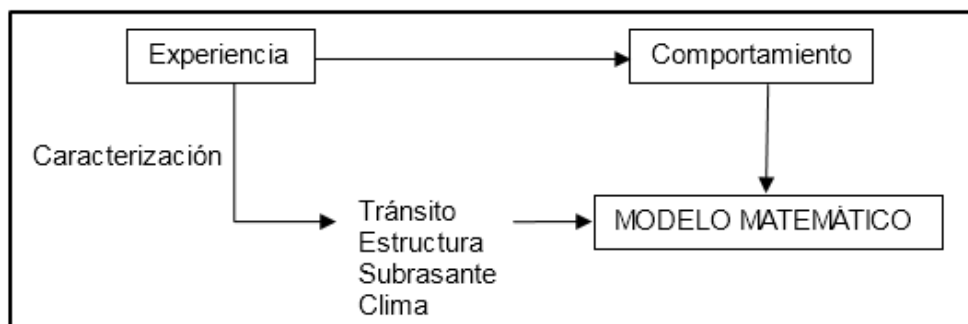


Imagen n° 20: Esquema metodología empírica (Dr. Ing. Giovanon, 2001) [13].

La principal hipótesis es que la deformación permanente se genera solo en la capa subrasante al ser la capa del pavimento con menor rigidez y tener mayor probabilidad de presentar altos contenidos de agua, efecto que provoca la disminución de su capacidad portante. Esto representa una gran limitante, ya que no tiene en cuenta aspectos de las restantes capas como la viscosidad de las capas asfálticas y el poco o nulo aporte que representan las mezclas ligadas en pequeños espesores y/o rigideces.

Presenta inconvenientes para aquellos casos que se alejen de las experiencias realizadas, como el caso de utilización de nuevos materiales, diferentes climas y particularidades del tránsito. Además, el estudio al ser realizado in situ, implica la existencia de diferencias en las condiciones en que fue estudiado y las reales en servicio, respecto a los materiales intervinientes, clima, tránsito, etcétera.

Se basan en ensayos a escala real como el realizado en Alcobury Hill (Inglaterra) en el que se hicieron transitar diferentes ejes de carga a lo largo de 4 años sobre una pista de prueba circular de 33,60 m de radio y 3,00 m de ancho, o los realizados en pistas de pruebas por la FHWA (Federal Highway Administration) entre 1986 y 1990, en EUA.

Se destaca la experiencia obtenida en EUA entre los años 1959 y 1960, la cual consistió en un ensayo a escala real (AASHO Road Test) realizado durante 2 años en el estado de Illinois, con el fin de desarrollar tablas, gráficos y fórmulas que representen las relaciones deterioro-solicitación de las distintas secciones ensayadas.

También es oportuno mencionar el método PN (pavement number) de la Guía para Diseño y Construcción de Estabilizados con Emulsiones Asfálticas y Asfalto Espumado, TG2 (2009, Asphalt Academy, Pretoria, Sudáfrica).

Algunos programas como HDM utilizan modelos de comportamiento obtenidos de base experimental. Sin embargo, no es recomendable que sean utilizados como métodos de diseño, sino como complemento de alguna otra metodología.

3.1.1.1 Guía de Diseño AASHTO 93

Es posiblemente el método empírico-mecanicista más utilizado a nivel mundial. Tiene sus orígenes en experiencias a escala real realizadas durante los años 1959 y 1960 en el estado de Illinois, EUA (Imagen n° 21). Las mismas tenían como objetivo determinar la relación entre el

número de repeticiones de carga por eje de diferentes magnitudes y distribución, y el comportamiento de diferentes paquetes estructurales. Para esto se plantearon diferentes circuitos con diferentes combinaciones de tipos de pavimentos y fueron sometidos al tránsito de vehículos reales, con el objetivo del planteo de una ecuación de correlación entre la sollicitación y el deterioro.

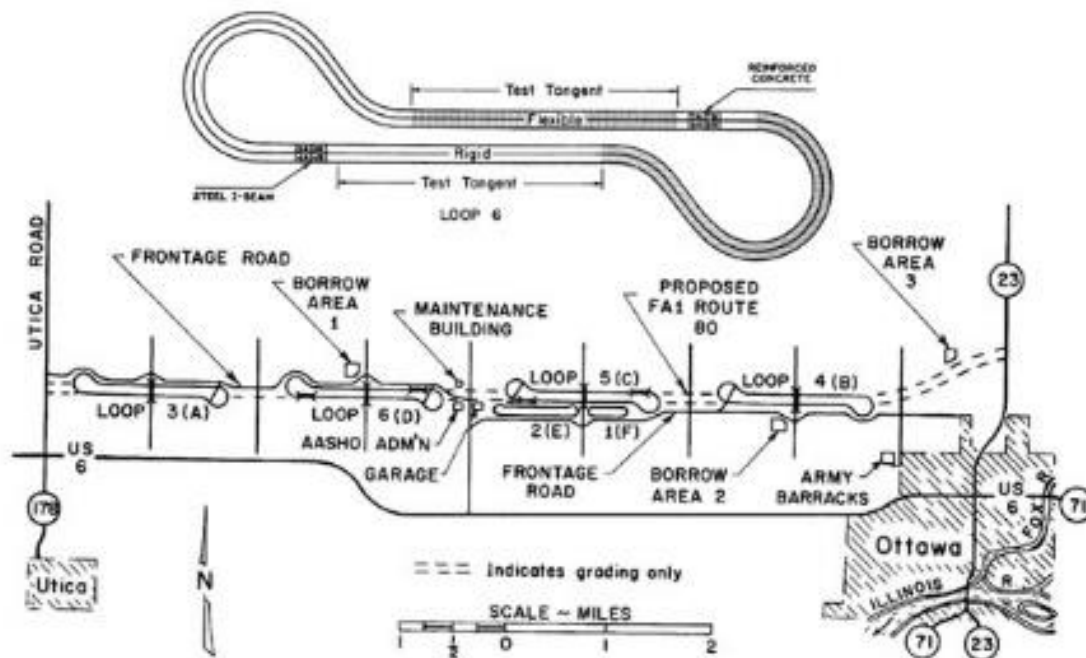


Imagen n° 21: Ottawa test site, construido entre 1956 – 1958 en cercanías a la localidad homónima y Utica
(throwinwrenches.blogspot.com, 2012) [45].

Sin embargo, los valores constantes que se le asignaban a los coeficientes estructurales eran un problema para los proyectistas porque estos habían sido determinados para los materiales usados en el Road Test y no era generalizable a otras condiciones. Así se determinó la necesidad de buscar la forma de considerar los coeficientes estructurales como función del tipo o propiedades del material, lo que se logró por medio de estudios teóricos, ensayos de campo o laboratorio, comparando estabildades, valores de resistencia. Estas actualizaciones fueron incluidas en los métodos AASHTO de 1986 y 1993, versiones que comenzaron a introducir conceptos mecanicistas para adecuar los parámetros a condiciones diferentes a las del ensayo original.

Para la modelización precisa de los módulos, a partir de los cuales asigna los respectivos coeficientes de aporte estructural de cada capa, y espesores de cada una de las capas que conforman el paquete estructural, así como la calidad de la subrasante en términos de su módulo resiliente.

El método también reconoce la no linealidad de los materiales y plantea estimaciones en base a sollicitaciones y ecuación de módulo y/o técnicas de retroajuste modular.

La ecuación utilizada actualmente para determinar el número estructural necesario (SN) es:

$$\log(SN) = -Z_r S_o + 9,36 \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log \left[\frac{4,20 - P_{sf}}{4,20 - 1,50} \right]}{0,40 + \left[\frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}} \right]} + 2,32 \log \left(\frac{Mr}{0,007} \right) - 8,07$$

Donde:

SN = número estructural en función del valor de aporte estructural de cada una de las capas (ai) [1/cm], el espesor de cada una de ellas (hi) [cm] y su factor de drenaje (mi)

Z_r = función de la confiabilidad

S_o = desviación estándar (entre 0,40 a 0,50)

Mr = módulo de la subrasante [MPa]

3.1.1.2 Método PN del Manual TG2 (Sudáfrica)

El método PN (pavement number) se desarrolla en detalle en el ANEXO C de la Guía para Diseño y Construcción de Estabilizados con Emulsiones Asfálticas y Asfalto Espumado (Asphalt Academy, 2009) [4].

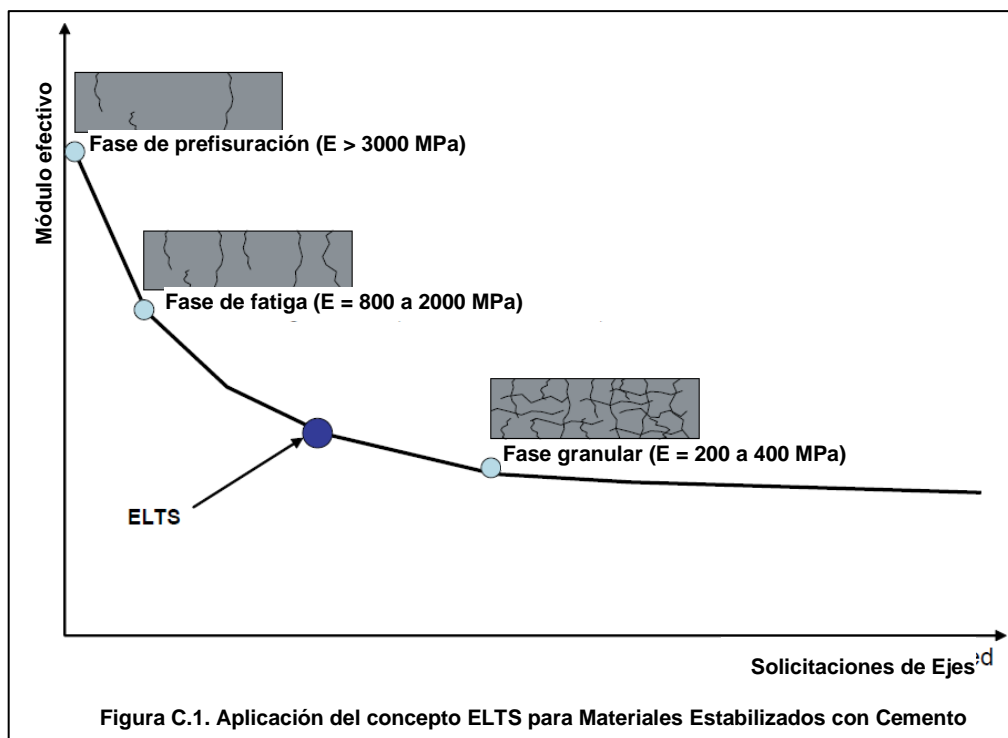
Arroja un indicador general de la capacidad estructural a largo plazo de la combinación de las capas integrantes del pavimento PN (Número de Pavimento o Pavement Number) que resulta de la sumatoria de los productos entre la rigidez efectiva a largo plazo de cada capa (ELTS – Effective Long Term Stiffness) [MPa] de cada capa y el espesor (mm) de la misma dividido 10.000.

Con base en el concepto de Número Estructural SN de AASHTO y superando algunas de las limitaciones del mismo, el método de PN fue desarrollado y calibrado utilizando estructuras de pavimento sometidas a tránsito real a largo plazo, o a ensayos de cargas acelerados y controlados utilizando el equipo Heavy Vehicle Simulator (HVS).

Este método introduce el concepto ELTS, que valora indirectamente el comportamiento tenso-dependiente de los materiales no ligados y el fenómeno de la fatiga en los materiales ligados. Es un indicador de la rigidez in situ promedio en el tiempo de cada capa y se define en función de la calidad del material (Emáx - rigidez máxima), como también de la rigidez de la capa subyacente (MR: relación modular). Promedia los efectos del tránsito y las variaciones que generan las estaciones a lo largo de un periodo, por lo cual no representa la rigidez de un material en un momento específico.

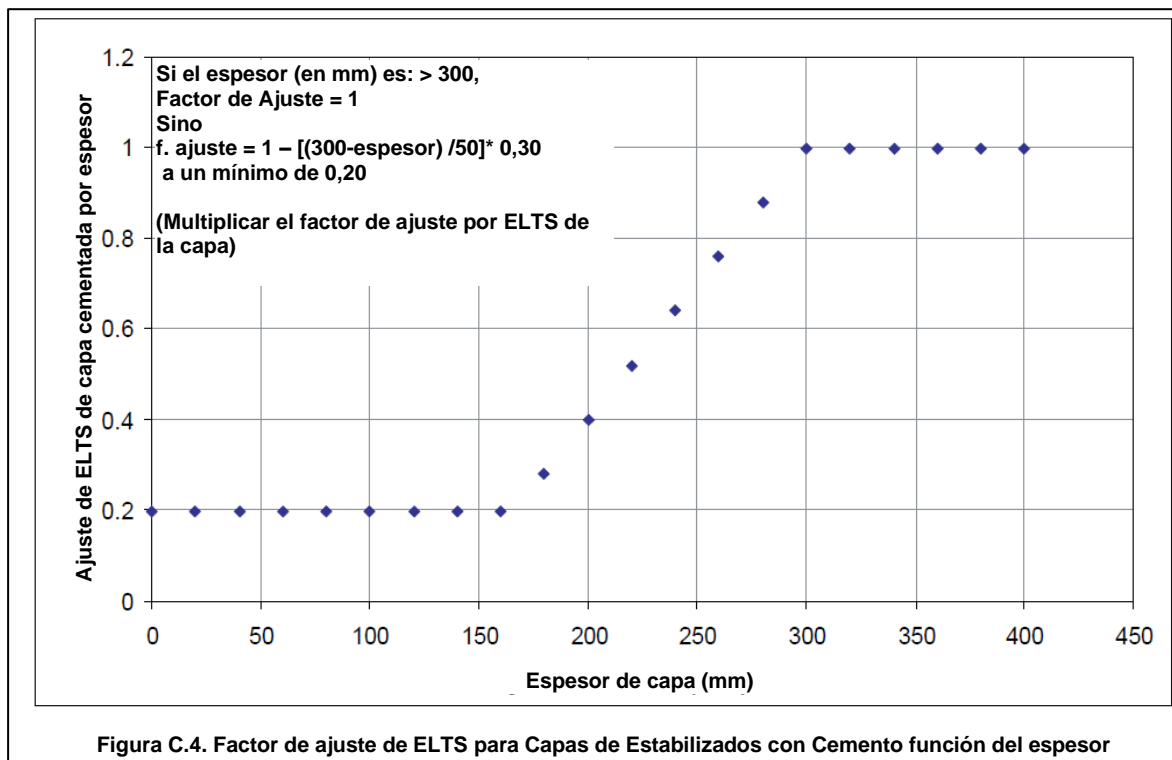
No se puede determinar en laboratorio o con un ensayo in situ. Este parámetro está calibrado para su uso en el método de diseño PN y puede diferir de los valores de rigidez típicamente asociados con los distintos materiales.

El concepto ELTS es especialmente importante en el caso de materiales estabilizados con cemento hidráulico, de los cuales se puede esperar un cambio significativo en la rigidez efectiva del material durante la vida de diseño del pavimento. En la Gráfica n° 3 se reproduce la FIGURA C.1. del TG2 a efectos de ilustrar este concepto:



Gráfica n° 3: Aplicación del concepto ELTS para Materiales estabilizados con Cemento. Figura C (Asphalt Academy, 2009) [4].

En los materiales estabilizados con cemento el espesor de la capa también es un factor que influye en su deterioro, para lo cual el modelo PN también requiere un ajuste, lo cual se representa en la siguiente FIGURA C.4. del ANEXO C del Manual TG2 (Gráfica n° 4).



Gráfica n° 4: Factor de ajuste de ELTS para Capas de Estabilizados con Cemento. Figura C.1 (Asphalt Academy, 2009) [4].

Al igual que con la relación modular, cada material puede alcanzar una rigidez máxima en función de su calidad; como ejemplo los materiales menos densos y menos angulares no pueden desarrollar rigideces altas, independientemente de la rigidez del soporte.

Otro concepto importante de este método, resulta de asumir a la base del paquete estructural como el principal soporte de las cargas, y en consecuencia la de mayor responsabilidad en el colapso del pavimento; por lo cual, el tipo de material que conforma la misma juega un rol importante en el diseño del pavimento.

Finalmente, correlacionando la condición estructural PN con una función de millones de ESAL admisibles (MESA), arroja las solicitaciones admisibles del paquete estructural para un período de diseño establecido.

3.1.2 Metodología de diseño mecanicista o racional

Las metodologías mecanicistas clásicas (o en condiciones iniciales), una vez planteado el modelo racional permiten el cálculo de las solicitaciones en la estructura de manera que se vinculen al comportamiento de la estructura en servicio mediante los criterios de falla de cada una de las capas componentes (Imagen n° 22).

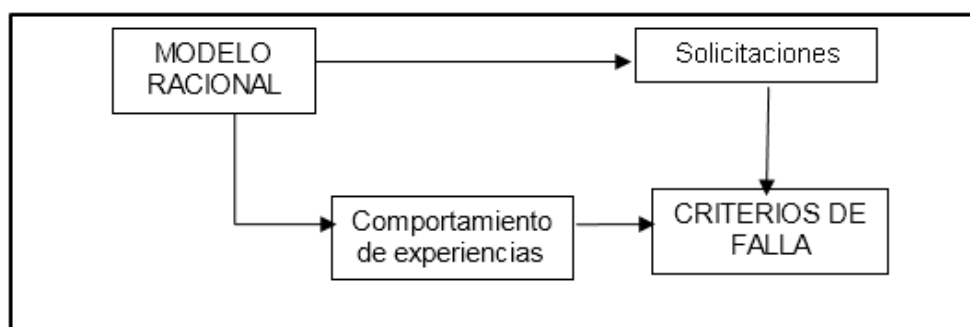


Imagen n° 22: Esquema método racional (Dr. Ing. Giovanon, 2001) [13].

En esta metodología se considera que las capas que conforman la estructura del pavimento están sometidas a esfuerzos y deformaciones que influyen en el comportamiento del mismo, suponiéndolo un sistema multicapas elástico lineal, considerando que, para un ciclo de carga, la deformación permanente es baja comparada con la resiliente.

Como ventajas se puede mencionar la obtención de modelos que reflejan el comportamiento de los materiales in situ, caracterizados por una base de parámetros obtenidos de la investigación. Además, es posible valorar situaciones que se apartan de valores típicos como mezclas asfálticas de alto módulo, diferentes tipos de ejes, etcétera.

Han tenido un gran desarrollo desde la segunda mitad del siglo XX, permitiendo en un comienzo calcular tensiones y deformaciones en puntos definidos, como es el caso de interfases entre dos capas, justo debajo de la carga, o a determinada profundidad, pero fue el gran desarrollo computacional lo que permitió soluciones más rápidas. Entre las primeras soluciones computacionales se puede mencionar CHEV5L (grupo Chevron 1963), ELSYM (Universidad de

California 1967), BISAR (Shell), PDMAP (NCHRP), VESYS (Federal Highway Administration EE.UU.), CHEVIT (Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE.UU.), CICRCLY (Australian Road Research Board).

Habitualmente se recurre a modos de modelización simplificados, en los cuales la respuesta de todas las capas se consideran elásticas lineales, en condiciones estructurales iniciales y con esfuerzos calculados para una determinada condición representativa. Sin embargo, existen dificultades para evaluar otros criterios de falla, ya que solo tienen en cuenta la fisuración y el ahuellamiento, y no tienen en cuenta cuestiones como la rugosidad y adherencia.

Para subsanar estos déficits, es necesario aproximar el modelo al comportamiento real de las estructuras resultando modelos más complejos, en los que los conceptos de criterios de falla se generalizan a los de funciones de transferencia.

Las funciones de transferencia son expresiones que vinculan los diferentes daños estructurales a los deterioros de superficie presentes en la estructura.

Si bien la necesidad de ajuste de los modelos con el comportamiento en servicio estuvo presente desde los primeros modelos mecanicistas, actualmente la necesidad de expresar funciones de transferencia adaptadas a condiciones locales, lo pone más de manifiesto, denominándolos actualmente como métodos empíricos mecanicistas.

3.1.3 Metodología de diseño empírico mecanicista

Algunos casos en los cuales los diseñadores habían utilizado supuestos demasiado conservadores, un enfoque mecanicista-empírico ha indicado el potencial de reducir los costos iniciales de construcción del pavimento.

Esta metodología se basa en el análisis mecánico de la estructura de modo de escoger la combinación de espesores y materiales con el que se obtenga el nivel de servicio deseado de acuerdo con el tránsito esperado. Por una parte, tal como se mencionó anteriormente, el modelo mecánico se basa en la teoría de multicapa elástica o elemento finito y determina las reacciones del pavimento a las cargas impuestas en términos de esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones (σ , ϵ , Δ). En tanto que la parte empírica, utiliza las reacciones del pavimento para predecir la vida del mismo en base a observaciones hechas en campo. Así, el término “empírico” se debe a la definición de las funciones de transferencia a partir de datos reales.

El análisis de la acción combinada de factores como las cargas de tránsito, historia de tensiones, medio ambiente y el desempeño en conjunto de todos los materiales componentes, en base a las sollicitaciones a las que estará sometido durante su vida en servicio, es necesario de modo de obtener estructuras con un mejor ajuste de diseño y menores costos.

Ejemplos de este tipo de Modelos es el utilizado por el Software BackViDe, desarrollado por el Laboratorio Vial de la Universidad Nacional de Rosario, y el de la Guía de diseño de pavimentos Empírico Mecanicista, publicada en 2004 por la NCHRP, actualmente denominado AASHTOWare Pavement ME Design.

3.1.3.1 Mechanistic Empirical Pavement Design Guide (MEPDG)

Surgió como actualización del Método AASHTO 1993 en base a datos obtenidos a partir del programa de desempeño del pavimento a largo plazo LTPP (proyecto de recopilación y análisis de datos de pavimentos de EUA y Canadá, siendo actualmente la mayor base de datos de desempeño vial). Plantea la resolución matricial de la estructura a partir de datos de entrada como características de cada una de las capas del pavimento (módulo de rigidez inicial, módulo de rigidez final, módulo de rotura, coeficiente de Poisson, conductividad térmica, capacidad calórica), el tránsito previsto y el clima del entorno, a partir de la que se obtiene la respuesta modular de la misma, y el deterioro esperado. Asimismo, analiza la evolución de indicadores de rendimiento del pavimento como el Índice Internacional de rugosidad (IRI), fisuras longitudinales, transversales y tipo piel de cocodrilo.

De este modo, es posible evaluar si un determinado pavimento cumple con las exigencias necesarias, o el proyectista podrá determinar si el estado final del pavimento se encuentra en parámetros aceptables.

El método presenta la novedad de la división en tres niveles jerárquicos para categorizar los proyectos, de modo que los esfuerzos puestos en el proyecto sean consistentes con la importancia, tamaño y costo del proyecto. Para la caracterización de materiales estabilizados con cementos requiere como dato de entrada de los parámetros ya mencionados (módulo inicial, módulo final, módulo de rotura, coeficiente de Poisson, conductividad térmica y capacidad calórica).

Nivel 1:

Es el de mayor confiabilidad en el diseño, disminuyendo el grado de incertidumbre en la determinación del módulo.

Para este nivel el módulo elástico inicial puede ser obtenido básicamente mediante dos formas:

- Siguiendo la metodología normalizada por ASTM C 469 para la determinación de “módulo estático de elasticidad y coeficiente de Poisson en compresión.
- Mediante retrocálculo con base a ensayos no destructivos, como los de equipos de deflectometría de impacto ó FWD (Falling Weight Deflectometer)

En tanto que el módulo de rotura debe obtenerse mediante el ensayo AASHTO T97, método estandarizado para la determinación de la resistencia a flexión.

Por último, los coeficientes de conductividad térmica y capacidad calórica deben ser determinados mediante las normas ASTM E 1952 y ASTM D 2766, respectivamente.

Nivel 2:

Proporciona un nivel intermedio de confiabilidad en el diseño y su uso está asociado a la falta de disponibilidad de equipos relacionados dentro del nivel 1, estimando los parámetros requeridos mediante correlaciones con otros ensayos más simples.

El módulo inicial y módulo rotura del material puede obtenerse mediante relación con el ensayo AASHTO T22 de compresión.

También existe la posibilidad de correlacionar el módulo elástico directamente al ensayo de Penetrómetro Dinámico de Cono (DCP), u otra correlación recomendada por los manuales del método.

Nivel 3:

Requiere que el diseñador estime el valor de entrada más apropiado de acuerdo a recomendaciones y experiencia del proyectista. Por lo tanto, propone rangos de valores y valores típicos de módulo elástico inicial, final, módulo de rotura, coeficiente de Poisson, conductividad térmica y capacidad calórica.

3.1.3.2 Software BackViDe

Modelo empírico mecanicista utilizado para predecir el comportamiento en servicio de pavimentos flexibles, desarrollado en el Laboratorio Vial de la Universidad Nacional de Rosario por el Dr. Ing. Oscar Giovanon y la Dra. Inga. Marta Pagola.

Permite modelizar, simular deflexiones, verificar y diseñar estructuras de pavimentos. Mediante este procedimiento, se ajustan los módulos y/o ecuaciones constitutivas de las distintas capas de una estructura vial, en base a la medición de deformaciones en superficie o mediante características de los materiales de un pavimento determinadas a partir de ensayos complementarios.

También es posible a partir de una estructura proyectada y del tránsito solicitante, analizar distintas alternativas estructurales de diseño o refuerzo, planteando el análisis por sensibilidad de espesores y/o módulo de alguna capa a ajustar.

Presenta una herramienta de interés, ya que permite el retroajuste modular en base a mediciones de campo y/o de laboratorio, que será utilizado en la presente investigación.

Su funcionamiento se basa en un grupo de subprogramas que interactúan entre sí:

- *Backmod*, el cual realiza un ajuste de la estructura en función de las deflexiones medidas.
- *Vida*, que determina la vida útil de acuerdo a una resolución mecanicista.
- *Deterioro*, estima la evolución del deterioro (ahuellamiento y fisuración), teniendo en cuenta la variación de los materiales en el tiempo.

Retroajuste modular

A partir de deflexiones obtenidas mediante auscultaciones en un determinado pavimento, y el conocimiento del paquete estructural del mismo, es posible ajustar el módulo resiliente o rigidez que cada una de ellas tiene en el momento del ensayo deflectométrico. El software genera una matriz, en la que cada sensor aporta una ecuación, que tiene en cuenta la deformación de cada una de las capas, y la rigidez de cada uno de los elementos resultan las incógnitas. La mayor cantidad de sensores por lo tanto aumenta la posibilidad y exactitud del ajuste.

No debe suponerse que la medición de deflexiones es suficiente para ajustar la estructura, siendo necesaria la realización de ensayos adicionales que permitan adoptar hipótesis modulares o analizar la coherencia del módulo. El uso únicamente de relaciones empíricas para inferir el valor

del Módulo de los materiales ha demostrado que puede llevar a diseños deficientes que pueden implicar un importante incremento de los costos de obra (Mag. Cauhape Casaux, Dra. Angelone, Dr. Martinez, & Dr. Giovanon, 2010) [34].

La realización del Retroajuste modular permite:

- Ajustar módulos de trabajo de la estructura en la condición de ensayo.
- Valorar diferentes módulos de trabajo en distintas épocas del año, acorde a variaciones de condiciones (temperatura y humedad).
- Valorar el progreso del deterioro de materiales ligados y estabilizados.

Es posible realizar análisis con condiciones fijas iniciales como habitualmente se realiza en los métodos mecanicistas clásicos o plantear la estructura como un ente que evoluciona a lo largo de la vida, presentando un deterioro progresivo de los materiales. También se puede tener en cuenta el entorno climático el cual motiva variaciones de temperatura y humedad que condicionan el comportamiento estructural (deterioro modular de materiales ligados, variaciones de condiciones en materiales no ligados, variación modular y envejecimiento de asfaltos, etcétera).

3.1.4 Nuevas metodologías de diseño

Entre las nuevas metodologías de diseño se puede mencionar el diseño estructural por elementos finitos y programas de elementos discretos.

3.1.4.1 Elementos finitos

Para este caso se plantea la necesidad del análisis mediante la subdivisión del medio en elementos de los cuales se conoce su solución y lograr la resolución de mediante la interacción de cada uno de ellos. Su solución resulta compleja y demanda grandes esfuerzos computacionales y demoras en el tiempo de procesamiento de datos.

Para el caso de los pavimentos, una de las ventajas del empleo de programas de elementos finitos radica en que pueden plantear la situación de cada una de las capas presentes: subrasantes, subbases y bases de materiales granulares no tratados exhiben un comportamiento no lineal, dependiente de la condición de esfuerzos; mientras que las capas asfálticas presentan un comportamiento viscoso. Son capaces de modelar también diferentes geometrías, condiciones de frontera, criterios de falla y carga cíclica.

3.1.4.2 Programas de elementos discretos

Otra metodología de análisis es emplear modelos numéricos computacionales llamados Elementos Discretos (DEM por sus siglas en inglés), los cuales utilizan este tipo de elementos para el cálculo de fuerzas y desplazamientos entre las partículas de un esqueleto granular. El fin de esta metodología es intentar describir el comportamiento físico de los materiales a nivel micromecánico para poder entender el comportamiento a nivel macro. Algunos parámetros a nivel micro son la fricción, cohesión, geometría, densidad y rigidez de partículas (normal y tangencial).

3.2 CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL DE UN MATERIAL CON LIGANTE HIDRÁULICO

Los pavimentos se ven sometidos a la acción de agentes que afectan su comportamiento estructural como el clima y el tránsito, sufriendo un proceso de deterioro cuyo conocimiento anticipado es necesario para el análisis estructural de un pavimento, ya sea para nuevos proyectos o para rehabilitaciones. Esto requiere del conocimiento de parámetros mecánicos que describan su comportamiento a lo largo de su vida en servicio, bajo las cargas a las que será solicitado. Los parámetros que caracterizan el estado de la superficie no evolucionan en forma aislada sino mediante una interacción entre ellos y el conjunto.

3.2.1 Etapas del desempeño en el tiempo de materiales cementados

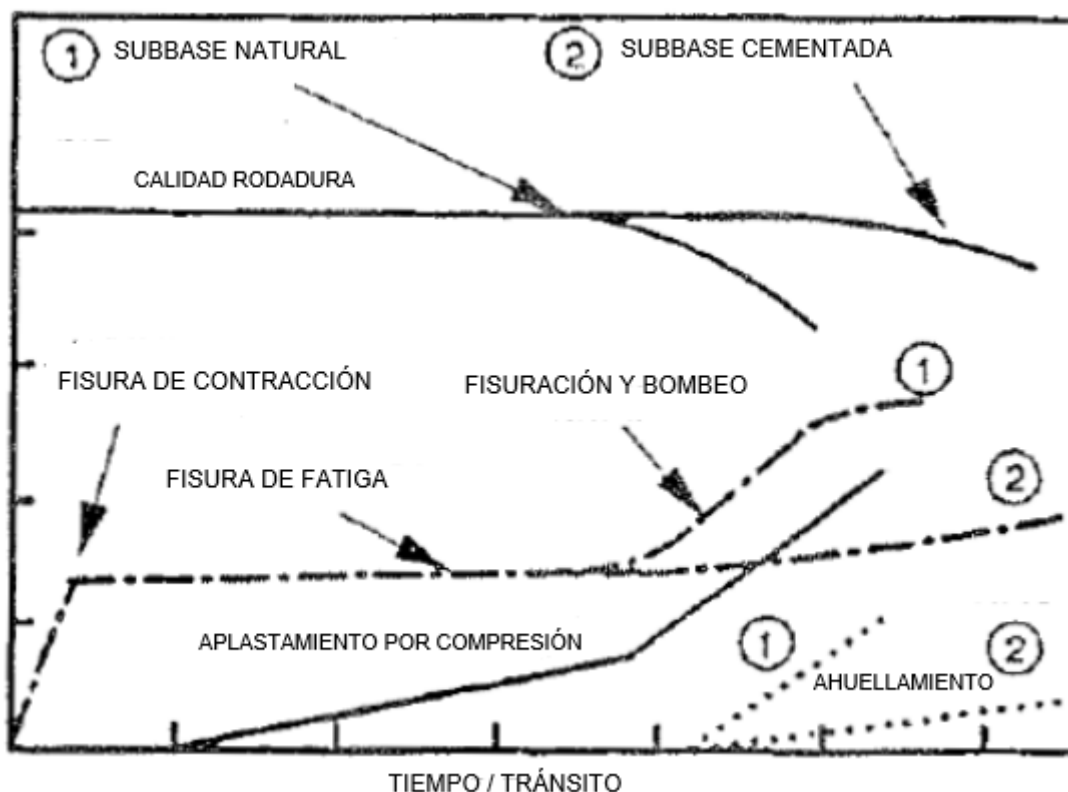
La variación de las propiedades de materiales granulares con ligante hidráulico a lo largo de su vida en servicio, implica que la respuesta ante los esfuerzos a los que es sometido también se vea modificada. Es por esto la importancia de conocer o prever cómo es su deterioro mediante la determinación de la Ley de Falla o Fatiga del material, y cómo se verán afectadas sus propiedades mecánicas, en términos del Módulo Elástico y el Coeficiente de Poisson.

La incorporación de cemento a un material base no ligado logra una mejora del comportamiento mecánico a corto, mediano y largo plazo, diferenciándose tres etapas, en las cuales el material presenta variaciones en su funcionamiento y características.

Las etapas son:

- (I) Construcción (inicio de fisuras de contracción)
- (II) Apertura al tránsito (edades tempranas inicio de fisuras de fatiga)
- (III) Ruina (avance de la fisuración y comienzo de efecto de bombeo)

La Gráfica n° 5, representa las etapas antes mencionadas, además de otros aspectos que se desarrollan más adelante.

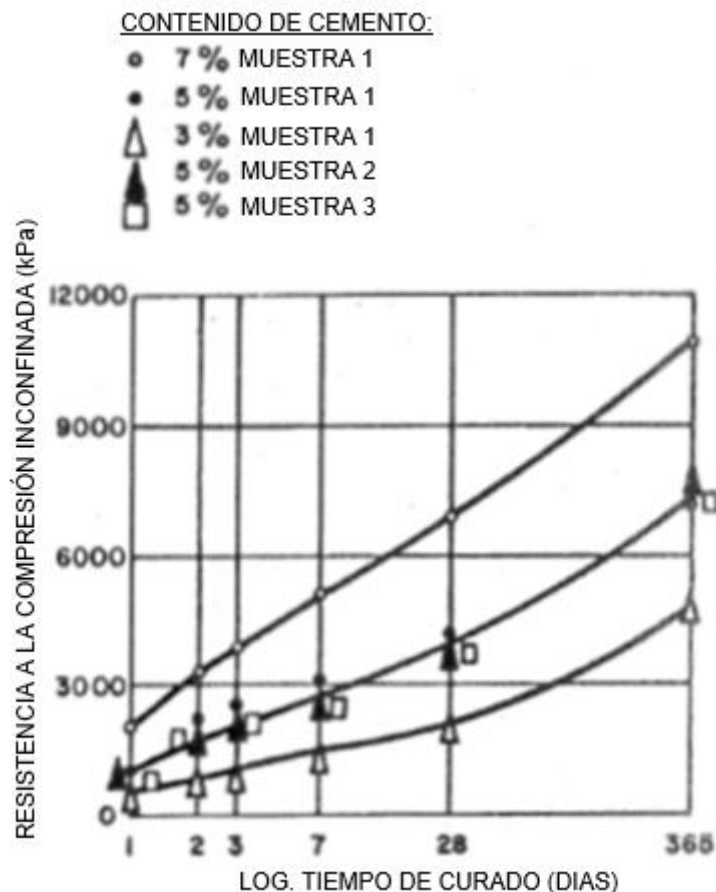


Gráfica n° 5: Indicadores de las bases cementadas (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1996) [36].

3.2.1.1 ETAPA I: Construcción

Una vez en contacto el cemento con el agregado, se produce una reducción de la plasticidad y el hinchamiento (mejora la resistencia a las condiciones del clima), mejorando la trabajabilidad y la estabilidad de la mezcla. Además, con el tiempo, se produce un aumento de la resistencia lo que depende fundamentalmente de la cantidad de cemento que se agrega, el material a estabilizar y la densidad lograda mediante el proceso de compactación.

Este proceso mediante el cual entre los agregados se generan fuertes conexiones, que aumentan con el tiempo, se denomina cementación. Debido a la demanda de agua de este proceso para producirse las reacciones, un buen curado de la capa es de suma importancia, lográndose mayores resistencias cuanto mayor sea la duración del mismo (Gráfica n° 6).



Gráfica n° 6: Relación entre la resistencia del material y el periodo de curado para mezclas con distintos porcentajes de cemento
(National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].

La cementación y rigidización del material trae aparejado una mayor y mejor distribución de cargas sobre la capa inferior, como también una reducción de esfuerzos de tracción en la parte inferior de la capa que se ubica por encima del estabilizado cementado (estos esfuerzos de tracción son mayores cuanto menor es el espesor de la capa cementada), resultando un excelente apoyo para capas bituminosas que pasan a cumplir, en gran parte, funciones de protección de la base cementada, aunque con una mayor susceptibilidad a la fisuración debido a deformaciones impedidas de origen térmico y retracción de la base cementada, además de las propias de fatiga, producto de las solicitaciones del tránsito.

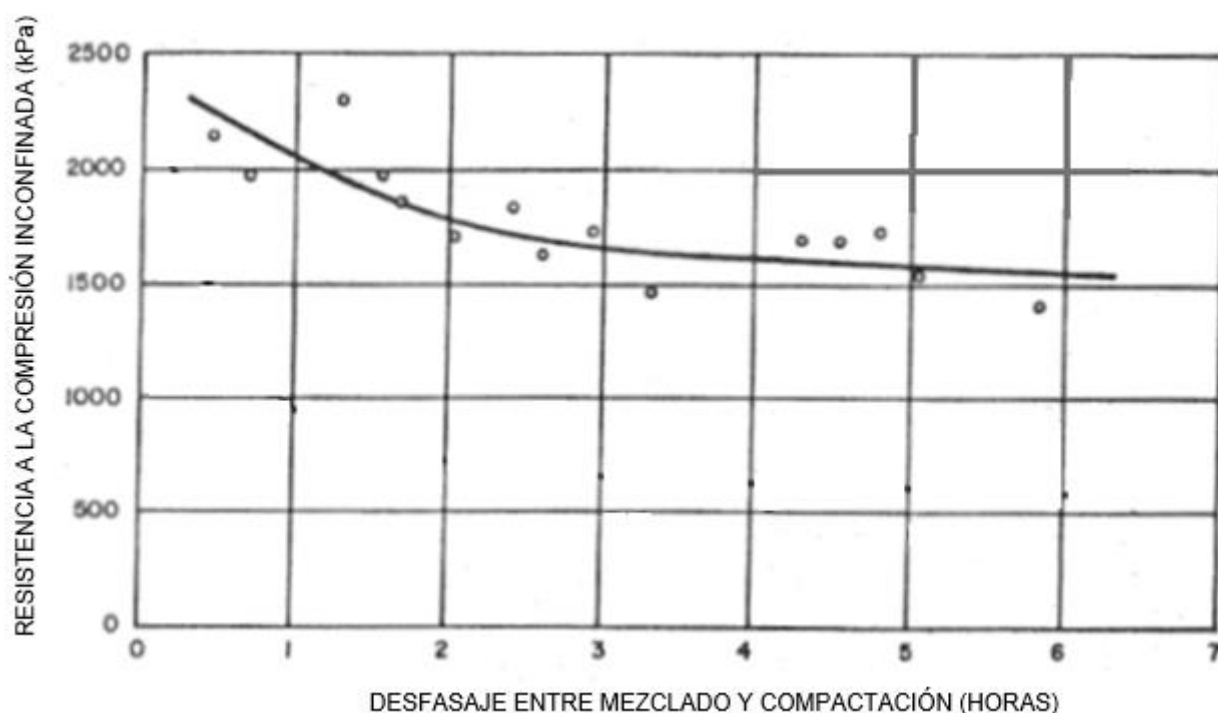
La forma de trabajo de esta capa granular cementada se puede asemejar a una losa pobre, resistiendo la deformación por medio de flexión de la misma en colaboración con las capas inferiores. Por esta razón la falla se da por fatiga mientras que las deformaciones plásticas en este tipo de bases, con contenidos óptimos de cemento, no resultan un problema. Previo a la construcción, es importante determinar en laboratorio la óptima combinación de los materiales y la energía de compactación a utilizar, con el objetivo de obtener una mezcla con la resistencia y deformación deseada, con el menor uso de cemento y agua.

El proceso de compactación de la capa, representa un freno a este proceso inicial de cementación, deteniéndose o ralentizándose, ya que muchas de estas conexiones se “rompen”.

Tanto mayor es su incidencia en función de la energía utilizada para compactar y la rigidez que presenta el material compactado.

Sin embargo, una vez realizada la compactación, la presencia de agua suficiente y un buen proceso de curado favorece nuevas reacciones o conexiones reanudándose el proceso de cementación (en menor medida), incrementando la resistencia del material (fundamento en el que se basa la microfisuración para mitigar la reflexión de fisuras descrita en 3.3.7.5.)

A pesar de lograrse mayor resistencia incrementando el tiempo entre el mezclado y la compactación del material, también aumenta el riesgo de que durante la compactación se produzca el deterioro de la parte superior de la capa debido a la elevada rigidez alcanzada, lo que genera la existencia de una capa menos densa y menos resistente (Gráfica n° 7).



Gráfica n° 7: Efecto de la compactación en el material. Relación entre la resistencia del mismo y el desfase entre mezcla y compactación (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].

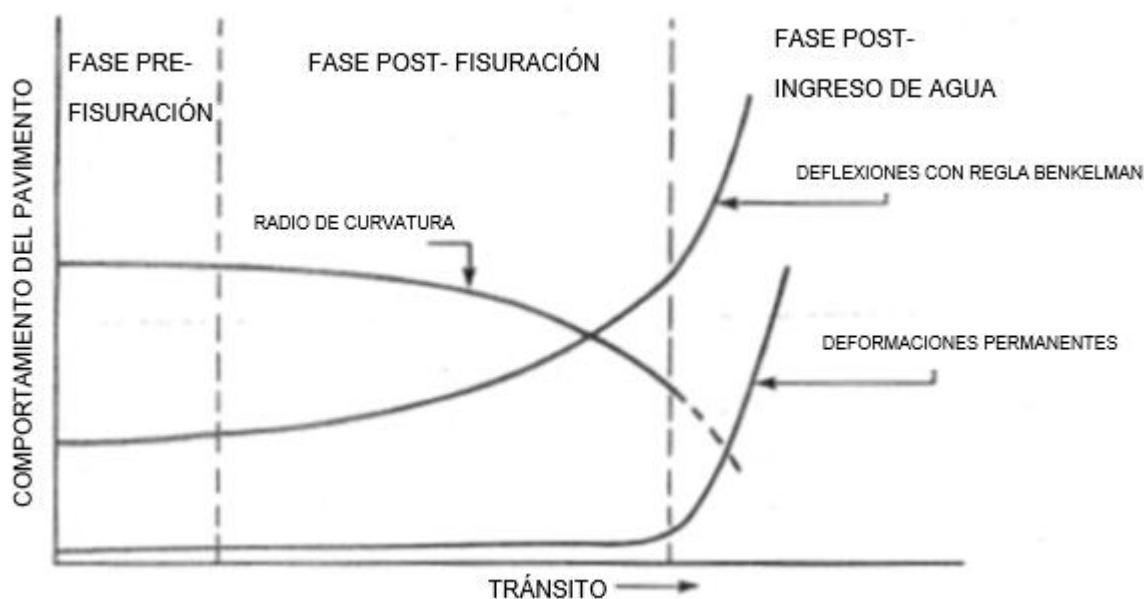
Durante la construcción, adecuados contenidos de cemento y humedad, la homogeneidad en la incorporación del estabilizante como también los procesos de mezclado, distribución y compactación, el tiempo total empleado, la densidad lograda y las técnicas de curado adoptadas son puntos fundamentales para obtener un material de calidad, con la resistencia deseada, minimizando la aparición de fisuras térmicas.

3.2.1.2 ETAPA II: Apertura al tránsito (edades tempranas)

Una vez abierto al tránsito, el material comienza un proceso de fisuración producto de esfuerzos de fatiga por flexión y contracción, que comienzan a debilitar el material. Con el transcurrir del tiempo y el tránsito, dichas fisuras se reflejan (notar el desfase en Gráfica n° 5) produciendo

una disminución del índice de serviciabilidad percibido por el conductor, por efecto del aumento de la rugosidad de la calzada. El tiempo de aparición de estos deterioros puede ser tanto mayor o menor en función de que se adopte algunas de las opciones para retardar la reflexión de fisuras mencionadas.

A medida que la fisuración aumenta, incrementa su tamaño formando bloques en el pavimento. Sin embargo, esto no se refleja en un aumento de las deformaciones permanentes sino hasta que la fisura reflejada en superficie permita el ingreso de agua en la subbase, momento en que comienza a producirse efecto de bombeo (Gráfica n° 8). También vale mencionar que a lo largo del periodo en servicio se produce un aumento de la deformación resiliente o recuperable y una disminución del radio de curvatura.



Gráfica n° 8: Cambios en las características del pavimento para cada etapa de su vida en servicio (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].

3.2.1.3 ETAPA III: Ruina (comienzo efecto de bombeo)

A partir de la reflexión de fisuras en superficie, y la pérdida de la impermeabilidad brindada por la capa asfáltica superior, comienza un proceso de ingreso de agua que afecta las capas subyacentes, debilitándolas y dando lugar al efecto de bombeo. Como se aprecia en la Gráfica n° 5, este proceso afecta en mayor medida a las subbases no tratadas, que a aquellas que poseen algún tipo de tratamiento con material ligante.

La debilidad de la capa de apoyo del material cementado, trae aparejada un incremento de fisuración aun mayor por efecto de fatiga lo que potencia el proceso, afectando finalmente la calidad de la capa de rodamiento.

A partir del debilitamiento de la capa cementada y la estructura en general, se puede asimilar el comportamiento en esta etapa al de material sin ligante hidráulico. Es por esto que se comienza a manifestar y potenciar en superficie un proceso de deterioro por ahuellamiento, deformación que caracteriza a las capas no ligadas.

3.2.2 Parámetros de caracterización

La Guía de Diseño Empírico Mecanicista para nuevas estructuras de pavimentos y rehabilitaciones (MEPDG) (NCHRP, 2004) [37] requiere para la caracterización de materiales cementados seis parámetros:

- Módulo elástico (E_0) inicial (28 días).
- Módulo elástico mínimo (E_{final})
- Módulo de rotura (28 días) (MR).
- Coeficiente de Poisson (μ).
- Otras propiedades: conductividad térmica y capacidad calórica.

A los fines del diseño para aquellos casos de materiales con bajos contenidos de ligante hidráulico, en los que se logra solo una modificación temporal del mismo, se los considera como no tratados o ligados.

3.2.2.1 Módulo elástico del material

A partir de las cargas ejercidas por el tránsito, se generan tensiones en la estructura del pavimento y, por consiguiente, deformaciones que pueden ser resilientes (o recuperables) o plásticas. La relación que existe entre las tensiones y las deformaciones se denomina módulo elástico o rigidez, y puede ser constante o variable dependiendo del material en estudio. Debido a que las cargas en servicio son de carácter dinámico y la respuesta de los materiales varía si son mezclas asfálticas, materiales estabilizados o no ligados, la obtención del módulo de rigidez para el diseño estructural se realiza mediante ensayos con cargas pulsantes.

El comportamiento mecánico de los materiales con ligantes hidráulicos, entre ellos el estabilizado granular cementado, se encuentra en una zona de transición entre los materiales no tratados, que presentan un módulo de rigidez dependiente del estado de tensiones y leyes de fallas asociadas a la acumulación de deformaciones permanentes; y los materiales fuertemente ligados, los que poseen rigidez propia y generalmente fallan por fisuración.

El módulo de las bases cementadas es variable, aumentando con la edad por efecto de la cementación y disminuyendo por los efectos de la fisuración (por causas propias o externas). (Ing. Cassan, Dra. Ing. Angelone, & Dr. Ing. Martínez, 2005) [27]. Su determinación puede hacerse mediante retrocálculo a partir de mediciones deflectométricas en un pavimento existente o por correlaciones con ensayos en laboratorio normalizados, como el de RCS, Tracción Indirecta o Resistencia a Flexión.

3.2.2.1.1 Módulo elástico o rigidez inicial (E_0)

Para las primeras etapas, el módulo elástico del material depende principalmente de la calidad del material estabilizado, la calidad y cantidad del agente cementante utilizado, el proceso de mezcla y curado, la densidad alcanzada durante la compactación, el grado de fisuración a

edades tempranas. Mientras no se superen los límites elásticos, el material se deforma linealmente dentro de la Ley de Hooke, siendo su pendiente el Módulo Elástico.

Para proyectos en que sea aplicable el nivel jerárquico 3 que propone la guía del método MEPDG, la misma indica utilizar valores en un rango de entre 700.000 a 1.500.000 psi (4.800 a 10.300 MPa), considerando un valor típico el de 1.000.000 psi (6.900 MPa). De todos modos, este es el nivel jerárquico más elemental que propone la guía de MEPDG, siendo necesario otro tipo de ensayos para proyectos con nivel de jerarquía 1 y 2.

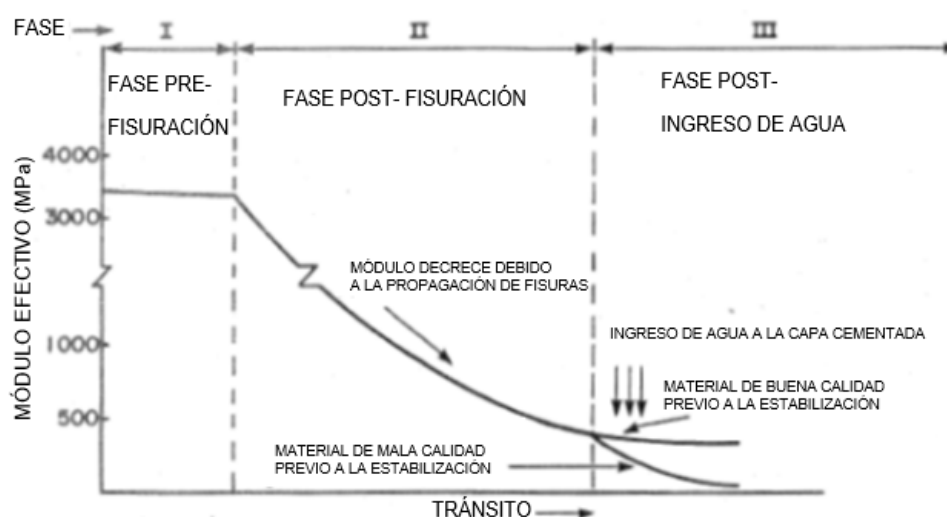
Orientativamente se han estimado valores de rigidez inicial entre los que se puede mencionar:

- $E_0 = 6895 \text{ MPa}$ (NCHRP)
- $E_0 = 8000 \text{ MPa}$ (Norma Española 6.1 IC)
- $E_0 = 4100 - 6900 \text{ MPa}$ (Portland Cement Association)
- $E_0 = 3000 - 8000 \text{ MPa}$ (Austroroads)

3.2.2.1.2 Módulo elástico o rigidez final (E_f)

Cuando se abre el paso de vehículos sobre la estructura de pavimento, se producen en las bases estabilizadas, esfuerzos de tensión cíclicos que cuando se acumulan, pueden superar la resistencia del material con cemento y manifestarse como una fisura.

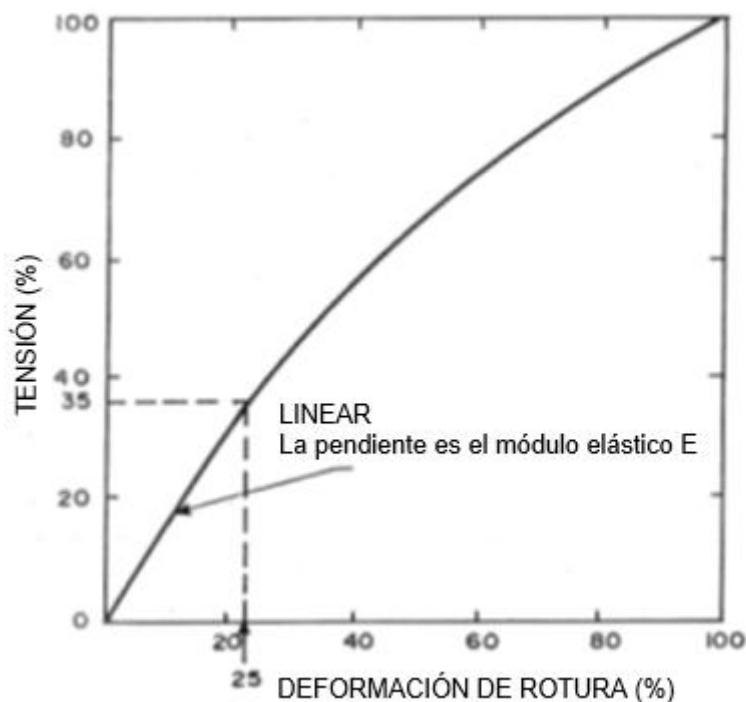
Para esta etapa, el material cementado ya no se comporta elásticamente, disminuyendo su módulo a medida que aumenta el porcentaje de fisuras (Gráfica nº 9).



Gráfica nº 9: Módulo del material en función del tránsito a lo largo de su vida en servicio. (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1996) [36].

Ensayos de flexión y compresión realizados en Sudáfrica han determinado que dicho límite en el que las primeras microfisuras se producen es aproximadamente el 35%-40% de la tensión de

rotura del material y 25% de la deformación máxima (Gráfica nº 10). (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].



Gráfica nº 10: Tensión/deformación de materiales cementados. (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].

Una vez comenzado el proceso de fisuración, el módulo disminuye con el aumento del deterioro, potenciado por el ingreso de agua en las capas inferiores y el deterioro de las mismas por efecto de bombeo. La Gráfica nº 9 muestra cómo el módulo del material varía a lo largo de su vida en servicio, siendo mejor su desempeño si la capa inferior es tratada con algún material estabilizante que disminuya la susceptibilidad de la misma.

Finalmente, el módulo de la base tiende a un valor que depende de la calidad del material base que conforma el estabilizado, que refleja el deterioro que sufre a lo largo de su vida en servicio (erosión, agrietamiento).

A pesar de no estar estandarizada su determinación, el MEPDG plantea valores típicos, los que puntualmente el ingeniero debe analizar si es aplicable a su proyecto. Tal como se mencionó anteriormente, la reducción es prácticamente del 90% del valor inicial.

Resultados obtenidos por retrocálculo a partir de deflexiones tomadas en Sudáfrica por medio de Regla Benkelman indican una variación del módulo inicial desde 3.000 – 4.000 MPa durante la etapa previa a la fisuración, hasta 500 -1.000 MPa una vez deteriorada y bajo efecto de bombeo de material fino.

A partir de mediciones realizadas en Nueva Zelanda mediante el uso del Heavy Vehicle Simulator Sudafricano, se han obtenido los valores que se muestran en Tabla nº 2. (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35]. En la misma se puede apreciar

la variación modular que se produce para diferentes materiales estabilizados y la importancia sobre estos que tiene utilizar subbases tratadas. El recuadro rojo muestra valores asimilables a los de Resistencia a la Compresión Simple (RCS) exigidos en la provincia de Santa Fe.

MATERIAL CEMENTADO	RCS Resistencia a la compresión simple (MPa)	FASE PRE FISURACIÓN		FASE POST FISURACIÓN	
		Rango de módulo	Módulo recomendado min.	Subbase tratada	Subbase no tratada o fisurada
		(GPa)	(GPa)	(GPa)	(GPa)
Piedra partida	6-12	7-30	14	1,5	1,2
Piedra o grava	3-6	4-14	8,5	1,0	0,75
Grava	1,5-3	3-10	6,0	0,75	0,50
Grava	0,75-1,5	2-7	3,5	0,50	0,30

Módulo de Poisson 0,35

Tabla n° 2: Relación modular pre y post fisuración (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].

Valores típicos de módulos finales que propone el MEPDG para estabilizados con cemento son del orden de 100.000 psi (690 MPa):

$$E_f = 690 \text{ MPa}$$

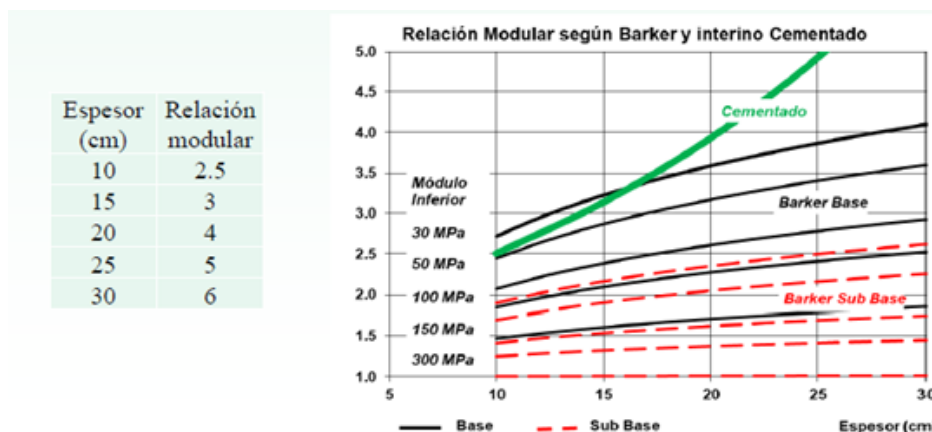
En tanto que la Norma Española 6.1 IC propone:

$$E_f = 700 \text{ MPa}$$

Autroroads sugiere:

$$E_f = 500 \text{ MPa}$$

El Dr. Ing. Oscar Giovanon de la Universidad Nacional de Rosario aconseja utilizar en el diseño en condiciones modulares fijas las siguientes relaciones modulares entre la capa cementada y la inmediata inferior, variando en función del espesor de la primera, limitando a un módulo máximo de 700 MPa (Gráfica n° 11).



Gráfica n° 11: Relación modular recomendada por Dr. Ing. Giovanon y utilizada por BackViDe.

3.2.2.2 Módulo de rotura

Se denomina módulo de rotura a la tensión máxima que soporta una viga de material cementado sometida a esfuerzos de flexión al momento en que se produce el colapso y es utilizado para determinar el número de repeticiones de carga que soportará la capa previa a la fisuración por fatiga. Su determinación se realiza mediante la realización del ensayo de Resistencia a Flexión del Concreto, el cual mejor representa la condición en la que una capa cementada trabaja durante la vida en servicio.

El inconveniente para su determinación reside en la complejidad del ensayo, por lo que su realización solo se justifica en proyectos que correspondan al nivel jerárquico 1 del MEPDG. Es realizado generalmente en laboratorios centrales que se encargan del estudio de las propiedades de los materiales y del diseño de mezclas.

Para proyectos de menor jerarquía, es posible su estimación a partir del ensayo de RCS o la estimación a un valor propuesto, nivel 2 y 3 del MPEDG respectivamente. Para aquellos casos que las exigencias o importancia del proyecto no justifique la realización del ensayo, propone un valor típico de 200 psi (1,38 MPa).

$$M_R = 1,38 \text{ MPa (nivel 3 MEPDG)}$$

La Norma Española 6.1 IC propone:

$$M_R = 1,57 \text{ MPa}$$

La Portland Cement Association sugiere:

$$M_R = 0,70 \text{ a } 1,40 \text{ MPa}$$

Austroroads supone:

$$M_R = 1,00 \text{ a } 1,40 \text{ MPa}$$

3.2.2.3 Coeficiente de Poisson

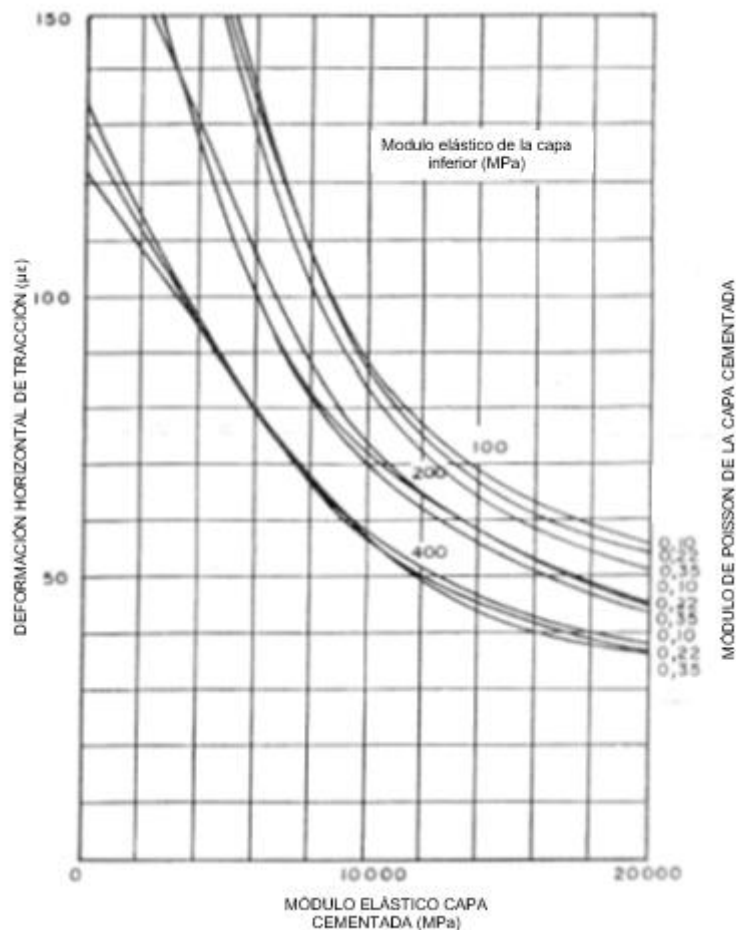
Constante elástica que relaciona la deformación del material en las distintas direcciones, y colabora a predecir la deformación que puede sufrir el material ante determinados esfuerzos.

A pesar que puede ser determinada en laboratorio, el costo y extensión del ensayo no es justificable, por lo que diferentes manuales recomiendan:

$$\mu = 0,10 - 0,20 \text{ (NCHRP)}$$

$$\mu = 0,15 \text{ (PCA)}$$

$$\mu = 0,10 - 0,30. \text{ (Valor típico} = 0,20) \text{ (Austroroads)}$$



Gráfica n° 12: Relación entre diferentes variables intervinientes en un pavimento. (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].

La Gráfica n° 12 presenta cómo el Coeficiente de Poisson de la capa cementada no afecta notoriamente las deformaciones horizontales en la misma. No así el módulo elástico de la misma, ni de la capa inferior, en las que la afectación se hace evidente.

Es por esto, que trabajar con diferentes valores de Poisson en el cálculo mecanicista no incurre en grandes variaciones.

3.2.2.4 Conductividad térmica y capacidad calorífica

Estas dos propiedades son las encargadas de controlar la transmisión de calor hacia las capas inferiores, por lo que la temperatura y humedad de las capas están reguladas por ellas.

Sin embargo, la determinación de la conductividad térmica (K) y capacidad calorífica (Q) se realiza mediante ensayos complicados y no muy difundidos como ASTM E 1952 y ASTM D 2766

respectivamente, siendo solo justificable para proyectos de importancia (jerarquía 1 según MEPDG).

En tanto que para otros casos es posible utilizar valores típicos propuestos por NCHRP:

- Conductividad Térmica (K) = $1,25 \frac{Btu}{ft \text{ hr } ^\circ F}$
- Capacidad calórica (Q) = $0,28 \frac{Btu}{lb ^\circ F}$

3.2.3 Criterio de falla del material cementado

Todos los pavimentos durante su vida en servicio son sometidos a cargas dinámicas generadas por el tránsito circulante y a efectos climáticos del lugar en que se emplazan, respondiendo y deteriorándose de acuerdo a los materiales con que fueron construidos, al proceso de construcción y a las técnicas de mantenimiento.

La rotura o falla surge de la relación entre la tensión a la que es sometido el pavimento y la tensión admisible, de la cual surge el número de reiteraciones que soporta el material para esas condiciones. Dicha relación recibe el nombre de criterio de falla.

Existen tres posibles líneas que permiten obtener criterios de falla como es la realización de ensayos de laboratorio que será ajustado por medio de coeficientes al comportamiento en servicio, la experimentación a escala real (Imagen n° 23) y el seguimiento de tramos reales en condiciones reales (Imagen n° 24). (Dra. Inga. Angelone & Dr. Ing. Martinez, 2001) [18].



Imagen n° 23: Pistas de prueba a escala real tipo carrusel, entraron en funcionamiento en 1984 en Nantes (Francia).

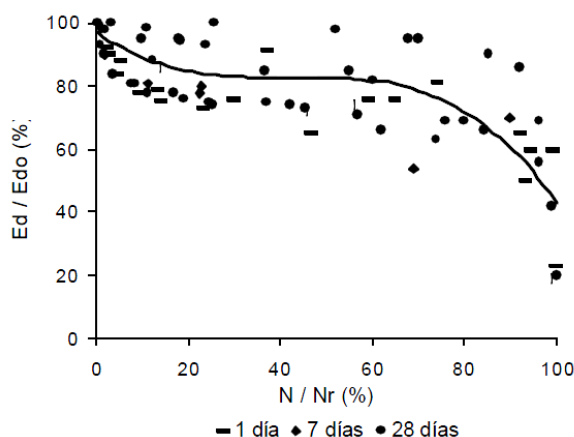


Imagen n° 24: Simulador de carga pesada utilizada por el Instituto Mexicano de Transporte.

Es imperioso el ajuste de los criterios de falla obtenidos en laboratorio sobre la base del comportamiento de estructuras a escala real, debido al gran número de simplificaciones que no se corresponden directamente con la realidad. Existen aspectos particulares que condicionan y modifican los criterios de falla como la distribución lateral de cargas, criterio de fisuración, eje de referencia adoptado, criterios estadísticos.

3.2.3.1 Deterioro por fatiga (Laboratorio)

La fatiga del material cementado es el proceso de deterioro más importante que sufre durante su vida en servicio, por lo que su predicción es relevante. Investigaciones han demostrado que el módulo disminuye de manera apreciable para el primer 10% de los ciclos necesarios para la rotura por fatiga, para luego deteriorarse lentamente hasta alcanzar el 90% de los ciclos aproximadamente, cuando se produce la rotura del material bruscamente (Gráfica n° 13) (Ing. Cassan et al., 2005) [27].



Gráfica n° 13: Variación de la relación modular en función del número de repeticiones (Ing. Cassan et al., 2005) [27].

Si bien el estudio fue realizado para suelo-cal, puede extenderse para demás materiales ligados hidráulicamente, presentando un comportamiento similar.

Como se ha mencionado anteriormente, existen dos tipos de procesos de fatiga, uno debido a la tensión en la parte baja de la capa a partir de esfuerzos cíclicos de carga y descarga, y el otro por esfuerzos cíclicos de compresión en la parte superior.

Entre los factores que afectan el comportamiento a fatiga del material vale destacar:

- Densidad seca y contenido de humedad

Como regla general se puede establecer que un aumento de densidad genera un aumento de vida a fatiga del material. En tanto que un aumento del contenido de humedad resulta en detrimento de la vida a fatiga y un aumento en la fisuración por contracción.

- Proceso de mezcla y uniformidad de contenido de cemento

Un proceso de mezcla eficiente asegura que todo el agregado esté en contacto con el ligante, evitando zonas de debilidades. En estas zonas se pueden generar concentraciones de tensiones que den comienzo a la falla de fatiga. Es por esto que muchas especificaciones obligan a realizar las mezclas en planta, evitando la mezcla in situ.

- Fisuración por contracción y gradientes térmicos

La existencia de fisuras previas acelera las fallas por fatiga. Recordar que las mismas están influenciadas por la plasticidad del material, tipo y contenido de ligante, contenido de humedad, etcétera.

En cuanto a las curvas de fatiga en los materiales tratados con ligante hidráulico, se obtienen de ensayos complejos y largos, en los que es necesario evaluar una importante cantidad de muestras por cada material a estudiar. Como características generales de estas mezclas se puede nombrar la gran dispersión de valores en rotura por fatiga y la aparición brusca de esta rotura. (Ing. Cassan et al., 2005) [27].

A continuación, se comentan brevemente algunas de las investigaciones que existen para describir el desarrollo de la fatiga del material.

3.2.3.1.1 Fatiga por flexión

El número de repeticiones para la aparición de la falla por fatiga (N) en el material esta dado por la relación existente entre la tensión aplicada (σ_t) y la tensión de rotura (σ_f), o la deformación medible (ε_t) y la deformación de rotura (ε_f). Su funcionamiento general se presenta del siguiente modo (Yeo, 2008) [47]:

Ec. n° 2

$$\log N = f_n \left[\frac{\sigma_t}{\sigma_f} \right] \text{ ó } \log N = f_n \left[\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_f} \right]$$

a) Basados en deformación admisible:

La propuesta publicada por la Guía Australiana (Austroads, 2012) [5],

Ec. n° 3

$$N = RF \left[\frac{\frac{113.000}{E^{0,804} [Psi]} + 191}{\varepsilon_f} \right]^{12} = RF \left[\frac{\frac{6.177.579,13}{(E)^{0,804} [MPa]} + 191}{\varepsilon_f} \right]^{12}$$

Fórmula conformada por la deformación medible (ε_t), el número admisible de repeticiones (N), un factor de confiabilidad (RF) y el módulo del material cementado (E).

b) Basados en tensión admisible:

El MEPDG propone:

Ec. n° 4

$$\log N = \left[\frac{k_1 \beta_{c1} - \frac{\sigma_s}{M_R}}{k_2 \beta_{c2}} \right]$$

Asocia el número de repeticiones admisibles (N) con la relación existente entre la tensión en la parte inferior de la capa cementada (σ_s) [MPa] y el módulo de rotura (M_R) [MPa], k_1 y k_2 , corresponden a la calibración inicial siendo 0,972 y 0,0825 respectivamente. Es necesario calibrar oportunamente las constantes β_{c1} y β_{c2} .

Una vez determinado el número de repeticiones admisibles, es posible inferir el deterioro acumulado al momento del estudio mediante la fórmula de Miner, relacionando el número de repeticiones acumuladas hasta el momento (n) y el número de repeticiones admisibles (N):

Ec. n° 5

$$D = \sum_1^n \frac{n}{N}$$

Entonces, es posible estimar el módulo al momento del análisis (E_n) mediante la fórmula propuesta por MEPDG:

Ec. n° 6

$$E_n = E_f + \frac{E_0 - E_f}{1 + e^{(-4+14 D)}}$$

Siendo:

E_n módulo capa cementada al momento del análisis [MPa]

E_0 máximo módulo capa cementada intacta [MPa]

E_f mínimo módulo capa cementada deteriorada [MPa]

D grado de deterioro (0,00 – 1,00) [en formato decimal]

3.2.3.1.2 Fatiga por compresión

A partir de evaluaciones realizadas en Sudáfrica, se propone la siguiente fórmula para contemplar la fatiga a compresión del material:

Ec. n° 7

$$\log N = k_1 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_2 RCS} \right]$$

Relaciona el número de repeticiones admisibles (N) con la relación existente entre la tensión de compresión en la parte superior de la capa cementada (σ_c) [MPa] y RCS [MPa]. Es necesario calibrar oportunamente las constantes k_1 y k_2 .

3.2.3.2 Deterioro por secado (Laboratorio)

A pesar de que es uno de los procesos que más afecta al material, especialmente a edades tempranas, no es contemplada por el MEPDG. Sin embargo, a partir de su importancia, existen diferentes investigaciones que han intentado predecir su aparición, y especialmente su densidad a lo largo de la superficie (espaciamiento y espesor).

Escapa a la presente investigación, pero se han realizado estudios que relacionaron el espaciamiento y espesor de las fisuras con la tensión de rotura a tracción, peso específico del material, módulo elástico, entre otros (George K. , 1968) [22], (Zhang & Li, 2001) [48]).

3.2.3.3 Otros modelos de deterioro (Laboratorio)

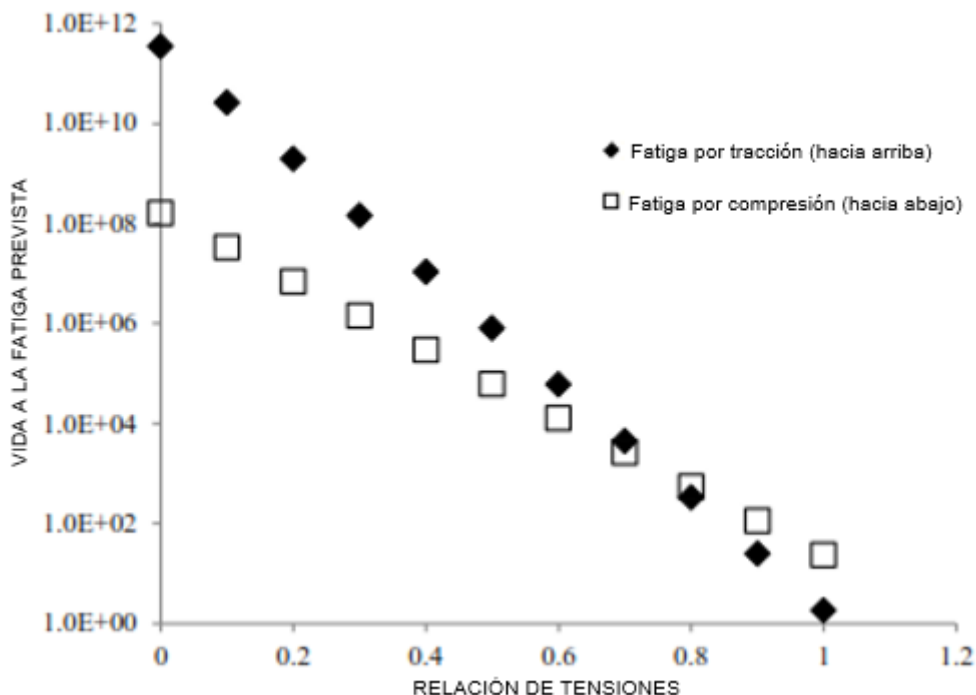
Existen otros modelos de deterioro que intentan predecir el comportamiento del material a partir de procesos de humedecido-secado, congelamiento-deshielo o la erosión por el ingreso de agua a partir de fisuras.

3.2.3.4 Síntesis deterioro material cementado

En la realidad, el material cementado en servicio se deteriora a partir de la conjunción de varios de los fenómenos antes mencionados, pudiéndose suscitar o no al mismo tiempo uno, dos o más procesos.

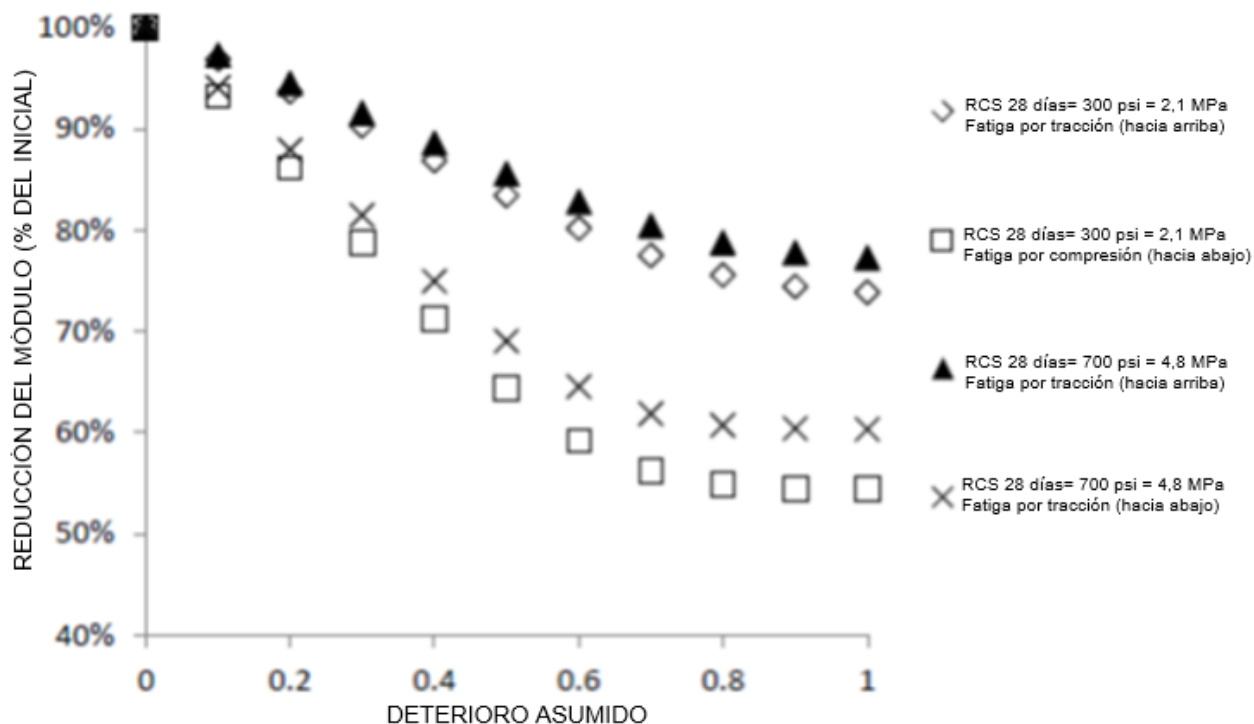
Es por esto que se plantea el presente corolario, conjugando los diferentes fenómenos. Para esto se muestran resultados obtenidos a partir de investigaciones realizadas por la Universidad de Washington, EUA (Haifang & Tuncer, 2013) [23], en las que fue analizado el comportamiento a fatiga de material cementado provisto de RCS a 28 días de entre de entre 2 y 5 MPa, a partir de las fórmulas antes presentadas.

La Gráfica n° 14 muestra que, para bajas relaciones de tensiones, es más perjudicial el deterioro de fatiga por compresión. A partir de que la relación de tensiones supera el 80%, la vida esperada por fatiga disminuye y cobra importancia la fatiga por tracción de las fibras inferiores de la capa cementada.



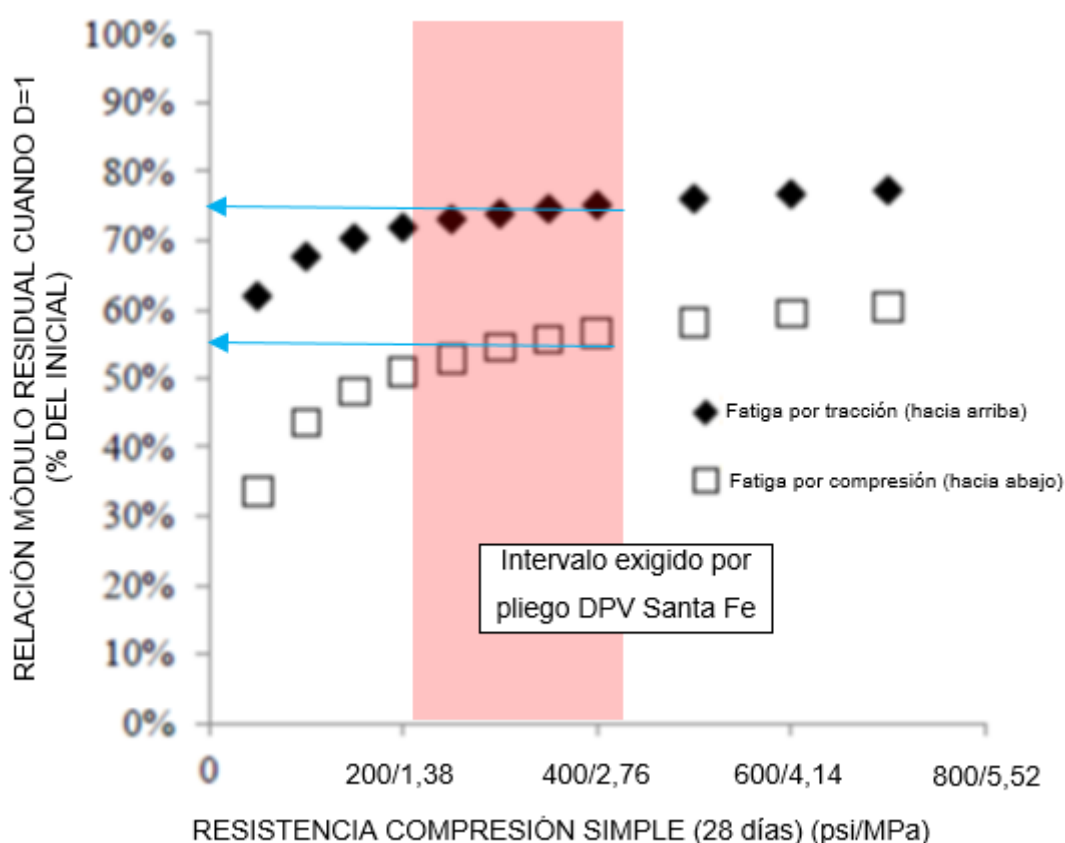
Gráfica n° 14: Repeticiones esperadas en función de la relación de tensión (Haifang & Tuncer, 2013) [23].

La Gráfica n° 15 muestra que la reducción del módulo inicial a partir de procesos de fatiga por compresión, es mayor que para el caso de fatiga por flexión. También se puede inferir que el deterioro es mayor para aquellos casos con menor RCS, siendo más importante esta diferencia para la falla por fatiga de compresión.



Gráfica n° 15: Deterioro modular en función del deterioro. (Haifang & Tuncer, 2013) [23].

La Gráfica n° 16 presenta el módulo final ($D=1=$ deterioro total) que es esperable para diferentes valores de Resistencia a la Compresión Simple, pudiendo observarse mayores módulos residuales a medida que aumenta la resistencia. También, la variación modular producida por fallas de fatiga de compresión es mayor que para el caso de fatiga por flexión. A la gráfica original se le adicionó un área sombreada que es el intervalo aproximado del Estabilizado Granular Cementado exigido por pliego de DPV Santa Fe, infiriendo que el módulo de rotura residual será en promedio el 75% del inicial, mientras que el módulo elástico será de aproximadamente un 55% del original.



Gráfica n° 16: Módulo residual en función de la RCS a 28 días. (Haifang & Tuncer, 2013) [23].

3.3 ENSAYOS DE LABORATORIO PARA CARACTERIZACIÓN DE UN MATERIAL CEMENTADO

Una correcta caracterización de las propiedades del estabilizado cementado permite predecir el comportamiento del mismo. Los ensayos que se realizan sobre este tipo de material se pueden clasificar en: de resistencia, de determinación de módulos elásticos, de fatiga y de durabilidad.

3.3.1 Ensayos de resistencia

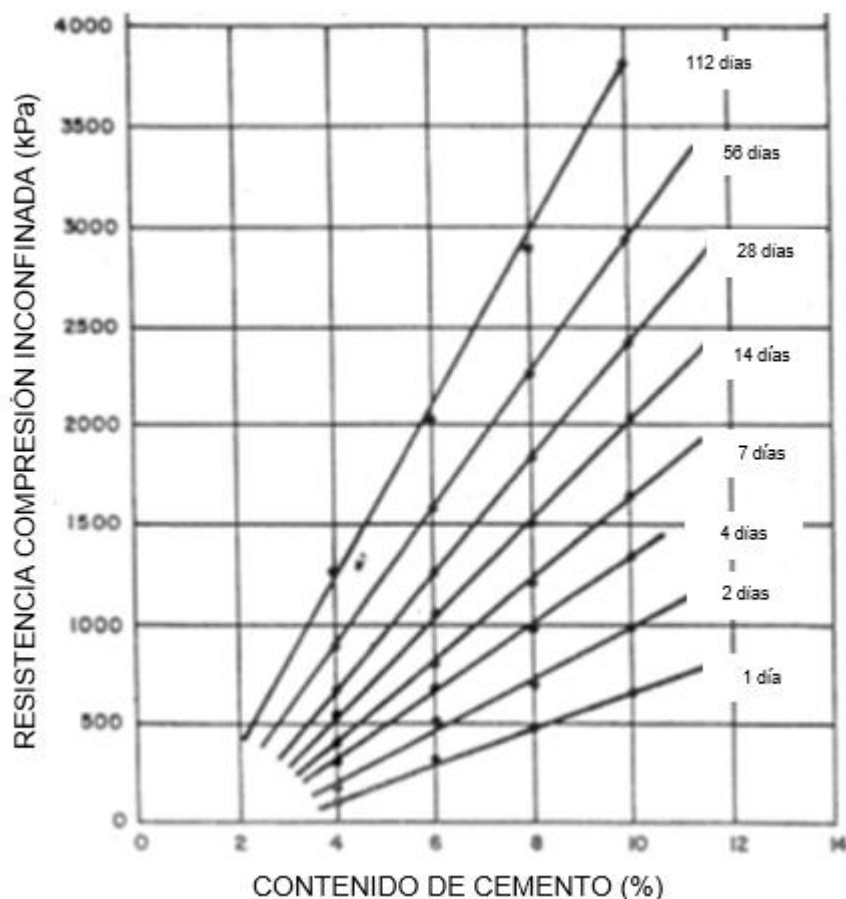
Los valores de resistencia para los distintos esfuerzos pueden ser determinados mediante:

3.3.1.1 Resistencia a compresión simple (RCS)

El ensayo de Resistencia a Compresión Simple (Unconfined Compressive Strength, UCS en inglés) del material cementado es uno de los más difundidos mundialmente debido a su rapidez y simplicidad. A partir del mismo, es posible determinar parámetros como la resistencia a la fatiga por compresión, como también relacionarlo a otros parámetros de módulo de elasticidad y resistencia para el caso de proyectos que correspondan al nivel jerárquico 2 del MEPDG.

Es utilizado tanto para el proceso de diseño como también de control de calidad. Según el MPEDG, se encuentra normalizado por la norma AASHTO T22 “Standard Method of Test for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens”. En nuestro país, de acuerdo a las normas de ensayos de DNV, su procedimiento debe realizarse según la Norma se VN-E19-66.

Distintas investigaciones han demostrado que está influenciado por varios factores, como el contenido de cemento, densidad de compactación, contenido de humedad, condiciones de curado, entre otras (Gráfica n° 17).



Gráfica n° 17: Resistencia a compresión en función del contenido de cemento (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].

Se ha utilizado su determinación para determinar correlaciones con otros aspectos del material:

- 1) Correlación con módulo elástico del material
 - a. Según (Otte, Savage, & Monismith, 1982) [38]:

Ec. n° 8

$$E_0 = 4,16 RCS^{0,88} + 3484 \text{ (Agregado piedra partida)}$$

Ec. n° 9

$$E_0 = 5,13 RCS^{0,88} + 1098 \text{ (Agregado grava natural)}$$

Siendo,

E_0 = Módulo elástico (MPa); RCS = Resistencia a Compresión Simple (kPa)

b. Según (NCHRP, 2004) [37]

Ec. n° 10

$$E_0 = 57000 \sqrt{RCS} \text{ (nivel 2)}$$

Siendo, E_0 = Módulo elástico (Psi); RCS = Resistencia a Compresión Simple (Psi)

$$E_0 = 4733,56 \sqrt{RCS} \text{ (nivel 2)}$$

Siendo,

E_0 = Módulo elástico (MPa); RCS = Resistencia a Compresión Simple (MPa)

2) Correlación con Resistencia a Flexión (M_R)

a. Según (NCHRP, 2004) [37]

Ec. n° 11

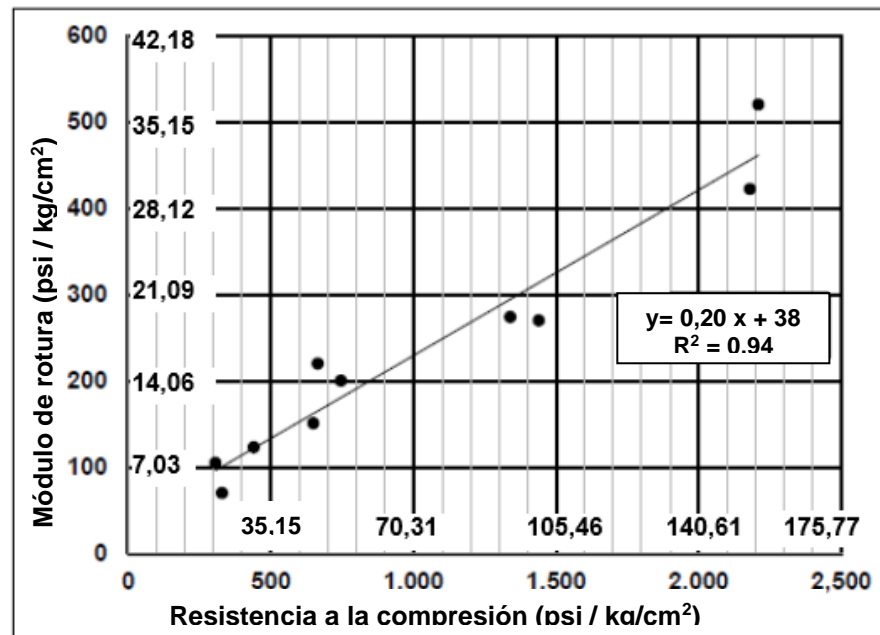
$$M_R = 0,20 RCS_{28 \text{ días}} \text{ (MPa)} \text{ (nivel 2)}$$

b. Según (Scott, 1974) [41]

Ec. n° 12

$$M_R = RCS_{7 \text{ días}} / 4,47 \text{ (MPa)}$$

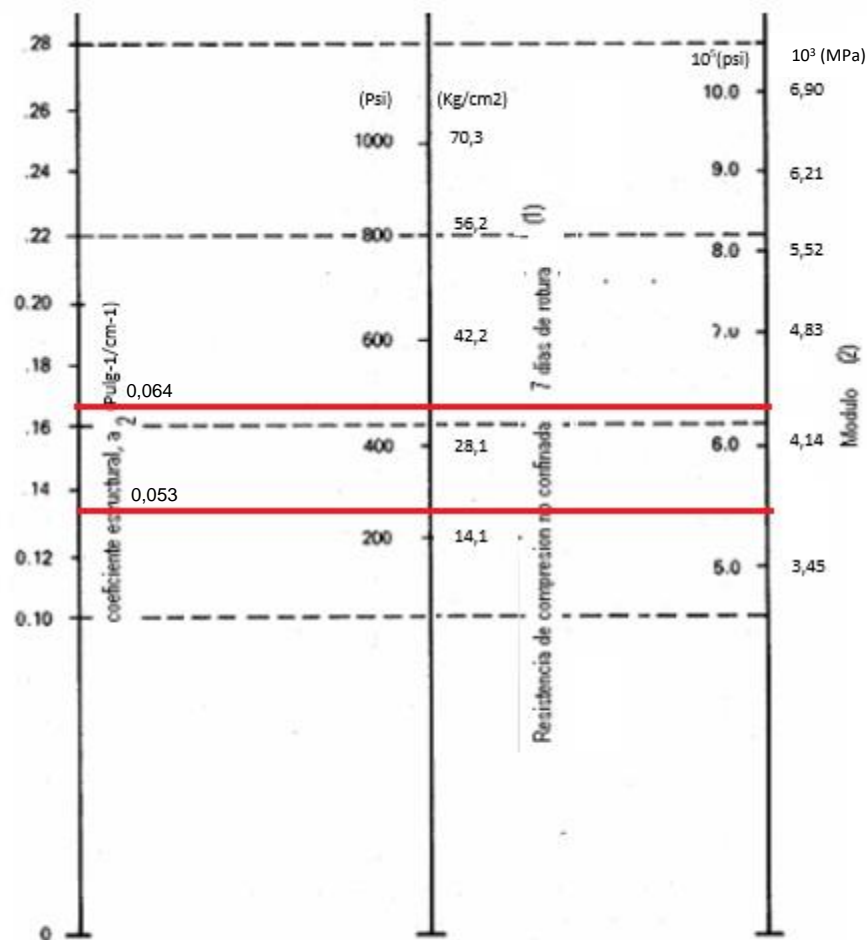
c. Según (Shabbir, Hossain, Harikrishnan, & Ozyldirim, 2017) [43] la correlación es (Gráfica n° 18):



Gráfica n° 18: Relación determinada entre RCS 7 días y MR (Shabbir et al., 2017) [43].

- 3) Se han desarrollado también correlaciones para determinar coeficientes de aporte para aplicar en el Método de diseño AASHTO 1993:

A partir de un promedio de datos de ensayos de compresión a los siete días de los estados de Illinois, Luisiana y Texas, se conformó la correlación de la Gráfica n° 19.



(1) Escala derivada de correlaciones obtenidas en Illinois, Louisiana y Texas
 (2) Escala derivada de proyectos de la NCHRP (3)

Gráfica n° 19: Relación entre módulo elástico, RCP 7 días y coeficiente de aporte AASHTO. (AASHTO, 1993) [1].

De la Gráfica n° 19 se esboza que para los valores de RCS exigidos generalmente en el ámbito de la Provincia de Santa Fe (18 - 30 kg/cm² ó 3.700 – 4.300 MPa) el coeficiente de aporte del material varía entre 0,14 y 0,16 (pulgada⁻¹) o 0,05-0,06 (cm⁻¹).

3.3.1.2 Resistencia a flexión (M_R)

Mediante este ensayo se obtiene la resistencia del material a esfuerzos de flexión y fisuración. Se encuentra normalizado por la norma AASHTO T 97 “Standard Method of Test for Flexural Strength of Concrete”, en la que una viga preparada del material se somete a esfuerzos cíclicos de flexión en 3 puntos. Resulta un ensayo difícil de llevar adelante ya que el preparado de las probetas para casos con medianos y bajos contenido de ligantes es dificultoso; además que la extracción de testigos del pavimento existente resulta compleja.

La mayor ventaja que presenta este ensayo radica en que se evalúa un comportamiento similar al que sufre durante su vida en servicio.

Tal como se mencionó anteriormente, puede ser correlacionada a partir de RCS.

3.3.1.3 Resistencia a tracción indirecta (ITS)

Este ensayo es recomendado para medir la resistencia de tracción del material, característica de relevancia para el proceso de fisuración por secado. Mediante la carga cíclica de la probeta con esfuerzos de compresión diametral, se producen esfuerzos de tracción transversalmente a la dirección de carga.

Algunas ventajas que presenta este ensayo son:

- La falla no se encuentra afectada por la probeta y las condiciones de la misma.
- La falla se da en una región de tensiones uniformes.
- Es un ensayo relativamente simple y repetible.
- Además puede ser usado para la medición del módulo elástico, el coeficiente de Poisson, la resistencia a fatiga, etcétera.

Se encuentra normalizado mediante la norma AASTO T198 “Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens” y ASTM C496 “Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens”.

3.3.1.4 Resistencia a tracción directa (DTS)

Somete a la probeta a esfuerzos de tracción en la misma dirección, pero con sentidos opuestos. Se encuentra normalizado bajo la Norma ASTM D2936-20 “Standard Test Method for Direct Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens”.

La ventaja del ensayo radica en que representa las tensiones que sufre el material cuando es sometido a esfuerzos durante el secado. Sin embargo, presenta muchas limitaciones, como la preparación de las probetas de aproximadamente 3 horas y fallas fuera de la porción central, haciendo que el ensayo sea difícilmente repetible, por lo que es remplazado por el de Resistencia a tracción indirecta (ITS). (Bazant & Cedolin, 1992) [7]. Se han desarrollado correlaciones entre ambos parámetros a partir de investigaciones realizadas en Brasil (Balbo, 1993) [6]:

Ec. n° 13

$$DTS = 0,52 ITS \text{ [MPa]}$$

Ec. n° 14

$$ITS = 0,712 + 0,115 RCS \text{ [MPa]}$$

3.3.1.5 Resumen correlaciones de parámetros en el ámbito de la Provincia de Santa Fe a partir de la determinación de ensayos de resistencia

Teniendo en cuenta las exigencias de los pliegos de DPV Santa Fe para el Estabilizado Granular Cementado, RCS a los 7 días que varían desde 1,76 MPa como mínimo, a 2,94 MPa como máximo, y la utilización de piedra triturada, las correlaciones y valores frecuentemente usados son:

- $E_0 = 6.500 - 8.200 \text{ MPa}$ (Otte et al., 1982) [38]
- $E_f = 690 \text{ MPa}$ (NCHRP, 2004) [37]
- $M_R = 0,40 - 0,67 \text{ MPa}$ (Scott, 1974) [41]
- $ITS = 0,92 - 1,06 \text{ MPa}$ (Balbo, 1993) [6]

Para el diseño de pavimentos mediante AASHTO 93, el coeficiente de aporte obtenido es:

$$- a = 0,053 - 0,065 \text{ cm}^{-1} \text{ (AASHTO, 1993) [1]}$$

3.3.2 Ensayos para determinación de módulos elásticos

El MEPDG precisa de la determinación de módulos elásticos para predecir la deformación que sufre el material cuando es sometido a una determinada tensión.

La determinación de módulo elástico se puede realizar a partir de ensayos destructivos como el de compresión, tracción, flexión; o no destructivos como el denominado módulo sísmico y el módulo acústico.

3.3.2.1 Ensayo a flexión

Este ensayo resulta el indicado para la determinación del módulo de materiales cementados, de acuerdo a lo mencionado en el apartado 3.3.1.2 Resistencia a flexión (MR) y es realizado generalmente en laboratorios centrales que se encargan del estudio de las propiedades de los materiales y el diseño de mezclas.

Algunos inconvenientes que presenta son que puede resultar complicado el moldeo de probetas con bajos contenidos de ligante y la extracción de testigos del pavimento existente resulta compleja.

3.3.2.2 Ensayo a compresión

Una alternativa es utilizar el ensayo de compresión (ASTM C 469), recomendado por el MEPDG para la determinación de módulo elástico para proyectos de jerarquía (nivel 1) mediante el cual se somete a una probeta a esfuerzos de tensión de carga estática, y se determina la relación tensión-deformación, como también deformación radial y longitudinal.

Originalmente, el ensayo fue diseñado para materiales fuertemente cementados, debiendo ser evaluado su validez para casos de contenidos bajos de ligante.

3.3.2.3 Módulo de Tracción Indirecta

Otra alternativa es la determinación del módulo mediante el ensayo de tracción indirecta antes mencionado. Debido a las ventajas antes comentadas para la determinación de Resistencia a tracción indirecta (ITS), es considerado un modo práctico y confiable para la determinación de módulos con relativamente poco equipamiento.

Se ha demostrado que los módulos elásticos determinados mediante ensayos de compresión y tracción se pueden adoptar idénticos variando su correlación entre 0,96 y 1,09 para probetas ensayadas a los 28 y 56 días, respectivamente. Al mismo tiempo, se obtienen valores por encima a los determinados mediante el método flexional. (Balbo, 1993) [6].

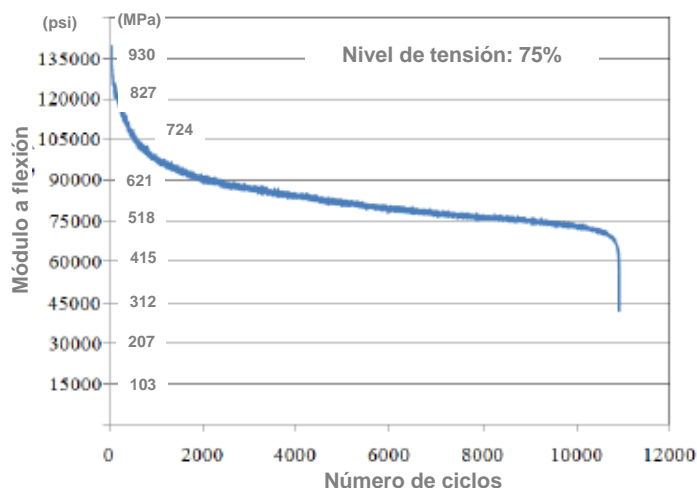
3.3.2.4 Ensayos no destructivos para la determinación de módulos

Opciones no destructivas a los ensayos antes mencionados fueron determinados, como es el caso del Módulo Sísmico (ASTM C215), en el cual se determina el Módulo de Young a partir de la velocidad en que una onda elástica se propaga por la probeta, siendo un modo de evaluación rápido y de bajo costo.

Otra alternativa no destructiva es la utilización de ultrasonido (ASTM C597), determinando el tiempo que demora una onda de sonido para atravesar una probeta.

3.3.3 Ensayos de fatiga

A partir de la aplicación de cargas cíclicas sobre las probetas es posible determinar una relación entre la evolución del módulo a flexión, y la relación de tensiones entre la máxima y la existente (Gráfica n° 20).



Gráfica n° 20: Degradación típica del módulo a flexión debido a la fatiga (Haifang & Tuncer, 2013) [23].

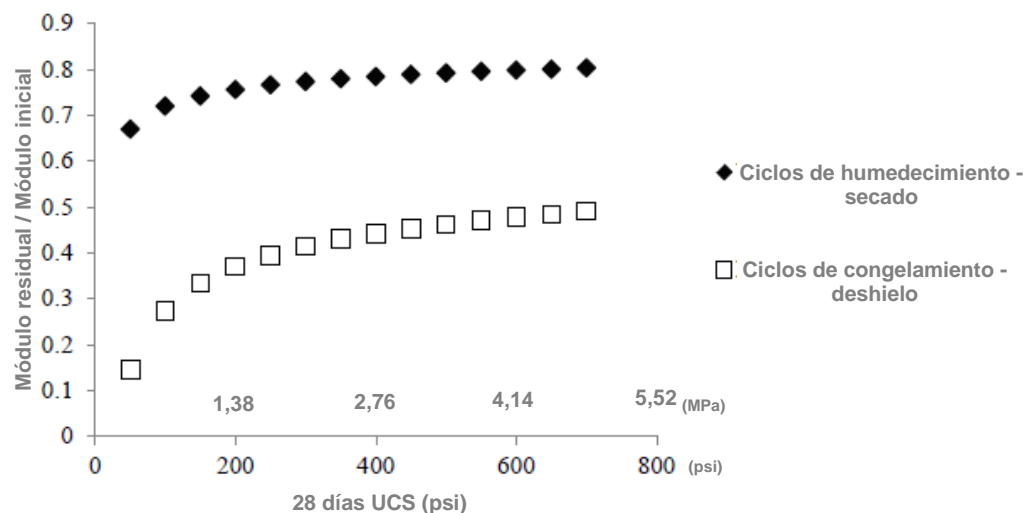
De acuerdo al Dr. Ing. Kraemer y Martínez de Aragón (Dr. Ing. Kraemer & Ing. Martínez de Aragón, 1977) [16] mientras la tensión radial de tracción en la cara inferior de la capa no supere el 50% de la resistencia a flexotracción de la capa cementada, no se producen daños de fatiga. Superado ese valor se generan fisuras y la consiguiente disminución del módulo de elasticidad.

Modelo a gran escala

Mediante un prototipo de la estructura del pavimento, se aplica una carga cíclica mediante un plato que simula el rodado de un vehículo. En este ensayo, la representación de las condiciones en las que trabaja el pavimento en servicio es de suma importancia para que tenga representatividad.

3.3.4 Ensayos de durabilidad

A partir de ensayos en los que se somete a las probetas a procesos de humedecimiento y secado, para luego medir la erosión que sufre el material, se obtienen resultados interesantes para analizar el proceso de bombeo que puede producirse en el material a partir del ingreso de agua por las fisuras y la erosionabilidad del mismo. Disminuciones del módulo inicial del material de hasta el 70% luego de 12 ciclos indican la importancia de ser considerado en el proceso de diseño (Khoury & Zaman, 2007) [31], más aún en casos de bajo contenidos de cemento (Gráfica n° 21).



Gráfica n° 21: Relación modular luego de ensayo de durabilidad (Haifang & Tuncer, 2013) [23].

En Argentina está contemplado por la Norma de Ensayo VN-E21-66 de DNV, la que establece que se moldeen tres probetas con diferentes porcentajes de cemento, y una vez compactadas y curadas, se sometan a doce ciclos de humedecimiento, secado y desgaste mediante cepillo metálico para determinar la pérdida de material que sufren. También puede ser aplicable el ensayo de ciclos de congelamiento y deshielo en zonas que sufran de este fenómeno.

Aunque es un ensayo controversial ya que muchas veces es considerado demasiado severo, además de ser extremadamente largo, es el único asimilable a la durabilidad del material, y en la práctica, experiencias sudafricanas comprobaron su validez para determinar casos de falla prematura de pavimentos. (National Institute for Transport and Road Research South Africa, 1986) [35].

En Natal, Sudáfrica, se ha realizado una investigación mediante el pasaje del Heavy Vehicle Simulator (VHS) por una base cementada. A partir de los resultados se obtuvo que una pérdida máxima de 40% en masa de material podría ser aceptable para este tipo de bases, alejado del máximo 14% que generalmente indican diferentes reglamentos para este tipo de ensayo. (Freeme, Maree, & Viljoen, 1982) [20].

3.4 CARACTERIZACIÓN A PARTIR DE LA AUSCULTACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS PAVIMENTOS

La auscultación es una herramienta con la que cuenta la ingeniería vial actual que permite conocer y controlar el comportamiento de las obras en servicio, proporcionando información del estado para la toma de decisiones de diseño y mantenimiento.

En Argentina, la auscultación de pavimentos tiene su inicio en la década de 1960 como consecuencia del AASHO Road Test. La Regla Benkelman fue de los primeros sistemas de auscultación en el ámbito nacional (1962), mediante la cual se comenzaron a realizar evaluaciones y refuerzos. Además, se introdujeron al país Rugosímetros Dinámicos Integradores, para determinar índices de estado presente (PSI) y así realizar una evaluación de la red de carreteras nacionales.

Posteriormente, a partir de la década de 1980 DNV crea el Grupo de Evaluación de Pavimentos, se introdujo nuevo equipamiento (Deflectómetros Lacroix, Rugosímetros BPR, entre otros) y se comenzó un seguimiento anual de caminos, con lo que fue posible hacer un control del comportamiento en servicio de pavimentos y se establecieron las bases de las metodologías de auscultación y evaluación de pavimentos del país.

Durante la década de 1990, con la concesión de rutas mediante contratos en los que se establecían los parámetros necesarios en ellas permitió el ingreso de nuevos equipos al país para el seguimiento de los tramos. (Ing. Tosticarelli, Ing. Muzzolini, Dra. Ing. Pagola, Dr. Ing. Giovanon, Dr. Ing. Martínez, & MSc. Ing. Mezzelani, 2006) [29].

Actualmente para la auscultación deflectométrica existen Reglas Benkelman Doble (adaptación argentina de la Regla Benkelman Simple), Deflectómetros Lacroix y Deflectómetros de Impacto (FWD). En tanto que para determinar parámetros de estado, existen Rugosímetros (Tipo Respuesta, Inerciales, Laser), Barras Transversales (a ultrasonido, rayos infrarrojos, sensores laser), Equipos Multifunción (MRM, ARAN y ASTRA), Medidores de fricción (péndulos, Mu meter, grip tester, scrim), Georradar, etcétera.

A continuación, se profundiza en las metodologías de auscultaciones que serán utilizadas en el presente trabajo.

3.4.1 Deflectómetros de Impacto (FWD)

Los deflectómetros de impacto, o Falling Weight Deflectometers (FWD) en inglés, son equipos que permiten evaluar la capacidad estructural de la calzada a través de la medición de la deflexión en superficie, bajo la acción de una carga de impacto, simultáneamente en el centro del área cargada y en varios puntos alejados de la misma; obteniéndose el cuenco de la deformada bajo una carga dinámica, similar a la de un vehículo pesado (Imagen n° 25). (Dr. Ing. Giovanon & Ing. Tosticarelli, 1995) [14].

A partir de los resultados obtenidos, y mediante retroajuste modular es posible modelizar la estructura del pavimento y caracterizar las distintas capas componentes de la misma.

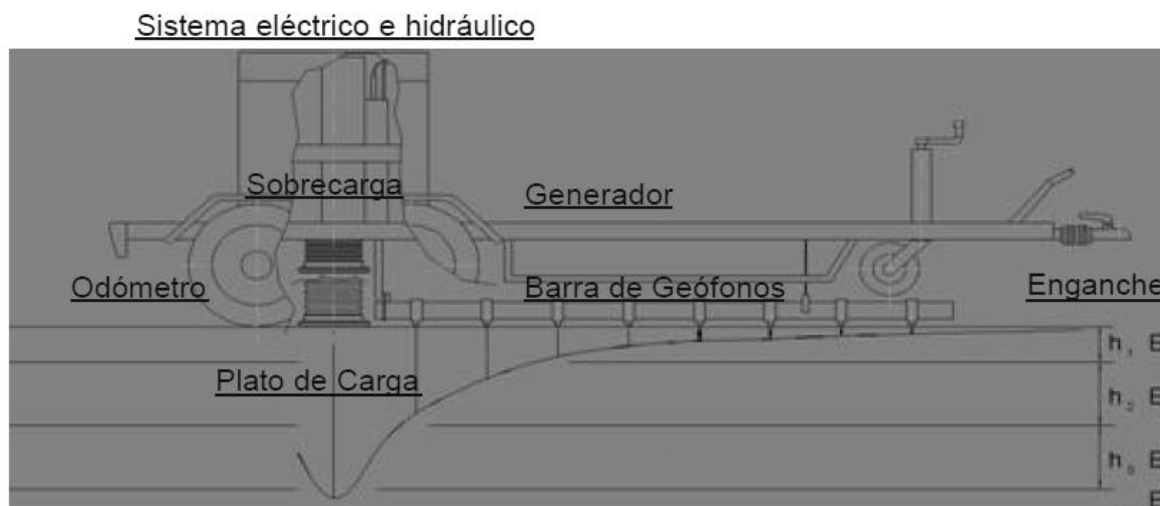


Imagen n° 25: Funcionamiento deflectómetro de impacto (Ing. Tosticarelli et al., 2006) [29]

El deflectómetro de impacto tipo FWD, aplica en la superficie del pavimento una carga dinámica en forma de impulso similar, tanto en duración como en magnitud, a la producida por los vehículos que la circulan, mientras que las vibraciones son captadas por sensores a distintas distancias de la carga (Imagen n° 26). Cada uno de ellos mide la deformación elástica recuperable en el punto asociado, lo que representa la respuesta estructural de la estructura existente.

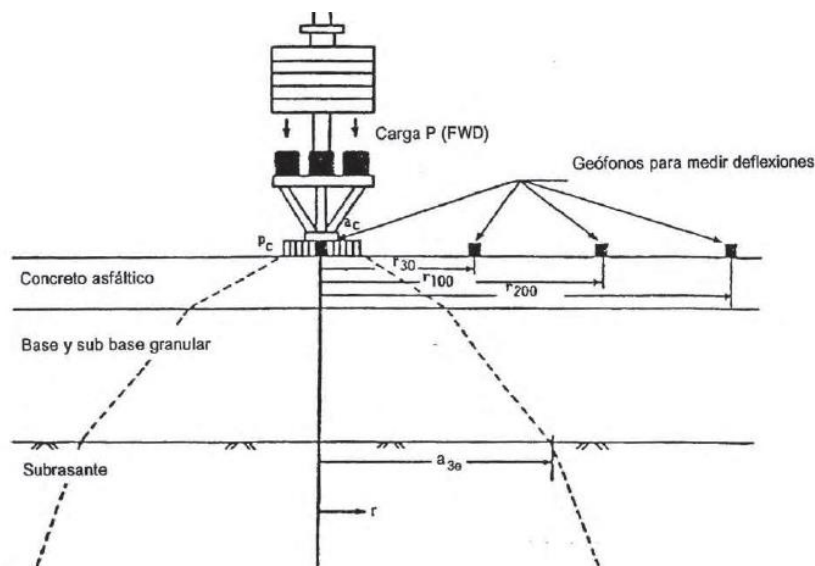


Imagen n° 26: Tensiones producidas y su relación con los sensores del equipo FWD. (AASHTO, 1993) [1]

Las normas ASTM 4694/5-87 fijan la metodología general de medición de deflexiones y en particular del FWD, definiendo un rango de operación de entre -10 a 50 °C. Es por esto que mediciones realizadas a una temperatura diferente a 20 °C deben ser ajustadas, de modo que sean comparables.

A partir de la medición se puede determinar:

- Tramos de comportamiento homogéneos (un método posible es el propuesto por AASHTO '93, Método de Diferencias Acumuladas).
- Obtener datos para el cálculo de refuerzos mediante retrocálculo
- Medición de transferencia de cargas en juntas para el caso de pavimentos de hormigón.
- Obtener valores de radio de curvatura con menor dispersión.

Sin embargo, la realización de ensayos en paralelo permite verificar la coherencia de los valores obtenidos por medio del retroajuste. Una vez terminada la obtención de módulos de las distintas capas, es posible realizar un análisis utilizando teorías mecanicistas o el Diseño AASHTO 1993 de modo de comparar resultados y tomar decisiones.

3.4.2 Penetrómetro dinámico de cono (DCP)

Herramienta simple de operatoria manual desarrollada en Sudáfrica que permite evaluar la capacidad estructural de suelos cohesivos y granulares o levemente cementados. Determina la resistencia que ofrece una determinada capa a ser penetrado por un cono de dimensiones prefijadas

debido a la energía suministrada por una masa de peso determinado que cae libremente desde una altura prefijada (penetración dinámica), lo que está relacionado a la resistencia a corte del mismo. (Ing. Tosticarelli, Dr. Martinez, & Dra. Angelone, 1994) [28].

Existen distintos equipos desarrollados alrededor del mundo que utilizan el mismo concepto, especialmente en Bélgica, Alemania y Sudáfrica; diferenciándose principalmente en las masas utilizadas y las alturas de caída.

A partir de su utilización, es posible la caracterización in situ de subrasantes y capas no ligadas o levemente cementadas, permite control sobre la compactación y las técnicas constructivas utilizadas. Se utiliza también en conjunto con la medición de deflexiones y la ejecución de perforaciones de las calzadas, para la aplicación de la metodología de retrocálculo.

La existencia de capas superiores fuertemente ligadas como concretos asfálticos, deben ser removidas mediante calado de probetas cilíndricas a partir de las cuales se podrá realizar la determinación del módulo dinámico de estas en laboratorio.

Las principales ventajas que presenta esta tecnología son:

- Bajo costo de operación
- Ensayo prácticamente no destructivo
- Repetitividad de resultados
- Tratamientos estadísticos de los resultados
- Correlación con otros ensayos CBR, Módulo Resiliente, Resistencia a la compresión.
- Cada medición se realiza en un tiempo menor a 10 minutos por lo que resulta un ensayo relativamente rápido

En nuestro país se encuentra reglamentada por la norma "IRAM 10540/2011: Determinación del índice de penetración mediante el penetrómetro dinámico de cono liviano (DCPL)".

3.4.2.1 Equipamiento

El equipo está compuesto por una lanza provista de una punta cónica a 60° respecto la horizontal y 20 mm de ancho, que se hince a partir de la energía suministrada por una masa de 8 kg en caída libre desde una altura de 575 mm (Imagen n° 27).

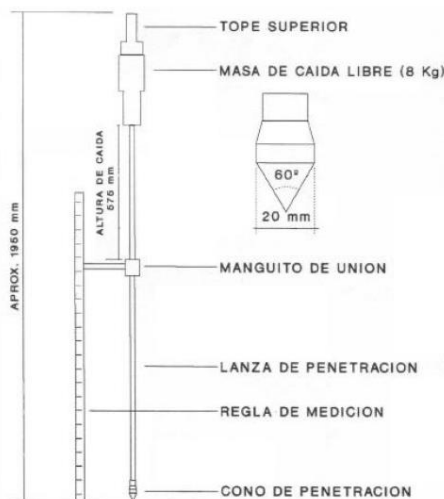


Imagen n° 27: Equipamiento Penetrómetro de Cono (Ing. Tosticarelli et al., 1994) [28].

3.4.2.2 Metodología de ensayo

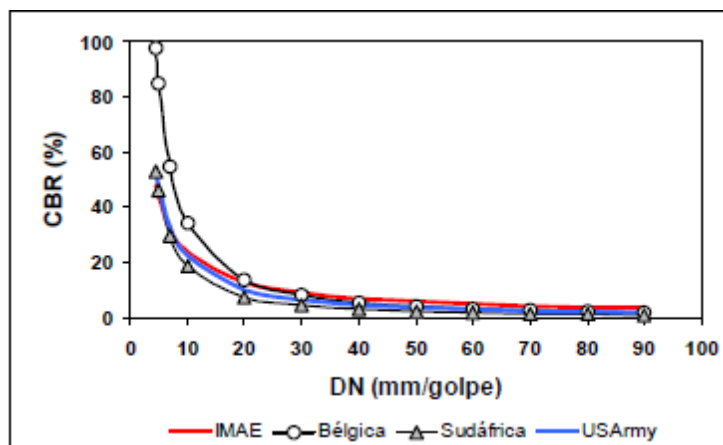
Este ensayo es muy difundido debido a su practicidad, dado que precisa de poco personal para llevarlo a cabo (al menos 2 personas): uno de ellos encargado del instrumental, mientras que el otro del registro de los milímetros que penetra la lanza para cada número de golpes. Los resultados son recogidos en una planilla en la que se indica para cada serie de golpes la profundidad alcanzada por el cono de penetración, alcanzándose habitualmente 800 mm de profundidad

A partir de los resultados registrados, es posible representarlos en gráficas que faciliten su interpretación, como es la curva DCP ($f(n^{\circ} \text{ de golpes}) = \text{profundidad}$) y el Diagrama Estructural ($f(DN) = \text{profundidad}$).

Se hace necesario la interpretación de los resultados obtenidos, debiendo determinar su origen, como un contenido diferente de humedad, diferentes grados de compactación o el traspaso a otro tipo de material o capa.

3.4.2.3 Correlación DCP y CBR (Penetración y Valor Soporte)

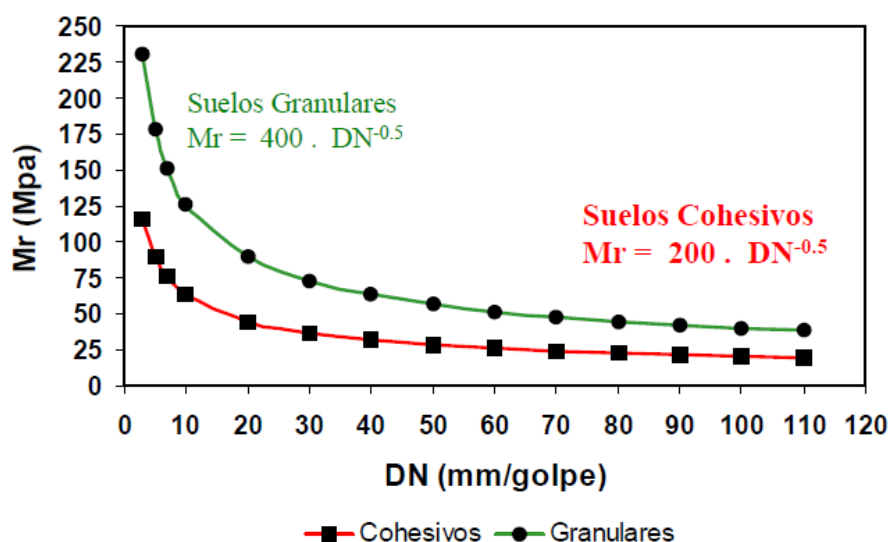
El Laboratorio Vial del IMAE, Rosario, Santa Fe ha establecido relaciones a partir de la realización de ensayo DCP sobre probetas confeccionadas para la realización del ensayo del Valor Soporte Relativo (CBR) (Gráfica n° 22).



Gráfica n° 22: Comparativa relación CBR-DCP. Laboratorio Vial IMAE.

3.4.2.4 Correlación DCP y Mr (Penetración y Módulo Resiliente)

A partir de experiencias realizadas en Países Bajos (Chua, 1988) [11], el Laboratorio Vial del IMAE estableció curvas de correlación propias para las condiciones de ensayo y suelos que se utilizan en la Región Litoral de Argentina. (Ing. Tosticarelli et al., 1994) [28]. Se establecieron curvas tanto para suelos cohesivos y granulares, como también para suelos modificados con ligantes hidráulicos (Gráfica n° 23), y también se establecieron relaciones entre el módulo del material y el n° de golpes.



Gráfica n° 23: Comparativa relación Mr-DN región Litoral. Laboratorio Vial IMAE.

Ec. n° 15

$$Mr = \frac{200}{\sqrt{DN}} (\text{suelos cohesivos}) \text{ [MPa]}$$

Ec. n° 16

$$Mr = \frac{400}{\sqrt{DN}} (\text{suelos granulares}) \text{ [MPa]}$$

Ec. n° 17

$$Mr = \frac{300}{\sqrt{DN}} (\text{suelos modificados con ligantes hidráulicos}) \text{ [MPa]}$$

3.4.3 Extracción de testigos

La extracción o calado de testigos mediante la utilización de broca giratoria permite la verificación de materiales ligados componentes y espesores de cada una de esas capas. Además, permite realizar diferentes ensayos sobre las capas extraídas:

- Fluencia y estabilidad Marshall
- Peso unitario
- Recuperación de árido y verificación de granulometría utilizada
- Wheel tracking test
- RCS de capas cementadas

También es un punto de partida para otros ensayos, ya que permite generar una abertura en el paquete desde donde se puede llevar adelante el ensayo de penetración de cono antes mencionado.

3.4.4 Evaluación superficial

Un examen visual de diagnóstico y rutina permite observar deterioros superficiales que pueden deberse a fallas ocultas en las capas inferiores. De esta manera es posible evidenciar:

- Fisuración
- Ahuellamiento
- Peladuras, desprendimientos, exudaciones
- Baches
- Bacheos realizados anteriormente

Esta evaluación en conjunto con el de deflexiones antes comentado permite determinar tramos homogéneos. Esto es lo que se realiza en la presente investigación, adoptándose tramos sin baches, con idénticos paquetes estructurales y similar deformación ante cargas impuestas.

3.5 RETROAJUSTE MODULAR

Mediante el software BackVide se plantea un modelo empírico mecanicista utilizado para predecir el comportamiento en servicio de pavimentos flexibles, desarrollado en el Laboratorio Vial de la Universidad Nacional de Rosario por el Dr. Ing. Oscar Giovanon y la Dra. Inga. Marta Pagola.

En este procedimiento, se ajustan los módulos y/o ecuaciones de las distintas capas de una estructura vial, en base a la medición de deformaciones en superficie o mediante características de los materiales de un pavimento determinadas a partir de ensayos complementarios.

Presenta una herramienta de interés, ya que permite el retroajuste modular en base a mediciones de campo y/o de laboratorio, que fue utilizada en la presente investigación.

Su funcionamiento se basa en un grupo de subprogramas que interactúan entre sí:

- *Backmod*, el cual realiza un ajuste de la estructura en función de las deflexiones medidas.
- *Vida*, que determina la vida útil de acuerdo a una resolución mecanicista.
- *Deterioro*, estima la evolución del deterioro (ahuellamiento y fisuración), teniendo en cuenta la variación de los materiales en el tiempo.

A partir de deflexiones obtenidas mediante auscultaciones en un determinado pavimento, y el conocimiento del paquete estructural del mismo, es posible ajustar el módulo resiliente o rigidez que cada una de las capas de la estructura tiene al momento del ensayo deflectométrico. El software genera una matriz, en la que cada sensor aporta una ecuación constitutiva, que tiene en cuenta la deformación de cada una de las capas, y la rigidez de cada uno de los elementos resultan las incógnitas. La mayor cantidad de sensores por lo tanto aumenta la posibilidad y exactitud del ajuste.

No debe suponerse que la medición de deflexiones es suficiente para ajustar la estructura, siendo necesaria la realización de ensayos adicionales que permitan adoptar hipótesis modulares o analizar la coherencia del módulo.

La realización del Retroajuste modular permite:

- Ajustar módulos de trabajo de la estructura en la condición de ensayo.
- Valorar diferentes módulos de trabajo en distintas épocas del año, acorde a variaciones de condiciones (temperatura y humedad).
- Valorar el progreso del deterioro de materiales ligados y estabilizados.

Es posible realizar análisis con condiciones fijas iniciales como habitualmente se realiza en los métodos mecanicistas clásicos o plantear la estructura como un ente que evoluciona a lo largo de la vida, presentando un deterioro progresivo de los materiales. También se puede tener en cuenta el entorno climático el cual motiva variaciones de temperatura y humedad que condicionan el comportamiento estructural (deterioro modular de materiales ligados, variaciones de condiciones en materiales no ligados, variación modular y envejecimiento de asfaltos, etcétera).

Capítulo 4: FASE EXPERIMENTAL

4.1 METODOLOGÍA UTILIZADA

Se seleccionó un conjunto de tramos testigos en servicio de la red vial de la Provincia de Santa Fe, en los que se evaluó su respuesta estructural mediante deflexiones obtenidas con equipo FWD para luego, mediante el programa de retrocálculo BackViDe, modelizar el paquete estructural y caracterizar cada una de las capas componentes.

También se realizaron ensayos complementarios en las demás capas con el objetivo de aproximar el estado de las mismas, y así eliminar incógnitas de la matriz del pavimento.

Para el caso de pavimentos nuevos, se obtuvieron datos de ensayos de laboratorio realizados durante la obra, los que se utilizaron también para la caracterización de los materiales.

En los tramos evaluados, las capas de Estabilizado Granular Cementado presentaban diferentes edades desde su construcción y en superficie diferentes grados de deterioros, lo que permitió evaluar el comportamiento modular de la mezcla en distintas etapas de su vida en servicio, y en distintas condiciones superficiales del pavimento.

A continuación, se resume la metodología que se utilizó para la evaluación.

4.1.1 Evaluación de deflexiones medidas

A partir de mediciones de deflexiones al momento de apertura al tránsito en tramos nuevos, fue posible caracterizar modularmente al material granular cementado en las primeras edades. Este valor se corresponde al valor de Módulo Elástico Inicial definido por el MEPDG, el cual a partir de bibliografía antes mencionada puede variar entre 3.000 y 8.000 MPa.



Imagen n° 28: Equipo deflectómetro perteneciente a la Dirección de Vialidad Provincial, con el que se evaluaron algunos de los tramos mencionados.

De modo similar a lo antes detallado, durante la vida en servicio, se midieron deflexiones a partir de las cuales, por medio de retrocálculo, se evaluó la evolución modular de la capa cementada (Imagen n° 28).

4.1.2 Ensayos y tareas complementarias

Se obtuvieron datos para la caracterización de las demás capas que conforman cada uno de los paquetes estructurales analizados a partir de ensayos complementarios entre los que se puede mencionar:

- Determinación Limite Líquido, Límite Plástico, Índice plástico, Pasante tamiz n° 4 y Pasante tamiz n° 200
- Clasificación de suelos: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos y Highway Research Board
- Densidad por el Método de la Arena (VN-E8-66)
- Ensayo de compactación Proctor
- Valor Soporte Relativo (CBR) (suelos no ligados)
- Resistencia a compresión simple (suelos ligados)
- Método de Ensayo Marshall (mezclas asfálticas)

4.1.2.1 Calados de testigos

Se realizaron calados para conocer espesores y materiales componentes de cada una de las capas componentes (Imagen n° 29 e Imagen n° 30).



Imagen n° 29: Calado de testigos sobre RP90.



Imagen n° 30: Determinación de capas y espesor en un testigo calado.

4.1.2.2 Ensayo DCP

A los efectos de valorar la capacidad portante y caracterizar las capas no ligadas subyacentes a la capa cementada, se ejecutaron mediciones mediante DCP desde la superficie de la primera capa no ligada en profundidad, hasta alcanzar una profundidad de 80 cm, es decir un metro aproximadamente por debajo de la rasante (Imagen n° 31).

A partir de este ensayo se determinó la resistencia a penetración de las capas inferiores y se correlacionó al módulo de las mismas mediante las fórmulas desarrolladas para tal fin (Ec. n° 15, 16 y 17).



Imagen n° 31: Ejecución ensayo de penetración (DCP) sobre rutas provinciales.

4.1.3 Retrocálculo

De las deflexiones medidas y los ensayos complementarios se determinó, por medio de la metodología de retrocálculo, el módulo de la capa cementada en cada uno de los cuencos medidos.

Luego, fueron determinadas y analizadas las siguientes variables estadísticas características de cada uno de los casos analizados:

- Valor mínimo (M_{min})
- Valor máximo ($M_{máx}$)
- Mediana (M_{med})
- Percentil 25 ($M_{25\%}$)
- Percentil 75 ($M_{75\%}$)

4.1.4 Tránsito soportado

A lo largo de los años, DPV Santa Fe realiza conteos de tránsito a partir de los cuales infiere el Tránsito Medio Anual de cada una de las rutas de su jurisdicción.

Los mismos clasifican el volumen de tránsito pasante en:

- Autos
- Camionetas
- Ómnibus de 2 ejes
- Ómnibus de 3 ejes
- Camión 1-1
- Camión 1-2
- Camión con acoplado 1-1-1-1
- Camión con acoplado 1-1-1-2
- Camión semi 1-1-1
- Camión semi 1-1-2
- Camión semi 1-2-2
- Camión semi 1-2-3

Esta información fue utilizada para inferir en cada uno de los tramos analizados el volumen de ejes estandarizados de 80 kN ($N_{8,2}$) que han circulado por los mismos a lo largo del periodo en servicio.

4.2 TRAMOS AUSCULTADOS

Se seleccionaron tramos experimentales que presentaban comportamiento aparentemente homogéneo de paquetes estructurales y edad en servicio similar a lo largo de su longitud. Asimismo, se evitaron impactos de deflexiones sobre bacheos y puntos heterogéneos del tramo.

En la Tabla n° 3 se consignan los tramos experimentales seleccionados:

	Ruta	Tramo	Ubicación	Longitud (m)	Condición	Año medición de deflexiones
1	RP n°2	Km 273+000 - 281+100	Dpto. 9 de Julio (SFE)	8.100	Repavimentado 2004	2016
2	RP n°2	Km 301+500 - 308+700	Dpto. 9 de Julio (SFE)	11.300	Repavimentado 2004	2016
3	RP n°10	Km 108+900 - 125+150	Dpto. San Jerónimo (SFE)	16.250	Repavimentado 2005	2016
4	RP n°17	Km 14+200 - 34+100	Dpto. San Cristóbal (SFE)	19.900	Repavimentado 2005	2016
5	RP n°22-s	Km 0+200 - 10+900	Dpto. Rosario y Constitución (SFE)	10.950	Pavimentado 2016	2016
6	RP n°91	Km 1+000 - 8+500	Dpto. San Lorenzo (SFE)	7.500	Repavimentado 2005	2016
7	RP n°90	Km 124+900 - 149+800	Dpto. Constitución y Gral. López (SFE)	24.900	Repavimentado 2008	2008, 2018 y 2021

Tabla n° 3: Cuadro resumen tramos evaluados.

En total se evaluaron aproximadamente cien kilómetros de rutas provinciales con mil ensayos deflectométricos para la ejecución de retrocálculo.

4.2.1 **Obra:** Ruta Provincial n° 2 – **Tramo:** Km 273+000 – 281+100

El tramo cuenta con una longitud de 8.100,00 metros y se extiende desde la localidad de Esteban Rams hacia el norte, ubicada en el departamento 9 de Julio, sector noroeste de la Provincia de Santa Fe. El ancho de calzada varía entre 6,70 m y 7,00 m.

La información obtenida como antecedente constructivo más destacado previo a la medición de deflexiones realizada en el año 2016, refiere a la obra de reconstrucción del año 2004, que consistió en un reciclado “in situ” del pavimento existente (muy deteriorado por entonces) y conformación de capa de base granular semirrígida en 28 cm de espesor, a partir de la mezcla del RAP, con suelo y cemento (5%). Luego, como capa de rodamiento se colocó concreto asfáltico convencional en 5 cm de espesor (Imagen n° 32).

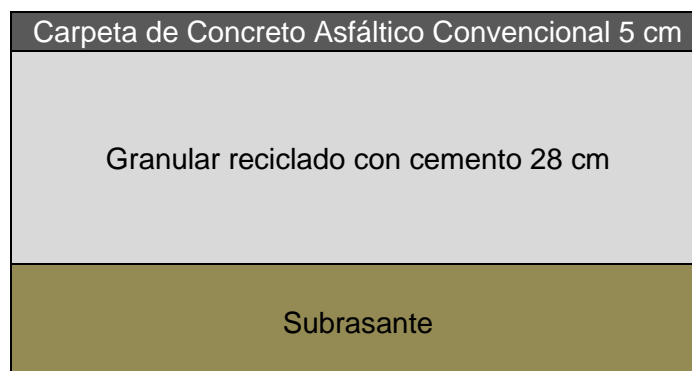
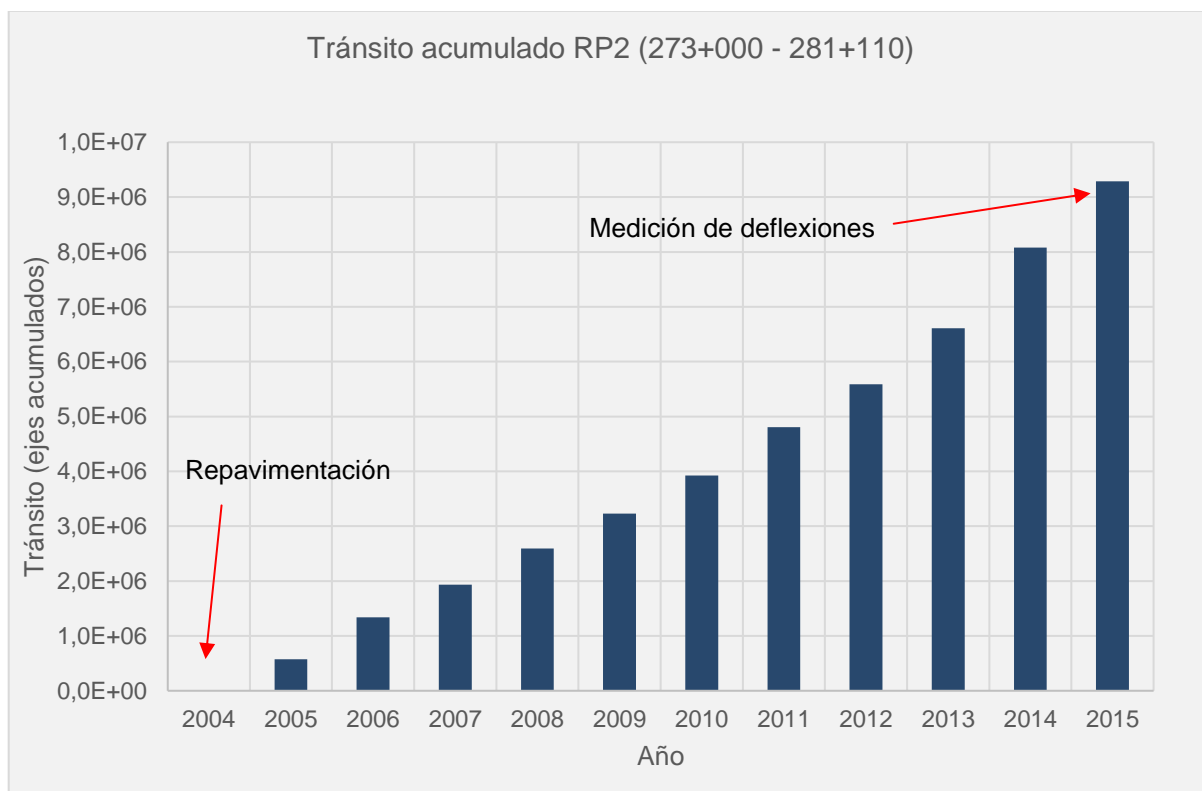


Imagen n° 32: Esquema paquete estructural RP2 (Km 273+000 – 281+100).

- *Estudio de tránsito*

Al momento de la medición de deflexiones el tránsito estimado acumulado en el tramo era de $9,29 \times 10^6$ ejes equivalentes de 80 kN, obtenido a partir de conteos realizados en el tramo y distribuidos del siguiente modo:



Gráfica n° 24: Tránsito acumulado desde la última intervención RP2.

- *Relevamiento visual*

Al momento de la medición de deflexiones los tramos presentaban un avanzado deterioro con aparición de fisuras reflejas, piel de cocodrilo e importantes baches (Imagen n° 33, Imagen n° 34 e Imagen n° 35).



Imagen n° 33: Estado superficial RP2 (Las Avispas – Santa Fe) (Fuente propia).



Imagen n° 34: Estado superficial RP2 (Fuente propia).



Imagen n° 35: Estado superficial RP2 (Fuente propia).

- *Calado de testigos*

Se ejecutaron calados de testigos del pavimento, alternando entre carril ascendente y carril descendente, sobre la huella externa de la calzada (Imagen n° 36).



Imagen n° 36: Calado de testigos sobre RP2 (Fuente propia).

Se representan a continuación los espesores de la capa asfáltica y la capa granular con cemento medidos a partir de cada uno de los testigos, que se retira en espesor parcial, junto a la mayoría de los testigos extraídos (Tabla n° 4).

	A	D	D	A	D
	276+000	277+000	278+000	279+000	280+500
0	4	5	6	5	5
5					
10					
15	28	28	23	28	28
20					
25					
30					
35					
	Concreto Asfáltico Convencional				
	Reciclado RAP, Suelo, Cemento				

Tabla n° 4: Esquema calados realizados RPn°2 (Km 273+000 – 281+100).

Se encontró una capa de concreto asfáltico de 5 cm de espesor sobre la base granular cementada, la cual presenta fisuras extendidas que permiten el ingreso de agua, lo que ha favorecido el deterioro de la capa cementada y capas inferiores.

La capa cementada pudo ser retirada en forma parcial por limitaciones de la caladora, aunque la parte inferior, debido al estado, pudo ser atravesada con el ensayo DCP.

- *Apertura de calicatas*

Con la apertura de calicatas, se efectuaron inspecciones visuales, se midieron los espesores de capas ligadas y no ligadas, y se realizaron comprobaciones “in situ” sobre el estado de las mismas (Imagen n° 37).



Imagen n° 37: Apertura de calicata sobre RP2 (fuente propia).

La base granular expuesta, de coloración marrón oscura, se observó con perfil conservado. Asociado a esta capa, el ensayo DCP, promedia $DN = 4$ mm/golpe., en los primeros 27 cm de espesor. Por debajo, suelos con $15 < DN_{prom.} < 20$ mm/golpe, lo que se usó como dato semilla a ajustar mediante el proceso de retrocálculo.

4.2.2 **Obra:** Ruta Provincial nº 2 – **Tramo:** Km 301+500 – 308+700

Está ubicado en el noroeste de la provincia de Santa Fe, en cercanías a la intersección entre RP2 y RP17, y se extiende en sentido norte, hacia Logroño por una longitud de 7.200 m. El ancho de calzada varía entre 6,70 m y 7,00 m.

La información obtenida como antecedente constructivo más destacado previo a la medición de deflexiones realizada en el año 2016, refiere a la obra de reconstrucción del año 2004, que consistió en un reciclado “in situ” del pavimento existente (muy deteriorado por entonces) y conformación de capa de base granular semirrígida en 28 cm de espesor, a partir de la mezcla del RAP, con suelo y cemento (5%). Luego, como capa de rodamiento se colocó concreto asfáltico convencional en 5 cm de espesor (Imagen nº 38).

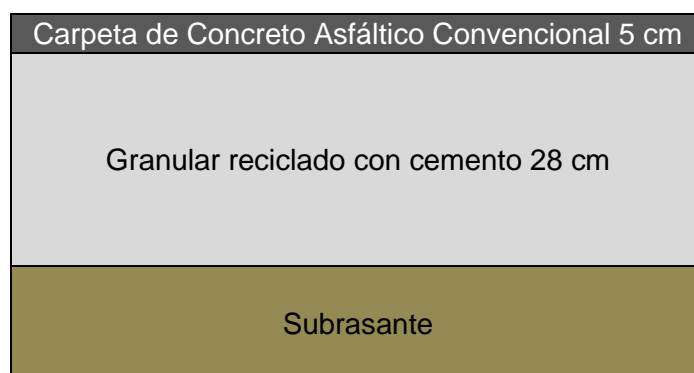
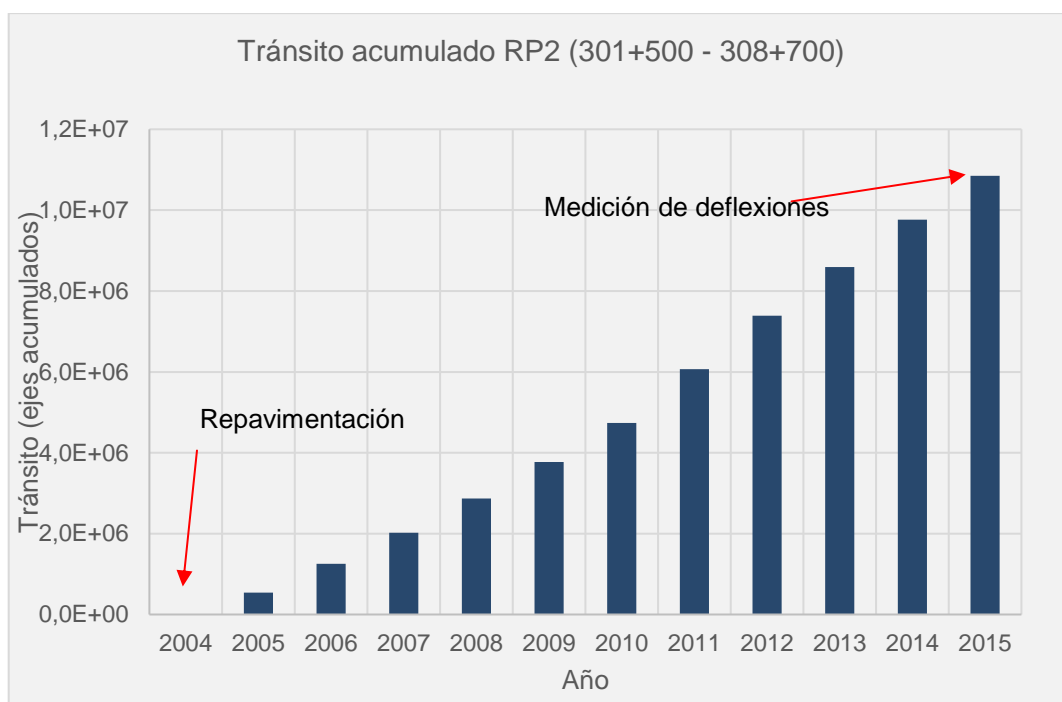


Imagen nº 38: Esquema paquete estructural RP2 (Km 301+500 – 308+700).

- *Estudio de tránsito*

Al momento de la medición de deflexiones el tránsito estimado acumulado en el tramo era de $10,85 \times 10^6$ ejes equivalentes de 80 kN, obtenido a partir de conteos realizados en el tramo y distribuidos del siguiente modo (Gráfica nº 25).



Gráfica n° 25: Tránsito acumulado desde la última intervención RP2.

- *Relevamiento visual*

Al momento de la medición de deflexiones los tramos se evidencian fallas por ahuellamiento, fisuras reflejas, piel de cocodrilo e importantes baches (Imagen n° 39).



Imagen n° 39: Estado superficial RP2 (Tostado - Santa Fe) (Fuente propia).

- *Calado de testigos*

Se ejecutaron calados de testigos del pavimento, alternando entre carril ascendente y descendente, sobre la huella externa de la calzada.

Se representan a continuación los espesores de la capa asfáltica y la capa granular con cemento medidos a partir de cada uno de los testigos (Tabla n° 5), que se retira en espesor parcial, junto a la mayoría de los testigos extraídos (Imagen n° 40).



Imagen n° 40: Calado de testigos sobre RP2 (fuente propia).

	D	D	D
	304+000	306+500	308+000
0	6	6	5
5			
10			
15	28	28	30
20			
25			
30			
35			
	Concreto Asfáltico Convencional		
	Reciclado RAP, Suelo, Cemento		

Tabla n° 5: Esquema calados realizados RPn°2 (Km 301+500 – 308+700).

Se encontró una capa de concreto asfáltico de 5 cm de espesor sobre la base granular cementada, la cual presenta fisuras extendidas que permiten el ingreso de agua, lo que ha favorecido el deterioro de la capa cementada y capas inferiores.

La capa cementada pudo ser retirada en forma parcial por limitaciones de la caladora, aunque la parte inferior, debido al estado, pudo ser atravesada con el ensayo DCP.

- *Apertura de calicatas*

Con la apertura de calicatas, se efectuaron inspecciones visuales de las mismas, se midieron los espesores de capas ligadas y no ligadas, y se realizan comprobaciones “in situ” sobre el estado de las mismas (Imagen n° 41).



Imagen n° 41: Apertura de calicata. (Fuente propia).

La base granular expuesta, de coloración marrón oscura, se observó con perfil conservado. Asociado a esta capa, el ensayo DCP, promedia $DN = 3,5$ mm/golpe., en los primeros 28 cm de espesor. Por debajo, suelos con $15 < DN_{prom.} < 20$ mm/golpe, lo que se usó como dato semilla a ajustar mediante el proceso de retrocálculo.

4.2.3 **Obra:** Ruta Provincial nº 10 – **Tramo:** Km 108+900 – 125+150

Cuenta con una longitud de 16.250,00 metros y se extiende desde el acceso a la localidad de Gálvez hasta la Ruta Provincial nº 64 en proximidades a la localidad de López, en el departamento San Jerónimo, en el sector centro-este de la Provincia de Santa Fe. El ancho de calzada en todo el tramo es de aproximadamente 7,30 m.

La información obtenida como antecedente constructivo más destacado previo a la medición de deflexiones realizada en el año 2016, refiere a la obra de reconstrucción del año 2005. Comprendió el reciclado “in situ” del pavimento existente y conformación de capa de base granular en 30 cm de espesor, a partir de la mezcla del RAP, con suelo y cemento (3,50%). Como capa de rodamiento se colocó concreto asfáltico convencional en 8 cm de espesor (Imagen nº 42).

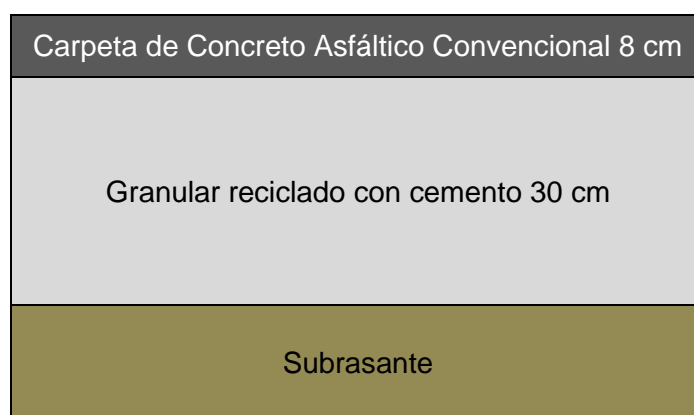
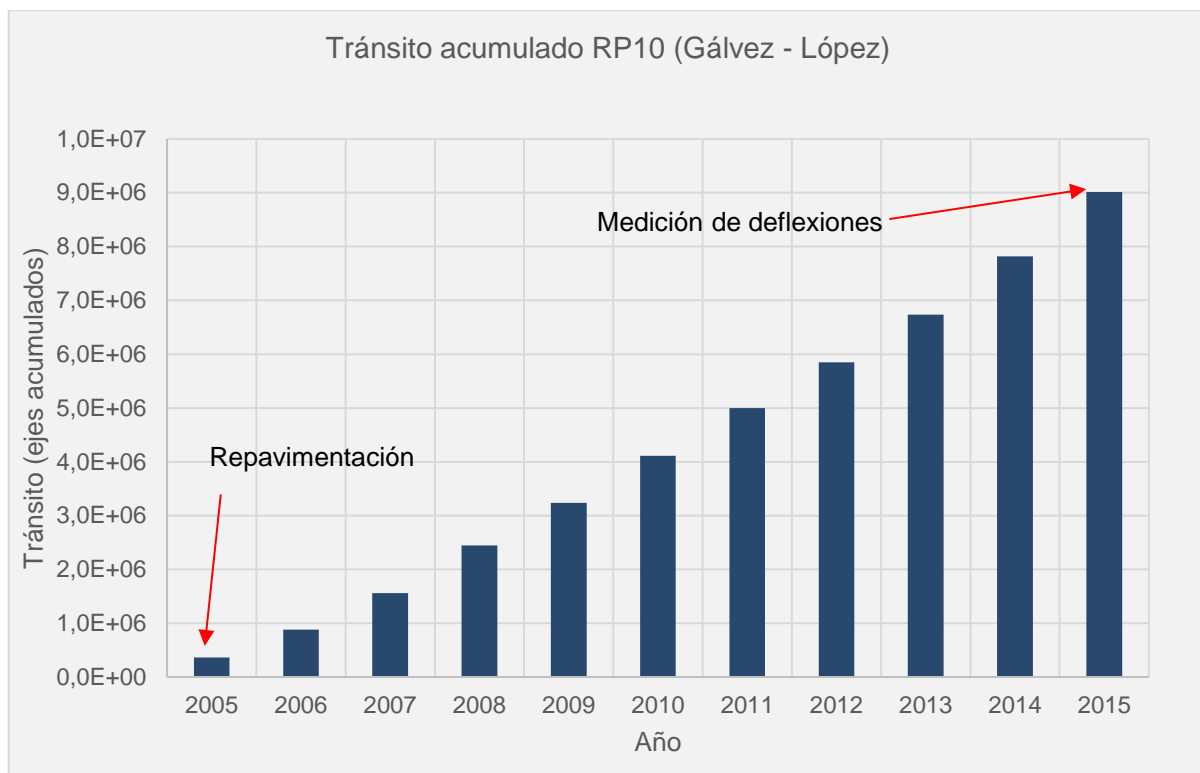


Imagen nº 42: Esquema paquete estructural RP10 (Km 108+900 – 125+150).

- Estudio de tránsito

Al momento de la medición de deflexiones el tránsito estimado acumulado en el tramo era de $9,01 \times 10^6$ ejes equivalentes de 80 kN, obtenido a partir de conteos realizados en el tramo partir de conteos realizados en el tramo se pudo valorar el volumen de tránsito, el que se redujo a ejes equivalente de 80 kN (Gráfica nº 26).



Gráfica n° 26: Tránsito acumulado desde la última intervención RP10.

- *Relevamiento visual*

Al momento de la medición de las deflexiones, la capa de rodamiento presentaba fisuras en bloque y la existencia de baches aislados (Imagen n° 43).



Imagen n° 43: Estado superficial RP10 (Gálvez – Santa Fe) (Fuente propia).

- Calado de testigos

Se ejecutaron calados de testigos del pavimento, alternando entre carril ascendente y descendente, sobre la huella externa de la calzada.

Se presentan a continuación los espesores de la capa asfáltica y subyacentes observado en cada uno de los testigos extraídos (Tabla n° 6).

	D	A	D
	112+400	115+900	123+400
0	8	9	7
5			
10			
15			
20	28	29	29
25			
30			
35			
	Concreto Asfáltico Convencional		
	Reciclado RAP, Suelo, Cemento		

Tabla n° 6: Esquema calados realizados RPn°10 (Km 108+900 – 125+150).

Se encontró una capa de concreto asfáltico de entre 7 y 9 cm de espesor sobre una base granular cementada (reciclada), con fisuras que permiten el ingreso de agua y el deterioro progresivo de las capas inferiores.

La base cementada pudo ser retirada íntegramente de manera parcial, mostrando un deterioro ascendente progresivo desde su límite inferior, asemejándose esta parte a un material granular no cementado.

En los puntos donde se realizaron los calados se efectuaron ensayos DCP comprobándose que la capa de concreto y la base cementada apoyan sobre una capa de suelo seleccionado de 23 cm y subrasante de características generales con DNprom. 13 mm/golpe y 17 mm/golpe, respectivamente. Estos valores fueron los adoptados como dato semilla para el proceso de retrocálculo.

4.2.4 **Obra:** Ruta Provincial n° 17 – **Tramo:** Km 14+200 – 34+100

El tramo en estudio cuenta con una longitud de 19.900,00 metros y forma parte de la Ruta Provincial n° 17, que se extiende desde la intersección con la Ruta Nacional n° 34 en la localidad de Ceres, en el departamento San Cristóbal, hasta la intersección con la Ruta Provincial n° 2, en el departamento Tostado, en el sector noroeste de la Provincia de Santa Fe. El ancho de calzada es de 6,70 m.

La información obtenida como antecedente constructivo más destacado previo a la medición de deflexiones realizada en el año 2016, refiere a la obra de reconstrucción del año 2005.

Comprendió el reciclado “in situ” del pavimento existente y conformación de capa de base granular en 30 cm de espesor, a partir de la mezcla del RAP, con suelo y cemento (3,50%). Como capa de rodamiento: concreto asfáltico convencional, en 5 cm de espesor (Imagen n° 44).

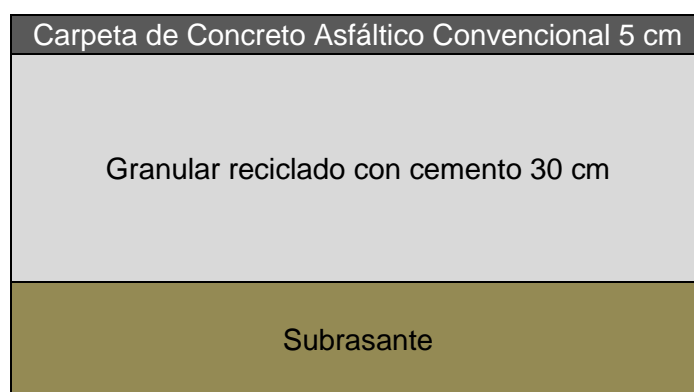
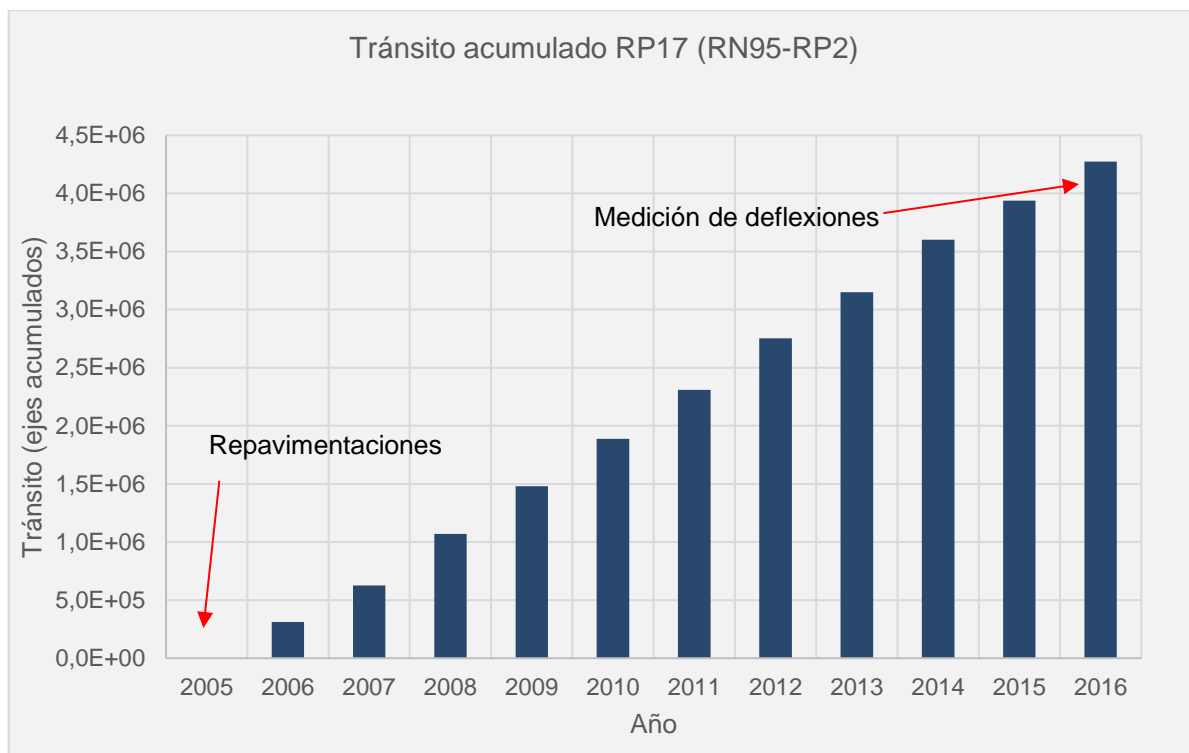


Imagen n° 44: Esquema paquete estructural RP17 (Km 14+200 – 34+100).

- *Estudio de tránsito*

Al momento de la medición de deflexiones el tránsito estimado acumulado en el tramo era de $4,28 \times 10^6$ ejes equivalentes de 80 kN, obtenido a partir de conteos realizados en el tramo y distribuidos del siguiente modo (Gráfica n° 27):



Gráfica n° 27: Tránsito acumulado desde la última intervención RP17.

- *Relevamiento visual*

Al momento de la medición de deflexiones (Mayo 2016) el tramo presentaba importantes fallas, fisuras longitudinales, transversales y en bloques, con desprendimiento de material y ahuellamientos (Imagen n° 45 e Imagen n° 46).



Imagen n° 45: Estado superficial RP17 (Ceres – Santa Fe) (Fuente propia).



Imagen n° 46: Estado superficial RP17 (Ceres – Santa Fe) (Fuente propia).

- Calado de testigos

Se ejecutaron calados de testigos del pavimento, alternando entre carril ascendente y descendente, sobre la huella externa de la calzada (Imagen n° 47).



Imagen n° 47: Calado de testigos sobre RP17 (fuente propia).

Se presentan a continuación los espesores de la capa asfáltica y subyacentes observado en cada uno de los testigos extraídos (Tabla n° 7).

	D	A	D	A	D	A	D	A	D	A
	015+000	017+000	019+000	021+000	023+000	025+000	027+000	029+000	031+000	033+000
0	5	6	6	6	5	7	5	8	4	7
5										
10										
15	28	22	21	24	24	25	28	22	23	24
20										
25										
30										
35										
	Concreto Asfáltico Convencional									
	Reciclado RAP, Suelo, Cemento									

Tabla n° 7: Esquema calados realizados RPn°17 (Km 14+200 – 34+100).

Se encontró una capa de concreto asfáltico de entre 5 y 6 cm de espesor sobre una base granular cementada (reciclada), con fisuras que permiten el ingreso de agua y el deterioro progresivo de las capas inferiores.

La base cementada no presentaba mayor deterioro, no pudo ser retirada durante el calado y pudo ser atravesada mediante el ensayo DCP. La misma presenta un espesor promedio de 28-30 cm.

La capa de suelo seleccionado sobre la que apoya es de aproximadamente 20 cm.

- *Apertura de calicatas*

Con la apertura de calicatas, se efectuaron inspecciones visuales, se midieron espesores de capas estructurales y se realizaron comprobaciones in" situ" del estado de las mismas (Imagen n° 48).



Imagen n° 48: Apertura de calicata. (Fuente propia).

Mediante el ensayo DCP se pudo observar un comportamiento bastante homogéneo de la capa cementada, el cual es de aproximadamente DNprom. 4-5 mm/golpe. Justo por debajo se ubica una capa de suelo seleccionado con 15-20 mm/golpe y la subrasante de entre 30-40 mm/golpe.

4.2.5 **Obra:** Ruta Provincial nº 22-s – **Tramo:** Km 0+200 – 10+900

El sector en estudio cuenta con una longitud de 10.950 metros y abarca el tramo que se extiende desde la localidad de Uranga, en el departamento Rosario, y La Vanguardia, en el departamento Constitución, en el sector sureste de la Provincia de Santa Fe.

De acuerdo a los antecedentes el paquete estructural está compuesto por una carpeta de 5 cm de Concreto asfáltico en caliente convencional, 15 cm de base de Estabilizado Granular con Cemento (4%), una primera subbase de Suelo arena cal de 15 cm y una segunda de Suelo Seleccionado de 16 cm. El ancho de calzada en el tramo es de 7,30 m (Imagen nº 49).



Imagen nº 49: Esquema paquete estructural RP22-s (Km 0+200 – 10+900).

- Laboratorio de obra

Como parte de estudios rutinarios para cada una de las capas se realizaron calados, determinación de contenido de asfalto, volumen de vacíos, determinación de RCS, CBR, etc.

- Concreto asfáltico en caliente (promedio):
 1. Espesor 5,5 cm
 2. Contenido de asfalto 4,83%
 3. Vacíos Agregado Mineral (VAM) 15,92%
 4. Vacíos (V%) 3,87%
- Estabilizado granular cementado (promedio):
 1. Espesor 15 cm
 2. RCS a 7 días 21,29 kg/cm²
- Suelo arena cal (promedio):
 1. Espesor 15 cm

- 2. RCS a 7 días 14,66 kg/cm²
- Suelo seleccionado (promedio):
 - 1. Espesor 15,2 cm
 - 2. Valor soporte relativo (CBR) 8,90%

- *Relevamiento visual*

Al momento de la medición de deflexiones (Junio 2018), el tramo se encontraba recientemente terminado y sin fisuras, previo a la apertura al tránsito, habiendo solo recibido el tránsito propio de la obra (meses previos a la medición). Es por esto que se considera en general en estado inicial (ETAPA 1), pudiendo existir únicamente fisuras producto de tensiones durante el curado del material cementado, aunque estas no se evidenciaban en superficie. La obra fue puesta en servicio en diciembre 2018.

- *Calado de testigos*

Se ejecutaron calados de testigos del pavimento, alternando entre carril ascendente y descendente, sobre la huella externa de la calzada.

Se presentan a continuación los espesores de la capa asfáltica y subyacentes observado en cada uno de los testigos extraídos (Tabla n° 8).

	D	A	D	A	D	A	D	A	D	A	D
	00+500	01+500	02+500	03+500	04+500	05+500	06+500	07+500	08+500	09+500	10+500
0	6	6	5	6	6	5	5	5	5	6	6
5											
10	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
15											
20											
25	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
30											
35											
40	15	16	15	15	16	15	16	15	15	15	15
45											
50											
	Concreto Asfáltico Convencional										
	Estabilizado granular cementado										
	Suelo arena cal										
	Suelo seleccionado										

Tabla n° 8: Esquema calados realizados RPn°22-s (Km 0+200 – 10+900).

- *Control de calidad*

Además de los controles de la inspección de obra, como parte de un programa de calidad de la Dirección de Vialidad, se realizaron controles tercerizados como parte del convenio con IMAE.

Mediante el ensayo DCP se obtuvieron valores bastantes homogéneos de entre 5-6 mm/golpe para la capa de suelo arena cal, 9-10 mm/golpe para la capa de suelo seleccionado, subiendo notoriamente los resultados al alcanzar la subrasante hasta valores de 20 mm/golpe.

Demás controles realizados, obtuvieron valores similares a los informados por la Inspección de Obra por lo que no se mencionan, ya que no se considera de relevancia.

4.2.6 **Obra:** Ruta Provincial nº 91 – **Tramo:** Km 1+000 – 8+500

Cuenta con una longitud de 7.500,00 metros y comprende un tramo que se extiende desde la localidad de Villa La Rivera, interceptando la Autopista AP01 (Rosario – Santa Fe) y la Ruta Nacional nº34, hasta la Autopista Rosario- Córdoba, en el departamento San Lorenzo, sector sureste de la Provincia de Santa Fe. El ancho de calzada es de 7,00 m.

La información obtenida como antecedente constructivo más destacado, previo a la medición de deflexiones realizada en el año 2016, refiere a la obra de reconstrucción del año 2005. La misma comprendió la construcción de una capa de base granular reciclada con cemento (3%) en 24 cm de espesor, sobre una subbase de suelo cal de 36 cm. Como capa de rodamiento, se colocó concreto asfáltico convencional, en 8 cm de espesor (Imagen nº 50).

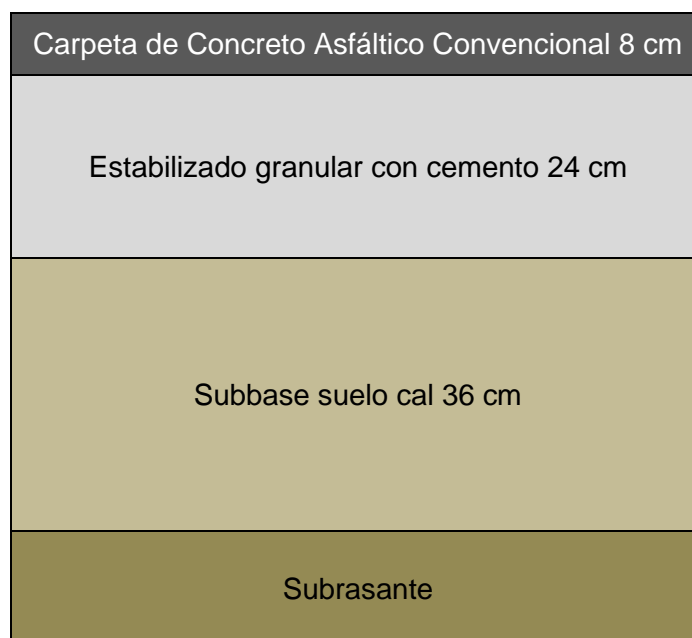
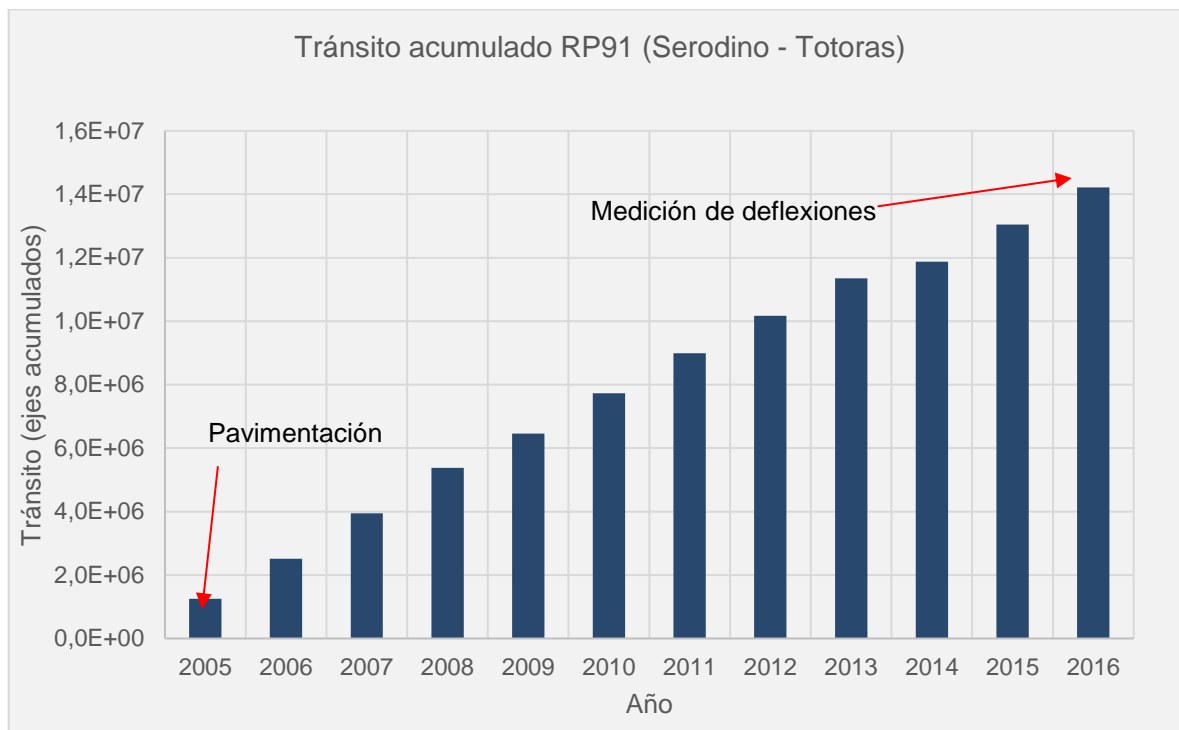


Imagen nº 50: Esquema paquete estructural RP91(Km 1+000 – 8+500).

- *Estudio de tránsito*

Al momento de la medición de deflexiones, el tránsito estimado acumulado en el tramo era de $14,2 \times 10^6$ ejes equivalentes de 80 kN, obtenido a partir de conteos realizados en el tramo y distribuidos del siguiente modo (Gráfica n° 28).



Gráfica n° 28: Tránsito acumulado desde la intervención RP91.

- *Relevamiento visual*

Al momento de la medición de deflexiones (Mayo 2016) el tramo en general se encontraba en buen estado, con fisuras longitudinales principalmente ubicadas en la entre-huella. El perfil transversal en promedio se hallaba en buen estado, presentando solamente un leve ahuellamiento.

- *Calado de testigos*

Se ejecutaron calados de testigos del pavimento, alternando entre carril ascendente y descendente, sobre la huella externa de la calzada

A continuación, se representan los espesores de cada una de las capas que conforman el paquete estructural, hallado en cada uno de los testigos (Tabla n° 9).

	A	D	A	A	D
	2+000	4+000	5+000	6+000	8+000
0	7	8	8	9	9
5					
10	8	8			
15			26	25	20
20					
25					
30					
35					
	Concreto Asfáltico Convencional				
	Reciclado RAP, Suelo, Cemento				

Tabla n° 9: Esquema calados realizados RPn°91 (Km 1+000 – 8+500).

De los testigos calados se pudo observar una capa de rodamiento que promedia los 8 cm de espesor, en buen estado sin mayores fisuras. Inmediatamente por debajo se encuentra una capa de material reciclado con cemento que salió adherido a la capa de rodamiento de manera parcial, demostrando una buena liga entre rodamiento y base.

La parte de la capa de reciclado con cemento que se encuentra por debajo, debido a su estado de fisuración, pudo ser atravesada mediante ensayo DCP.

- *Apertura de calicatas*

A partir de la apertura de una calicata, pudo realizarse una inspección visual del estado de cada una de las capas componentes, los espesores de las mismas, y se realizó también comprobaciones “in situ” del estado de las mismas.

La capa de concreto asfáltico presentaba exudación sobre las huellas y ahuellamientos del orden de 4 mm.

Una vez aserrado y extraída la capa de rodamiento como también una porción de la capa cementada mediante el accionar del martillo neumático, se pudo apreciar la existencia de una capa componente del reciclado que actualmente presenta elevada cantidad de fisuras, asemejándose a un material granular. A esta se le efectuó ensayo Dinámico de Cono arrojando valores de entre 4-5 mm/golpe.

Por debajo se encontró una capa de suelo cal con resistencia de entre 6-7 mm/golpe al ensayo DCP, en unos 20 cm de profundidad.

La subrasante presentó un color más oscuro, con un mayor contenido de humedad. Su respuesta al ensayo DCP fue bastante heterogénea, de entre 15-20 mm/golpe.

4.2.7 **Obra:** Ruta Provincial n° 90 – **Tramo:** Km 124+900 – 149+800

Comprende un sector de 24.900 metros del tramo ubicado entre la localidad de Melincué hasta Ruta Nacional n° 8, en el departamento General López, en el sector sur de la Provincia de Santa Fe.

La información obtenida como antecedente constructivo más destacado previo a la medición de deflexiones, refiere a la obra de reconstrucción del año 2008.

Comprendió el reciclado “in situ” del pavimento existente y conformación de capa de base granular en 25 cm de espesor, a partir de la mezcla del RAP, con suelo y cemento (3,50%). Como capa de rodamiento se optó concreto asfáltico convencional, en 6 cm de espesor (Imagen n° 51).

El ancho de calzada es variable, promediando 7,20 m.

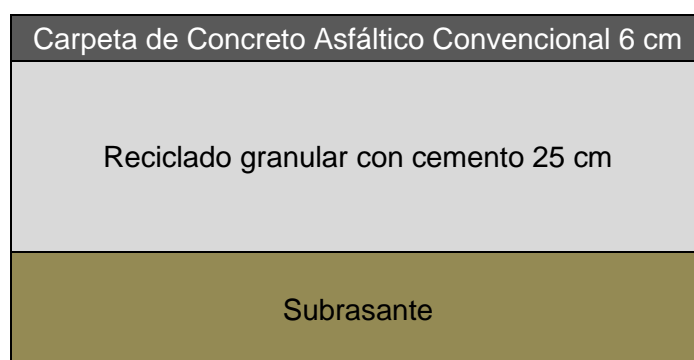
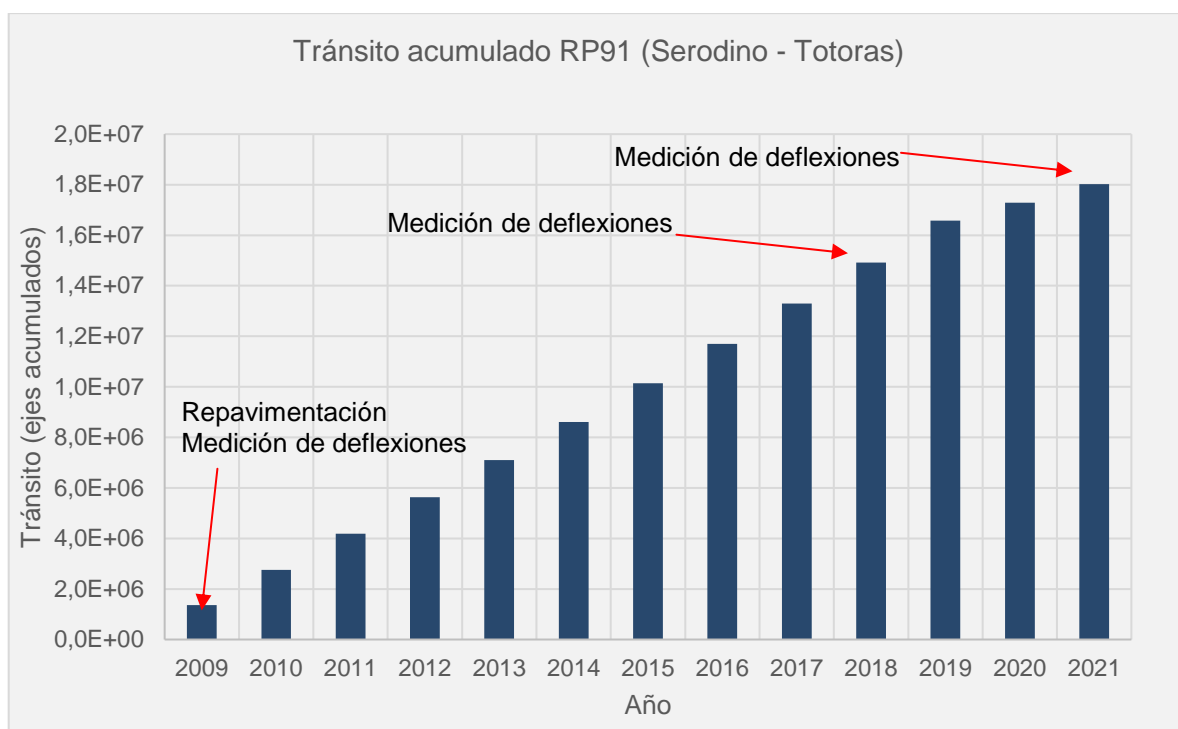


Imagen n° 51: Esquema paquete estructural RP90(Km 124+900 – 149+800) según antecedentes.

- *Estudio de tránsito*

El tránsito estimado que ha circulado durante el tiempo evaluado desde la repavimentación se muestra en la siguiente grafica. En la misma se destacan 3 momentos en los que se han obtenido datos de deflexiones y sobre los que se centró el estudio (una vez abierto al tránsito [2008], durante la vida en servicio [2018] y previo a una nueva reconstrucción [2021]) (Gráfica n° 29).



Gráfica n° 29: Tránsito acumulado desde la intervención RP91.

- *Relevamiento visual*

Una vez abierto al tránsito la superficie no presentaba fisuras, baches ni ahuellamiento.

A pesar de no contar con un relevamiento visual propiamente dicho durante el año 2018, fue posible recabar información que la calzada presentaba baches y fisuras, incluso alguna de ellas de importancia, categorizándose como tipo 6 y 8. También ya había tenido trabajos de bacheos puntuales.

Para el año 2021 fue posible realizar un relevamiento visual, en el cual se observaron fisuras del tipo 6 y 8 extendidas en toda la calzada, especialmente bajo huella. También se observó una importante presencia de baches y ahuellamiento del orden de 12 mm (Imagen n° 52 y 53).



Imagen n° 52: Relevamiento superficial RP90 (fuente propia).



Imagen n° 53: Relevamiento superficial RP90 (fuente propia).

- *Calado de testigos*

En el año 2021 se ejecutaron calados de testigo, alternando entre carril ascendente y descendente, sobre la huella externa de la calzada.

A continuación, se representan los espesores de cada una de las capas que conforman el paquete estructural, hallado en cada uno de los testigos (Tabla n° 10).

	D	A	D	A	D	A	D	A	D	A	D	A	D	A	D	A	D	A
	117+000	118+000	119+000	120+000	121+000	122+000	123+000	124+000	126+000	127+000	128+000	129+000	130+000	131+000	132+000	133+000	134+000	135+000
0	8	6	6	5	6	6	6	6	6	6	6	5	5	7	6	6	6	7
5																		
10	11																	
15		27	27	29	25	23	28	31	30	33	30	27	28	25	27	28	27	25
20																		
25																		
30																		
35																		
	Concreto Asfáltico Convencional																	
	Reciclado RAP, Suelo, Cemento																	

Tabla n° 10: Esquema calados realizados RPN°90 (Km 124+900 – 149+800).

La carpeta de rodamiento es variable, entre 5 y 8 cm, por lo que se adoptó 6 cm de espesor promedio. Justo por debajo se halló una capa de reciclado con cemento que inicialmente tenía 25 cm, aunque para el año 2021 presentaba un deterioro ascendente, viéndose reducida en 10-15 cm.

La parte que aun presenta una gran cementación, al ser calado se retiró adherida junto a la capa de concreto, mientras que la parte fisurada, pudo realizársele el ensayo DCP, ya que presenta un aspecto similar a un material granular. La misma arrojó valores de entre 4-5 mm/golpe.

Inmediatamente por debajo hay una capa de 10-15 cm de suelo de mejores características, que presenta entre 8-10 mm/golpe de resistencia a la penetración. La subrasante resultó bastante heterogénea, con valor de entre 20-25 mm/golpe.

Capítulo 5: RESULTADOS OBTENIDOS

5.1 DESCRIPCIÓN

A partir de los resultados deflectométricos y apoyado en datos obtenidos del calado de testigos, DCP, entre otros, se llevó a cabo el retrocálculo de cada uno de los puntos donde se midieron deflexiones.

Esta caracterización se abordó, tal lo expresado en puntos anteriores, aplicando una metodología de retroajuste que permite conocer los módulos de trabajo de cada una de las capas integrantes del pavimento entre las que se incluye la capa cementada, objeto de análisis en este estudio.

El proceso de cálculo consistió en la ejecución del software de retroajuste BackViDe para cada una de las mediciones realizadas mediante equipo FWD, a efectos de contar con los modelos estructurales resultantes.

En cada corrida se aplicaron los distintos tipos de ajustes que sugirió el programa, evaluándose la coherencia del resultado que cada una de estas corridas arrojó, para finalmente adoptar el modelo que representaba el pavimento evaluado correspondiente a la deflexión medida.

Para los módulos semillas de las capas no ligadas, se recurrió a correlaciones con valores de DN (penetración, en milímetros, por golpe) del ensayo DCP (Ec. n° 15, 16 y 17) y/o valor soporte relativo (CBR) ejecutados.

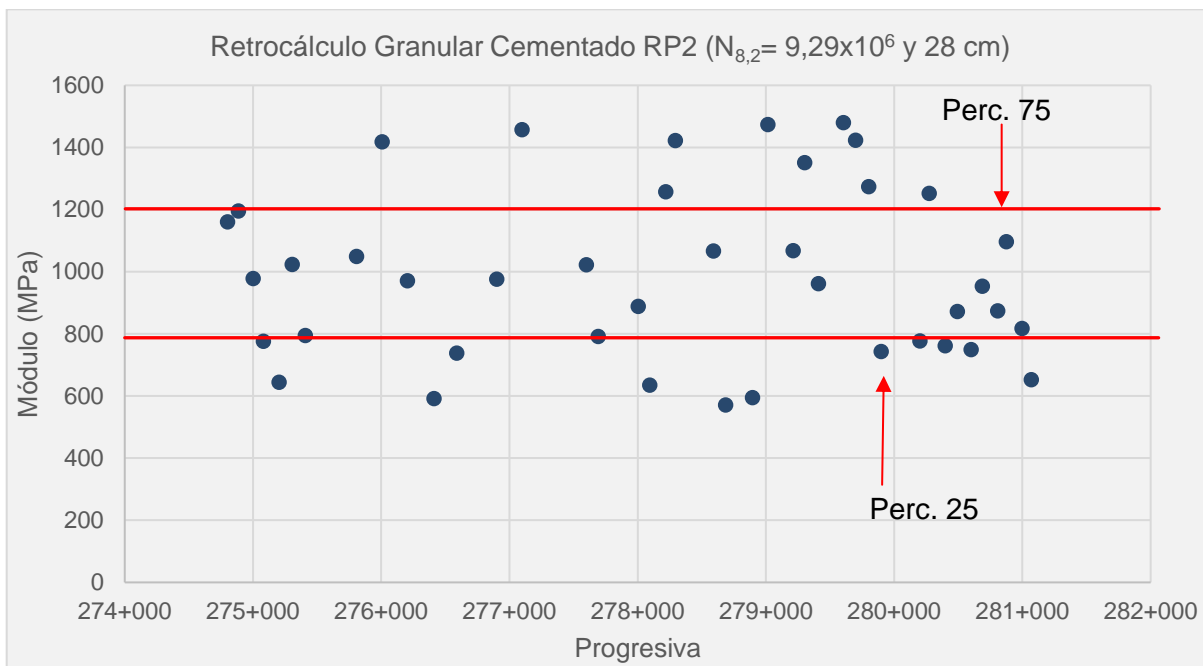
Para las mezclas asfálticas, se adoptó el valor modular dado por la curva maestra cargada en el programa, en función de la clase de fisuración presente en la calzada, como también de la temperatura y frecuencia del ensayo.

Luego el software ajustó el modelo para cada cuenco deflectométrico registrado, arrojando los correspondientes resultados modulares para las condiciones de medición, (frecuencia y temperatura) en las cuales se ejecutó el ensayo.

5.2 TRAMOS AUSCULTADOS

5.2.1 Obra: Ruta Provincial nº 2 – Tramo: Km 273+000 – 281+100

Edad: 12 años; solicitud acumulada $N = 9,29$ millones



Gráfica n° 30: Retrocálculo módulos cementados (RP2 – Tramo 1).

- $M_{m\acute{a}x} = 1480 \text{ MPa}$
- $M_{75\%} = 1196 \text{ MPa}$
- $M_{med} = 971 \text{ MPa}$
- $M_{25\%} = 771 \text{ MPa}$
- $M_{m\acute{i}n} = 571 \text{ MPa}$

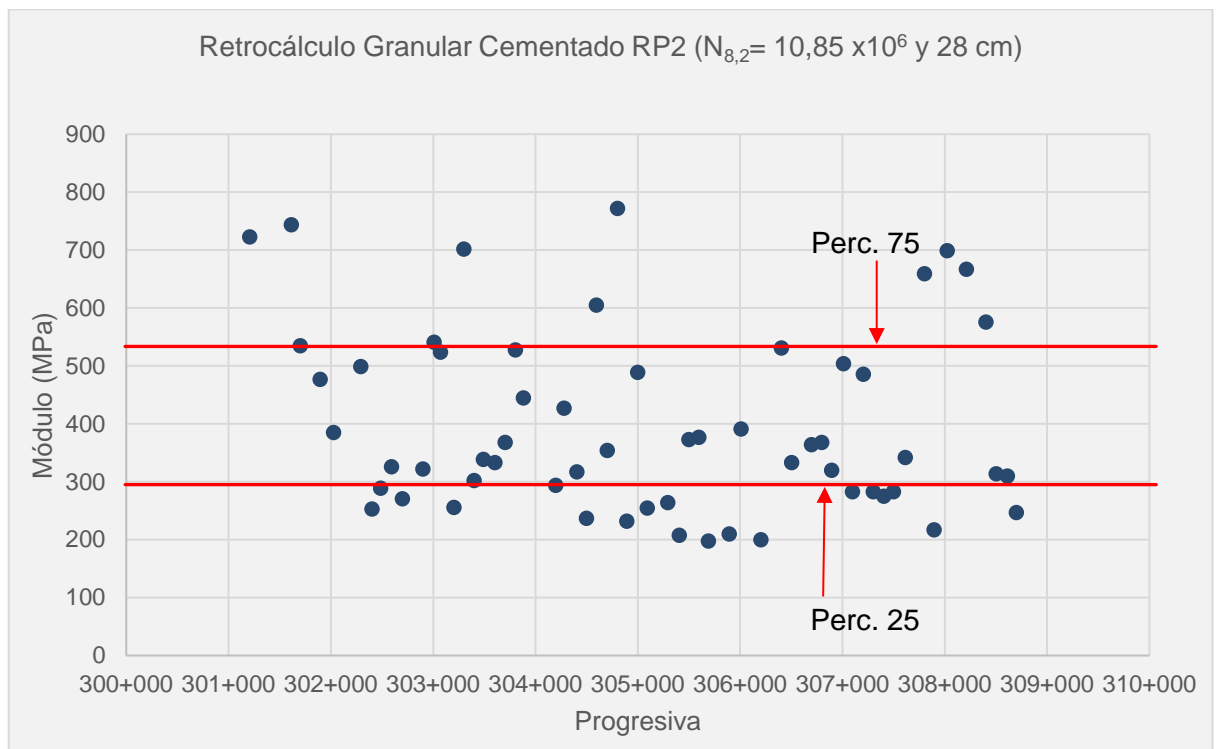
El modelo adoptado a partir de los resultados (Imagen n° 54):

Carpeta de Concreto Asfáltico Convencional 5 cm	650 MPa
Granular reciclado con cemento 28 cm	971 MPa
Suelo seleccionado 30 cm	67 MPa
Subrasante	60 MPa

Imagen n° 54: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo (RP2. Km 273+000 – 281+100).

5.2.2 **Obra:** Ruta Provincial nº 2 – **Tramo:** Km 301+500 – 308+700

Edad: 12 años; solicitud acumulada $N = 10,85$ millones



Gráfica n° 31: Retrocálculo módulos cementados (RP2 – Tramo 2).

- $M_{m\acute{a}x} = 972 \text{ MPa}$
- $M_{75\%} = 531,5 \text{ MPa}$
- $M_{med} = 400 \text{ MPa}$
- $M_{25\%} = 307 \text{ MPa}$
- $M_{min} = 213 \text{ MPa}$

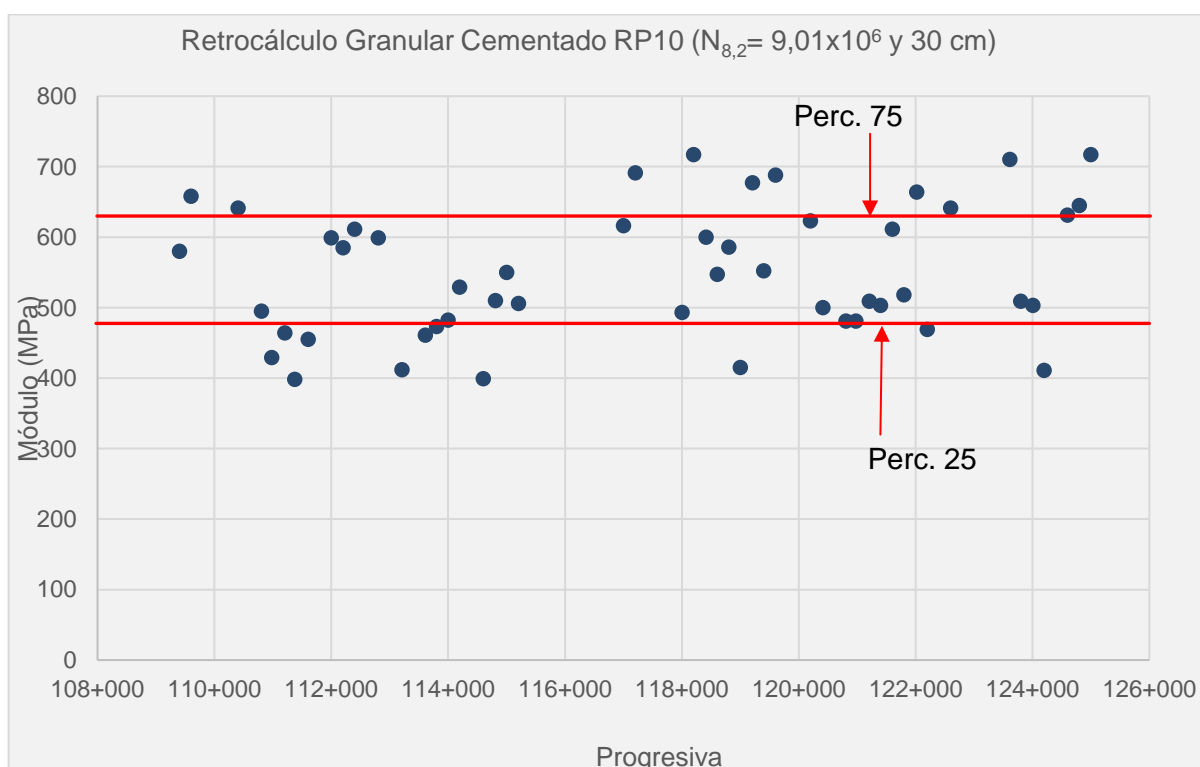
El modelo adoptado a partir de los resultados (Imagen n° 55):

Carpeta de Concreto Asfáltico Convencional 5 cm	640 MPa
Granular reciclado con cemento 28 cm	400 MPa
Suelo seleccionado 27 cm	56 MPa
Suelo seleccionado 27 cm	43 MPa
Subrasante	29 MPa

Imagen n° 55: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo (RP2. Km 301+500 – 308+700).

5.2.3 Obra: Ruta Provincial n° 10 – Tramo: Km 108+900 – 125+150

Edad: 11 años; solicitud acumulada $N = 9,01$ millones



Gráfica n° 32: Retrocálculo módulos cementados (RP10 – Gálvez López – Santa Fe).

- $M_{m\acute{a}x} = 717 \text{ MPa}$
- $M_{75\%} = 620 \text{ MPa}$
- $M_{med} = 518 \text{ MPa}$
- $M_{25\%} = 481 \text{ MPa}$
- $M_{min} = 398 \text{ MPa}$

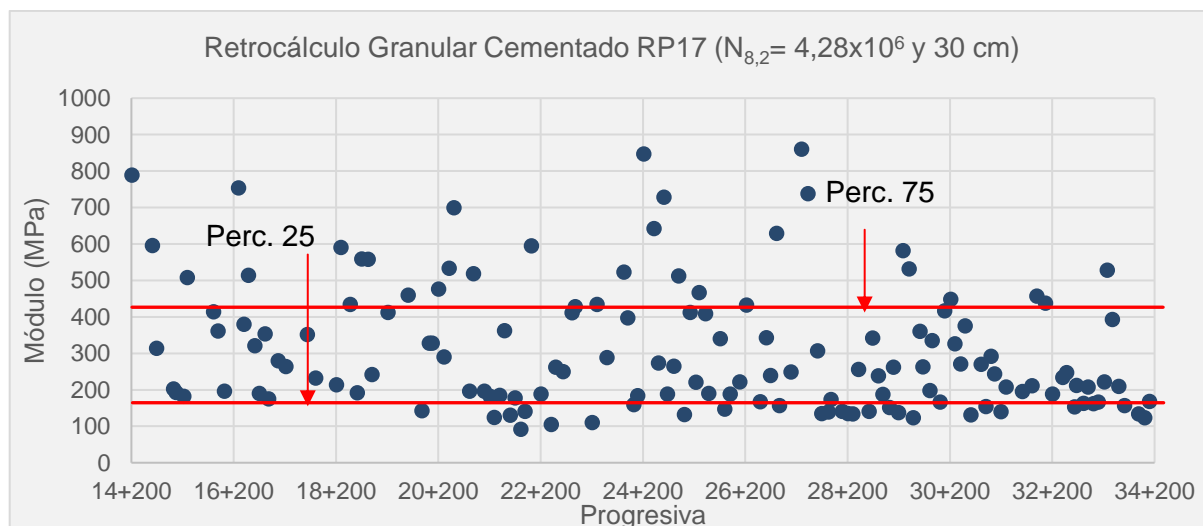
El modelo adoptado a partir de los resultados (Imagen n° 56):

Carpeta de Concreto Asfáltico Convencional 8 cm	530 MPa
Granular reciclado con cemento 30 cm	518 MPa
Suelo seleccionado 23 cm	39 MPa
Subrasante	40 MPa

Imagen n° 56: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo (RP10. Km 108+900 – 125+150).

5.2.4 **Obra:** Ruta Provincial n° 17 – **Tramo:** Km 14+200 – 34+100

Edad: 11 años; *solicitud acumulada* $N = 4,28 \text{ millones}$



Gráfica n° 33: Retrocálculo módulos cementados (RP17 – RN34 RP2 – Santa Fe).

- $M_{m\acute{a}x} = 860 \text{ MPa}$
- $M_{75\%} = 412 \text{ MPa}$
- $M_{med} = 250 \text{ MPa}$
- $M_{25\%} = 181 \text{ MPa}$
- $M_{min} = 92 \text{ MPa}$

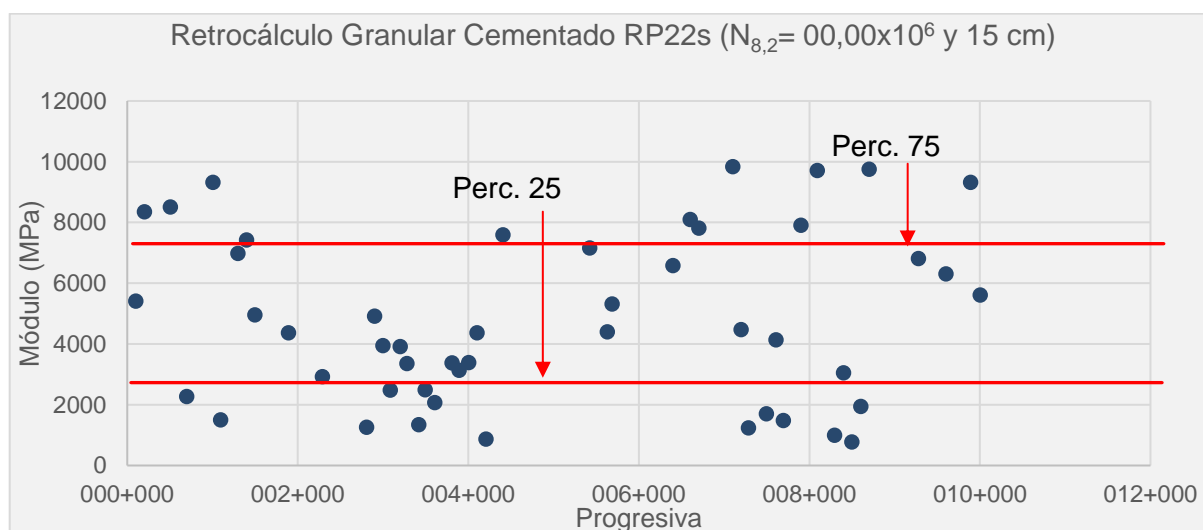
El modelo adoptado a partir de los resultados (Imagen n° 57):

Carpeta de Concreto Asfáltico Convencional 5 cm	190 MPa
Granular reciclado con cemento 30 cm	250 MPa
Suelo seleccionado 20 cm	49 MPa
Subrasante	36 MPa

Imagen n° 57: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo (RP17. Km 14+200 – 34+100).

5.2.5 Obra: Ruta Provincial n° 22-s – Tramo: Km 0+200 – 10+900

Tramo nuevo



Gráfica n° 34: Retrocálculo módulos cementados (RP22s– Uranga La Vanguardia – Santa Fe).

- $M_{m\acute{a}x} = 9838 \text{ MPa}$
- $M_{75\%} = 7166 \text{ MPa}$
- $M_{med} = 4372 \text{ MPa}$
- $M_{25\%} = 2488 \text{ MPa}$
- $M_{min} = 780 \text{ MPa}$

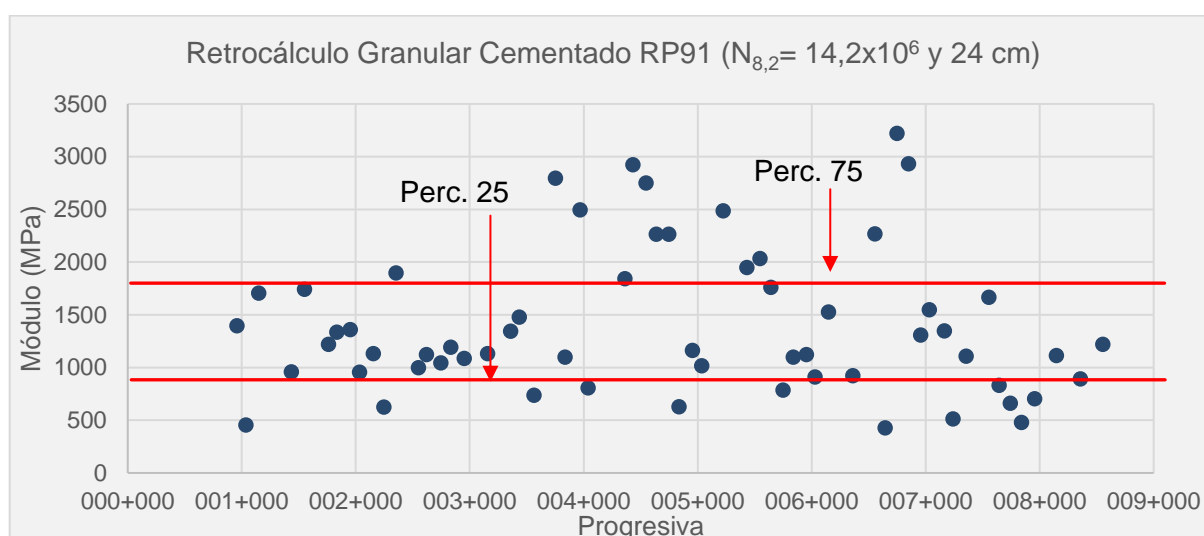
El modelo adoptado a partir de los resultados (Imagen n° 58):

Carpeta de Concreto Asfáltico Convencional 5 cm	7450 MPa
Estabilizado granular con cemento 15 cm	4372 MPa
Suelo arena cal 15 cm	658 MPa
Suelo seleccionado 16 cm	353 MPa
Subrasante	181 MPa

Imagen n° 58: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo (RP22-s. Km 0+200 – 10+900).

5.2.6 **Obra:** Ruta Provincial n° 91 – **Tramo:** Km 1+000 – 8+500

Edad: 11 años; *solicitud acumulada N* = 14,2 millones



Gráfica n° 35: Retrocálculo módulos cementados (RP91 – Serodino Totoras – Santa Fe).

- $M_{m\acute{a}x} = 3220 \text{ MPa}$
- $M_{75\%} = 1748 \text{ MPa}$
- $M_{med} = 1178 \text{ MPa}$
- $M_{25\%} = 947 \text{ MPa}$
- $M_{min} = 427 \text{ MPa}$

El modelo adoptado a partir de los resultados (Imagen n° 59):

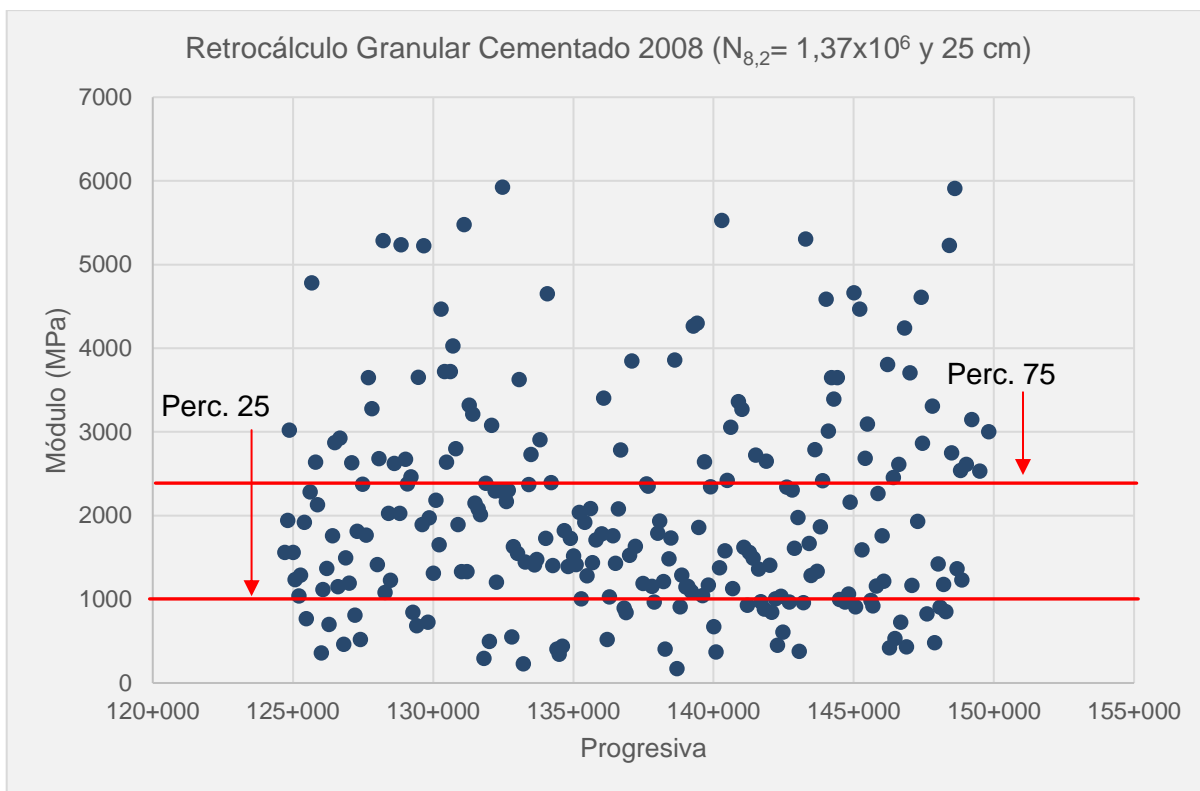
Carpeta de Concreto Asfáltico Convencional 8 cm	2070 MPa
Reciclado granular con cemento 24 cm	1178 MPa
Suelo arena cal 36 cm	276 MPa
Subrasante	140 MPa

Imagen n° 59: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo (RP91. Km 1+000 – 8+500).

5.2.7 **Obra:** Ruta Provincial n° 90 – **Tramo:** Km 124+900 – 149+800

5.2.7.1 **Mediciones año 2008**

Una vez abierto al tránsito el tramo, durante el primer año en servicio, se midieron deflexiones de las que se obtuvieron (Gráfica n° 36):



Gráfica n° 36: Retrocálculo módulos cementados (RP90 – Melincué RN8 – Santa Fe – Año 2008).

- $M_{m\acute{a}x} = 5923 \text{ MPa}$
- $M_{75\%} = 2661 \text{ MPa}$
- $M_{med} = 1758 \text{ MPa}$
- $M_{25\%} = 1149 \text{ MPa}$
- $M_{min} = 170 \text{ MPa}$

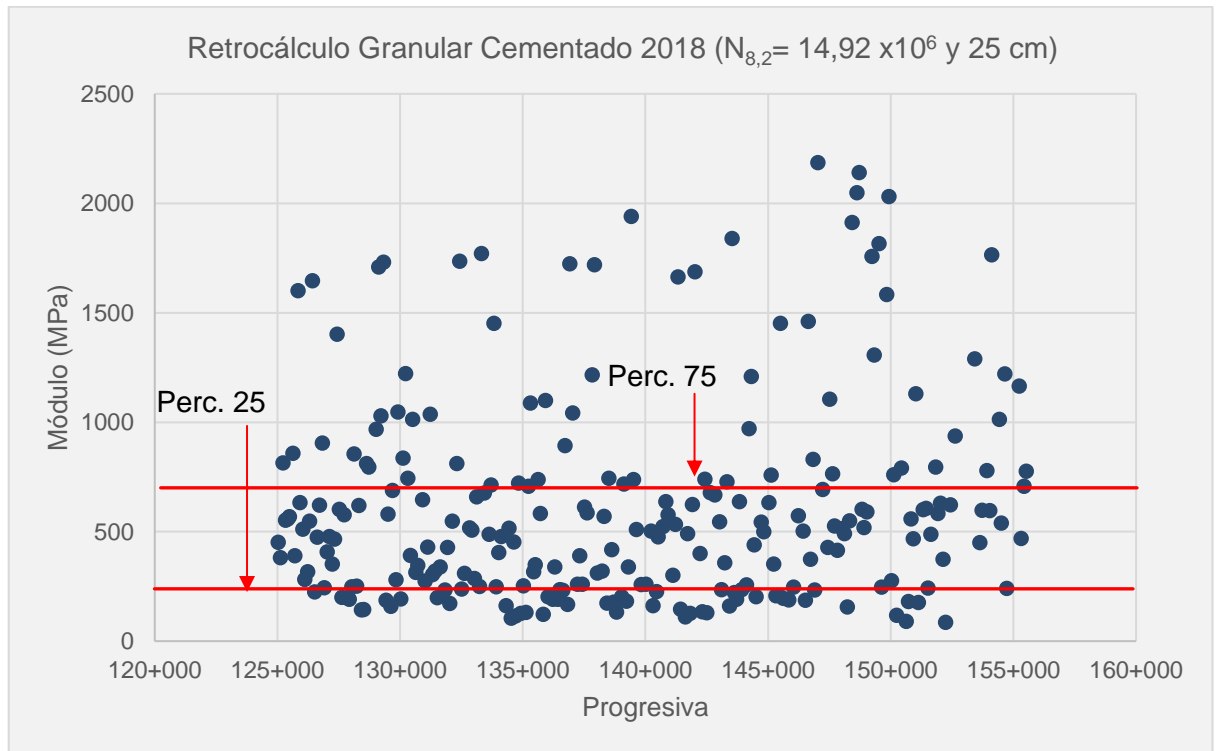
El modelo adoptado a partir de los resultados para el año 2008 (Imagen n° 60):

Carpeta de Concreto Asfáltico Convencional 6 cm	4010 MPa
Reciclado granular con cemento 25 cm	1758 MPa
Suelo seleccionado 15 cm	142 MPa
Subrasante	101 MPa

Imagen n° 60: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo para las deflexiones 2008 (RP90. Km 124+900 – 149+800).

5.2.7.2 Mediciones año 2018

Una vez cumplidos los 10 años de servicio según hipótesis adoptadas en el diseño, se midieron deflexiones de las que se obtuvieron (Gráfica n° 37):



Gráfica n° 37: Retrocálculo módulos cementados (RP90 – Melincué RN8 – Santa Fe – Año 2018).

- $M_{m\acute{a}x} = 2185 \text{ MPa}$
- $M_{75\%} = 755 \text{ MPa}$
- $M_{med} = 508 \text{ MPa}$
- $M_{25\%} = 250 \text{ MPa}$
- $M_{min} = 86 \text{ MPa}$

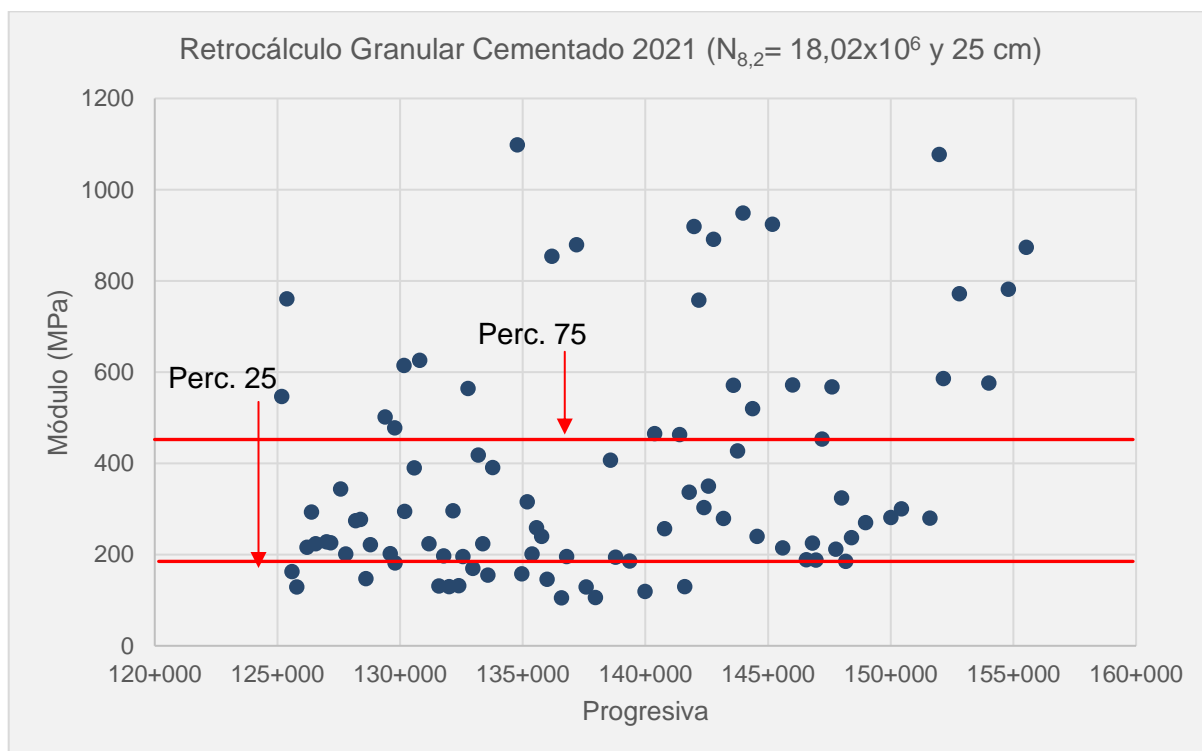
El modelo adoptado a partir de los resultados para el año 2018 (Imagen n° 61):

Carpeta de Concreto Asfáltico Convencional 6 cm	650 MPa
Reciclado granular con cemento 25 cm	508 MPa
Suelo seleccionado 15 cm	81 MPa
Subrasante	58 MPa

Imagen n° 61: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo para las deflexiones 2018 (RP90. Km 124+900 – 149+800).

5.2.7.3 Mediciones año 2021

Previo al diseño de reconstrucción del año 2021, habiendo soportado 18 millones de ejes equivalentes, se midieron deflexiones de las que se obtuvieron (Gráfica n° 38):



Gráfica n° 38: Retrocálculo módulos cementados (RP90 – Melincué RN8 – Santa Fe – Año 2021).

- $M_{m\acute{a}x} = 1098 \text{ MPa}$
- $M_{75\%} = 478 \text{ MPa}$
- $M_{med} = 279 \text{ MPa}$
- $M_{25\%} = 196 \text{ MPa}$
- $M_{min} = 105 \text{ MPa}$

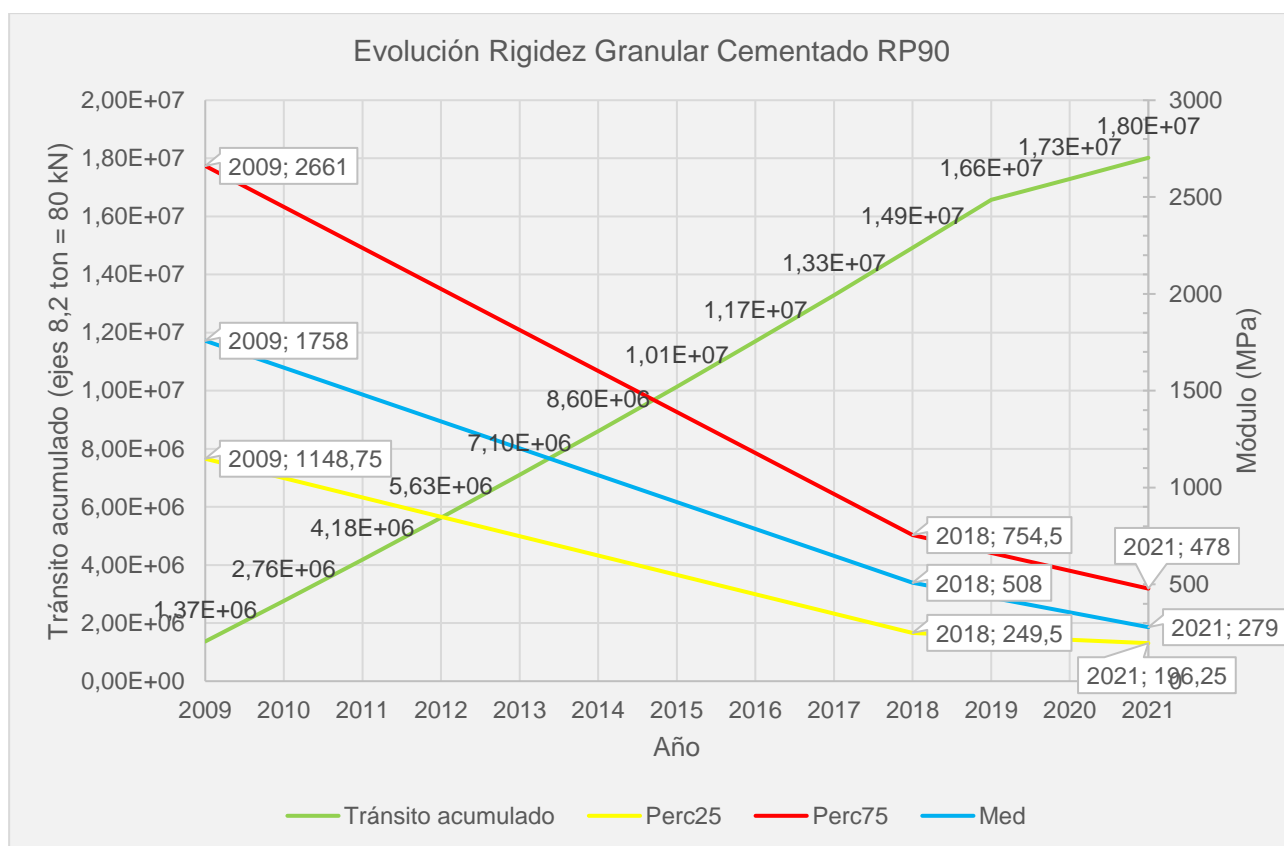
El modelo adoptado a partir de los resultados para el año 2021 (Imagen n° 62):

Carpeta de Concreto Asfáltico Convencional 6 cm	310 MPa
Reciclado granular con cemento 25 cm	279 MPa
Suelo seleccionado 15 cm	56 MPa
Subrasante	40 MPa

Imagen n° 62: Esquema paquete estructural obtenido a partir de retrocálculo para las deflexiones 2021 (RP90. Km 124+900 – 149+800).

- *Comparaciones vida en servicio*

De los estudios realizados sobre el mismo tramo de la RPN° 90 a diferentes edades fue posible comparar la variación modular del material cementado a lo largo del periodo evaluado (Gráfica n° 39):



Gráfica n° 39: Variación modular en función del tiempo (RP90 - Melincué RN8 – Santa Fe).

A pesar que en este caso se ha relacionado la variación de la rigidez con el tiempo, la relación realmente la guarda con el número de ejes que debió soportar durante el periodo analizado.

Resulta interesante observar además las variaciones modulares que sufrió a lo largo del periodo analizado el Suelo Seleccionado y la Subrasante. Estos materiales acompañando el deterioro de las capas ligadas sufrieron un notorio descenso de sus valores modulares, los que se resumen a continuación para sus valores medios (Tabla n° 11).

Estas variaciones pueden ser atribuidas al comportamiento no lineal de estos materiales, dado que sus solicitaciones se incrementan con el deterioro de las capas ligadas, y al posible aumento del contenido de humedad a partir del ingreso de agua.

Material \ año	2009	2018	2021
Concreto Asfáltico	4010 MPa	650 MPa	310 MPa
Reciclado Granular	1758 MPa	508 MPa	279 MPa
Suelo Seleccionado	142 MPa	81 MPa	56 MPa
Subrasante	101 MPa	58 MPa	40 MPa

Tabla n° 11: Valores modulares en los diferentes momentos de auscultación.

Simulaciones no lineales realizadas en esta estructura atribuyendo al suelo seleccionado y la subrasante ecuaciones constitutivas típicas, mostraron que una caída del módulo de la

subrasante del orden del 60 por ciento puede atribuirse, en este caso estructural, a la no linealidad de su comportamiento.

Esto plantea el riesgo de sobrevalorar el módulo del estabilizado granular cementado a partir de la adopción de módulos de las capas inferiores en su estado inicial, donde a partir de las auscultaciones presentan un alto valor modular.

5.3 RESUMEN

La Tabla n° 12 muestra un resumen de cada uno de los tramos evaluados, el espesor de la capa cementada componente, el contenido de cemento de la misma, el tránsito soportado desde su construcción al momento de la evaluación, el módulo medio obtenido para el tramo a partir del retrocálculo realizado, como también un módulo característico que se adoptó como aquel que deja el 75% de las observaciones o valores obtenidos por encima de él (percentil 25).

	Ruta	Tramo	Espesor (cm)	Cont. Cemento (%)	Edad (N° ejesx106)	Módulo medio (Mediana) (Mpa)	Módulo característico (P25%) (Mpa)
1	RP n°2	Km 273+000 - 281+100	28	5,00	9,29	971	771
2	RP n°2	Km 301+500 - 308+700	28	5,00	10,85	400	307
3	RP n°10	Km 108+900 - 125+150	30	3,50	9,01	518	481
4	RP n°17	Km 14+200 - 34+100	30	3,50	4,28	250	181
5	RP n°22-s	Km 0+200 - 10+900	15	4,00	0	4372	2488
6	RP n°91	Km 1+000 - 8+500	24	3,00	14,2	1178	947
7'	RP n°90	Km 124+900 - 149+800	25	3,50	1,37	1758	1149
7''	RP n°90	Km 124+900 - 149+800	25	3,50	14,92	508	250
7'''	RP n°90	Km 124+900 - 149+800	25	3,50	18,02	279	196

Tabla n° 12: Cuadro resumen resultados obtenidos del retrocálculo de los tramos.

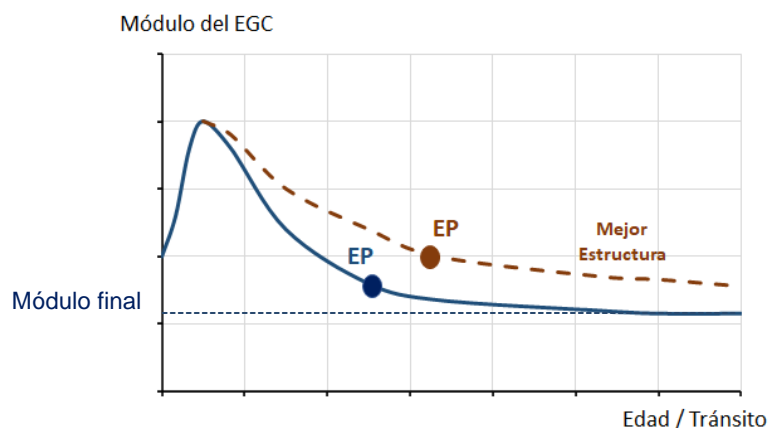
Capítulo 6: AJUSTE/VALIDACIÓN CRITERIOS DE RIGIDEZ UTILIZADOS EN BACKVIDE

6.1 RESUMEN DE CRITERIOS DE CARACTERIZACIÓN ELÁSTICA UTILIZADOS EN BACKVIDE

El software BackViDe considera el material estabilizado con cemento en el análisis en condiciones iniciales y en el análisis incremental. En el presente capítulo, se contrastan y ajustan los criterios de caracterización utilizados por el programa con los valores modulares obtenidos a partir de retrocálculo.

En **condiciones iniciales** el módulo se caracteriza por un comportamiento elástico lineal con un valor ponderado de la variación del material durante el período de diseño (EP), correspondiendo al mismo concepto del valor ELTS comentado en el punto C.3.1 del Método PN (Asphalt Academy, 2009).

Como se menciona en capítulos anteriores, el mismo es un parámetro del modelo que sirve como indicador relativo de la Rigidez in situ promedio a largo plazo de una capa de pavimento. Promedia los efectos del cambio de rigidez debido al tránsito, variaciones estacionales y cambios en los materiales; e intenta imitar el efecto de fatiga a largo plazo que conduce a una reducción más rápida de su rigidez cuando estos materiales se colocan sobre apoyos débiles (Gráfica n° 40).



Gráfica n° 40: Interpretación módulo EP (Método PN, TG2, Sudáfrica).

El criterio utilizado actualmente por BackViDe para definir EP es adoptar un factor K de (escalonamiento) (Ec. n° 18) limitado a un valor máximo de 700 MPa.

Ec. n° 18

$$K = 1,6 e^{0,045 H}$$

Siendo H el espesor de la capa cementada, en centímetros. A partir de este se define:

Ec. n° 19

$$E_{\text{cementada}} = E_{\text{subbase}} \times K \leftrightarrow E_{\text{subbase}} \times K \leq 700 \text{ MPa}$$

Siendo $E_{\text{cementada}}$ y E_{subbase} , el módulo de la cada una de las capas en MPa.

En tanto que en **condiciones incrementales**, se hace necesario definir diferentes parámetros asociados al módulo para poner de manifiesto el proceso de endurecimiento y la degradación por fatiga hasta su módulo final deteriorado.

El proceso de endurecimiento se modela iniciando con un valor modular del veinte por ciento del valor máximo a alcanzar luego de un periodo de cementación adoptado en doce meses, proceso que se verá afectado al considerar el daño dado por el tránsito.

La degradación por fatiga se determina en función del daño acumulado en el periodo de evaluación:

Ec. n° 20

$$E_{daño} = E_{min} + \frac{E_{integro} - E_{min}}{1 - e^{mv1} + e^{mv1+mv2} (Daño^{mv3})}$$

Siendo:

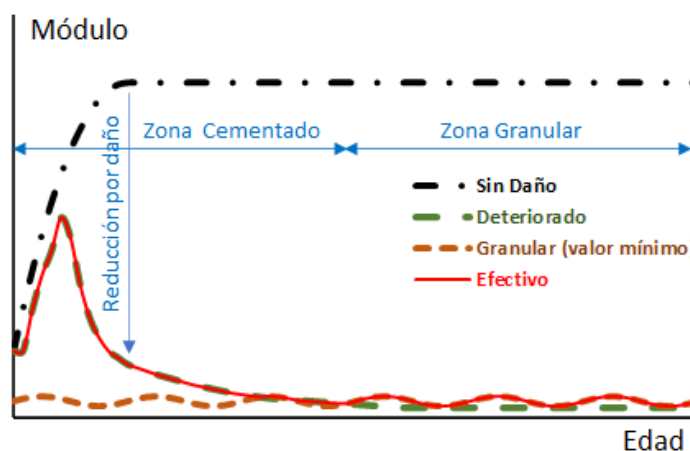
$E_{daño}$	módulo asociado a un valor del daño
E_{min}	módulo final correspondiente a un daño máximo 300 MPa (valores previos a la tesis)
$E_{integro}$	módulo correspondiente al material sin daño
Daño	valor del daño acumulado
e	base de los logaritmos neperianos
mv1, mv2, mv3	coeficientes que caracterizan al material, -3.00, 4.00 y 1.00 (valores previos a la tesis)

El valor mínimo del módulo es acotado por una función no lineal que lo expresa en función del nivel de tensiones del material cuando este valor supera al valor E_{min} , como se observa en la función roja de la Gráfica n° 41 en la zona granular.

Ec. n° 21

$$Mr = 700 \theta^{0,70} \quad (\text{valores previos a la tesis})$$

La Gráfica n° 41 esquematiza el modelo empleado para la determinación del módulo efectivo (de trabajo), en cada momento del período de análisis.



Gráfica n° 41: Módulo efectivo en cada momento del análisis.

Finalmente, el daño del material en un momento dado, resulta del deterioro acumulado en cada período de su historia de tensiones. Valorando el daño de cada período como el cociente entre el número de reiteraciones y el número admisible para ese nivel de tensiones (Nadm), lo cual se determina según la ecuación siguiente:

Ec. n° 22

$$N_{adm} = 10^{(1 - \sigma t \text{ acot} / \sigma_6) \alpha}$$

- Nadm número de reiteraciones admisibles en millones
- σt tensión de tracción (0,2 MPa)
- acot factor asociado a la concentración de tensiones, dado por el estado y modo de fisuración del material
- σ_6 tensión de tracción para el inicio de la fisura (MPa)
- α susceptibilidad del material respecto al nivel de tensiones, 6 (valor previo a la tesis)

Se aclara que el ajuste del conjunto de los criterios de falla excede el alcance de esta tesis.

6.2 AJUSTE Y VALIDACIÓN DE LOS CRITERIOS

A partir de los criterios adoptados por el programa BackViDe, se llevó a cabo un análisis sobre los tramos evaluados que resultaron de mayor interés.

6.2.1 Análisis incremental

Se estudió la validez de la Ec. n° 21, la que plantea la variación modular en función de las tensiones una vez alcanzado el comportamiento granular final de la base. Para esto se optó por aquellos tramos que han alcanzado y/o superado el periodo de su vida de diseño.

A partir del cuenco característico de la Ruta Provincial n° 2 en el tramo 301+500 – 308+700 se efectuó el retrocálculo (Imagen n° 63):

Resultados del Retroajuste modular

Recuperando resultados **Número de iteraciones 7, Convergencia de módulos,**
 Tipo de medición de la deformada **ABSOLUTA FWD**

Distancia(mm)	Deformada (mm/1000)										Error promedio 19,9		Error promedio caso anterior 20,20	
	0	200	300	600	900	1200	1500	1800	2100					
Medida	995	750	612	356	226	175	124	99	80					
Calculada	1018	708	596	389	256	172	120	86	65					
Error	23	42	16	33	30	3	4	13	15					

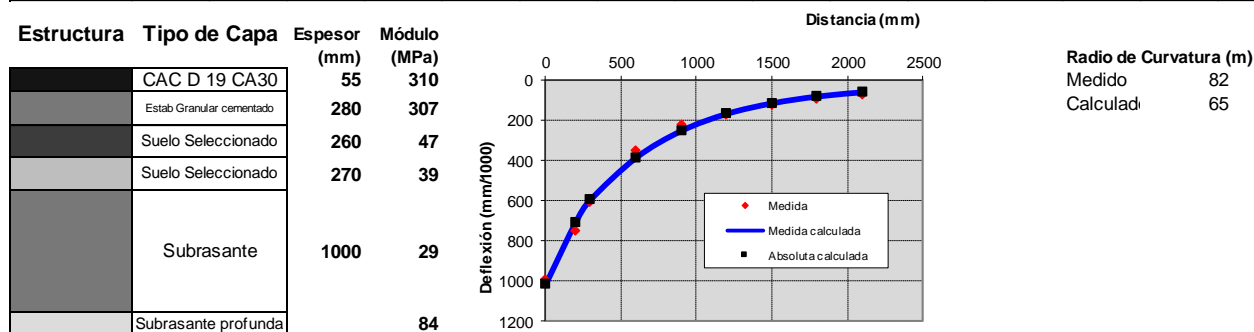


Imagen n° 63: Retrocálculo del cuenco característico. Captura del Software BackViDe.

Al considerar el comportamiento granular mínimo de la base a partir de la Ec. n° 21, el error promedio del ajuste de los cuencos FWD medidos versus calculado, disminuyó a 9 µm (Imagen n° 64).

Resultados del Retroajuste modular

Recuperando resultados **Número de iteraciones 15, Convergencia de módulos,**

Tipo de medición de la deformada **ABSOLUTA FWD**

Distancia(mm)	Deformada (mm/1000)									Error promedio 9		Error promedio caso anterior 19,90	
	0	200	300	600	900	1200	1500	1800	2100				
Medida	995	750	612	356	226	175	124	99	80				
Calculada	998	730	614	374	241	166	122	93	74				
Error	3	20	2	18	15	9	2	6	6				

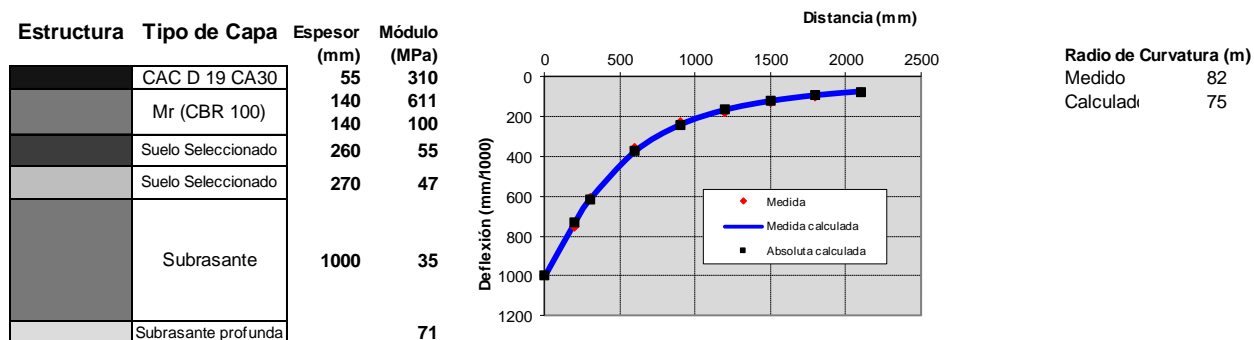


Imagen n° 64: Retrocálculo del cuenco característico. Captura del Software BackViDe.

Al analizar la posibilidad de que otra función refleje mejor el comportamiento, se adopta la consideración de independencia respecto al corte (Tau octaédrico), arribando a (Imagen n° 65):

Resultados del Retroajuste modular

Recuperando resultados **Número de iteraciones 24, Convergencia de módulos,**

Tipo de medición de la deformada **ABSOLUTA FWD**

Distancia(mm)	Deformada (mm/1000)									Error promedio 5,6		Error promedio caso anterior 5,90	
	0	200	300	600	900	1200	1500	1800	2100				
Medida	995	750	612	356	226	175	124	99	80				
Calculada	1000	737	617	364	231	163	124	99	82				
Error	5	13	5	8	5	12	0	0	2				

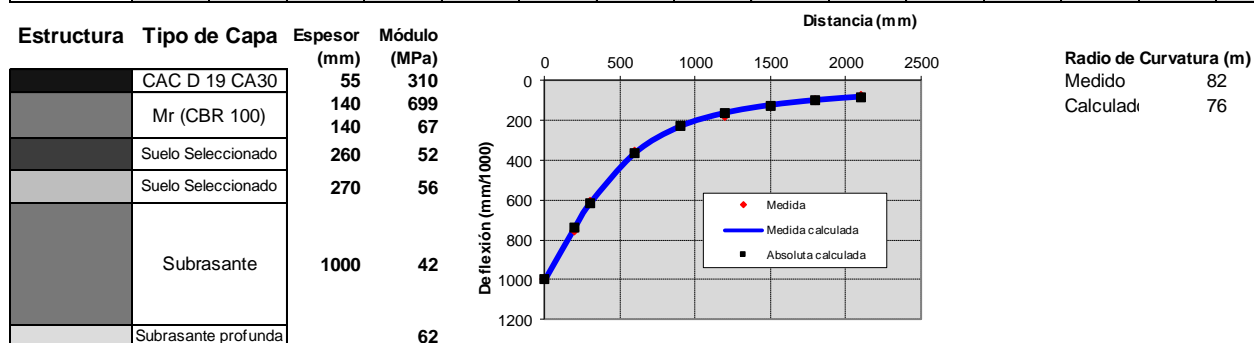


Imagen n° 65: Retrocálculo del cuenco característico. Captura del Software BackViDe.

Así se obtuvo la función que mejor retrata el comportamiento de la base en el tramo:

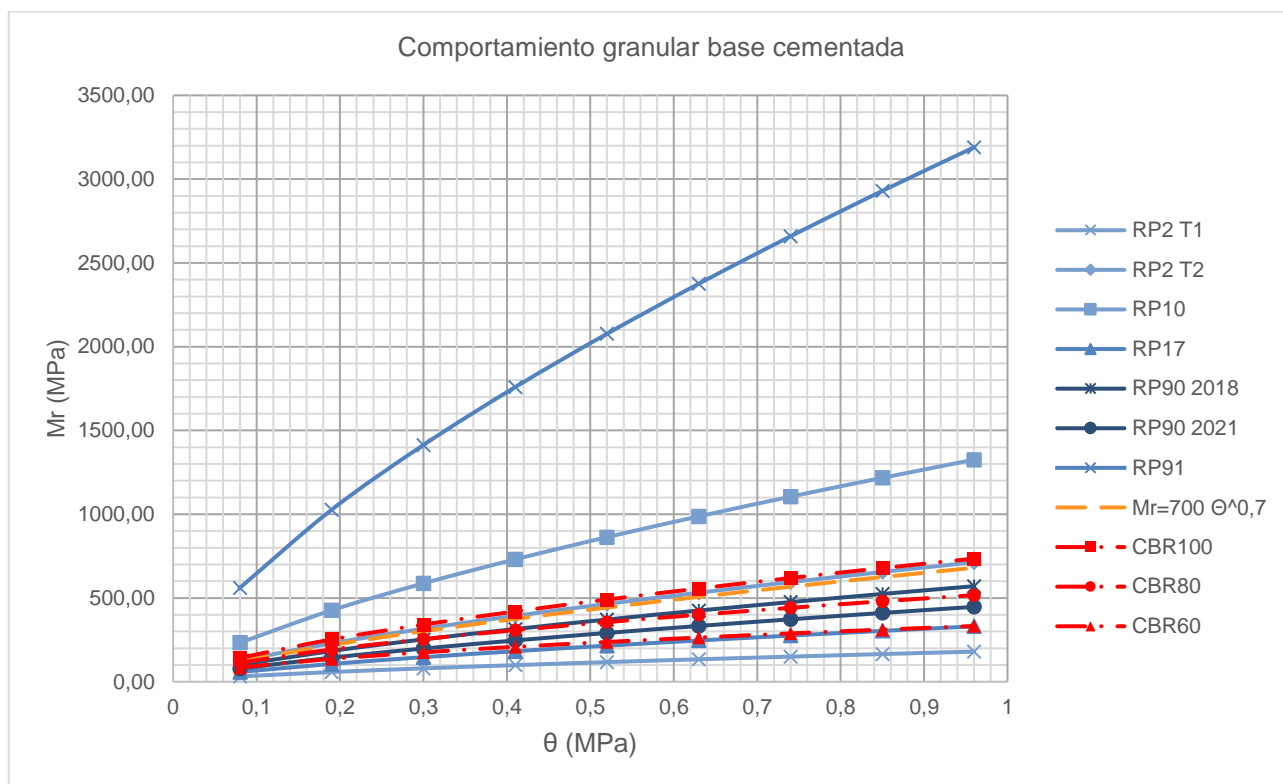
Ec. n° 23

$$Mr = 1785 \theta^{0,70}$$

Siendo:

θ primer invariante de tensiones, suma tensiones x, y, z (MPa)

Del mismo modo, se analizaron otros tramos de los que se obtuvo:



Gráfica n° 42: Comportamiento de diferentes tramos del material granular cementado.

Se muestran en color naranja la gráfica de la Ec. n° 21, actual consideración del comportamiento del material en su etapa granular, y en rojo las correspondientes a un CBR 100%, 80% y 60%, respectivamente (Gráfica n° 42). En diferentes tonalidades de azules se representan distintos tramos analizados. Cabe mencionar que como simplificación durante el análisis se mantuvo la consideración de independencia respecto al corte del tau octaédrico, lo que es solo una aproximación debido a que en las ecuaciones de M_r (CBR100), M_r (CBR80) y M_r (CBR 60) este tiene influencia.

A partir del análisis de este primer ajuste pueden indicarse las siguientes observaciones:

- Respecto a las curvas de la Gráfica n° 42 se desprende que aquellas que se encuentran por encima de la función naranja pueden deberse a que ésta no es la función representativa o que el material no alcanzó un comportamiento granular, trabajando en parte aún como una capa cementada.

Sin embargo, varios de los tramos se encuentran por debajo de la función propuesta resultando peligroso en caso de mantenerse en el diseño de estructuras. Es por esto que se propone la adopción por defecto de la ecuación de módulo resiliente asociado a un material granular genérico de CBR 60%.

$$Mr = 340 \theta^{0,55} \tau_{octa}^{-0,19}$$

Siendo:

- θ primer invariante de tensiones, suma tensiones x, y, z (MPa)
 τ_{octa} esfuerzo de corte octaédrico, invariante de tensiones (MPa)

Cabe mencionar que factores como la granulometría, la presencia de humedad, el comportamiento de las capas inferiores serán de vital importancia para el comportamiento granular de la capa, por lo que se considera que la confiabilidad de la ecuación adoptada se vería solo respaldada por la consideración de estos factores.

- Se recomienda además reducir el valor modular mínimo absoluto a 150 MPa, valor relevante en el proceso de retroajuste modular.

- Dada la marcada diferencia del estado estructural entre la parte superior e inferior del material, observada en las distintas auscultaciones estructurales, se plantea adecuado considerar al mismo en la modelización, si supera los 20 cm de espesor, como dos capas de un semi espesor.

- Al pretender simular el comportamiento de la capa a lo largo de su vida hasta el momento de medición de las deflexiones, se observa que se requieren de múltiples evaluaciones a lo largo de la vida para ajustar los criterios de falla. Es por esto que se realiza una primera variación de los mismos, recomendando un mejor análisis para su valedera determinación.

- Se asume que el inconveniente de las actuales ecuaciones, es que representan la fuerte dependencia de la rotura por fisuración que se produce en las probetas de laboratorio. Pero esto difiere con el objetivo del modelo incremental que es representar con el símil de homogeneidad el progresivo deterioro del material.

Se propone entonces:

- Modificar el coeficiente mv^2 de la ecuación 20 (caída modular por el daño) a un valor de 1.00.
- Modificar el valor Alfa de la ecuación 22 al valor de 4

Estos criterios modificados son los que se aplican en las simulaciones del comportamiento realizadas en el punto 6.2. 2.

6.2.2 Condiciones iniciales

A partir del cuenco característico de cada uno de los tramos, se comparó el módulo que se obtendría por escalonamiento (Ec. n° 18 y 19) para la base cementada y el determinado por retrocálculo por el software BackViDe (5.2), del que se adopta el percentil 25% por cuestiones de confiabilidad (Tabla n° 13).

Tramo	Espesor (cm)	Mr subbase (Pe. 25%. 5.2) (MPa)	Tipo de subbase	Factor Escalonamiento (K)	EP (Mpa)	Mr retrocalculado (Pe. 25%. 5.2) (MPa)
RP2 T1	26	65	SS	5,16	340	771
RP2 T2	28,5	46	SS	5,77	265	307
RP10	30	64	SS	6,17	395	608
RP17	30	30	SS	6,17	185	167
RP91	24	200	SAC	4,71	700	952
RP90 2008	25	171	SS	4,93	700	1176
RP90 2018	25	64	SS	4,93	315	250
RP90 2021	25	47	SS	4,93	232	196

Tabla n° 13: Resumen análisis condición inicial.

Se resalta aquí que la existencia de un módulo final retrocalculado inferior al módulo ponderado EP es lo que se espera por definición; es decir, no considerar en el diseño en condiciones iniciales el alto módulo del material a edades tempranas ni el reducido valor final, sino un valor ponderado (intermedio) Ep que provea la misma vida útil que la real variación del mismo.

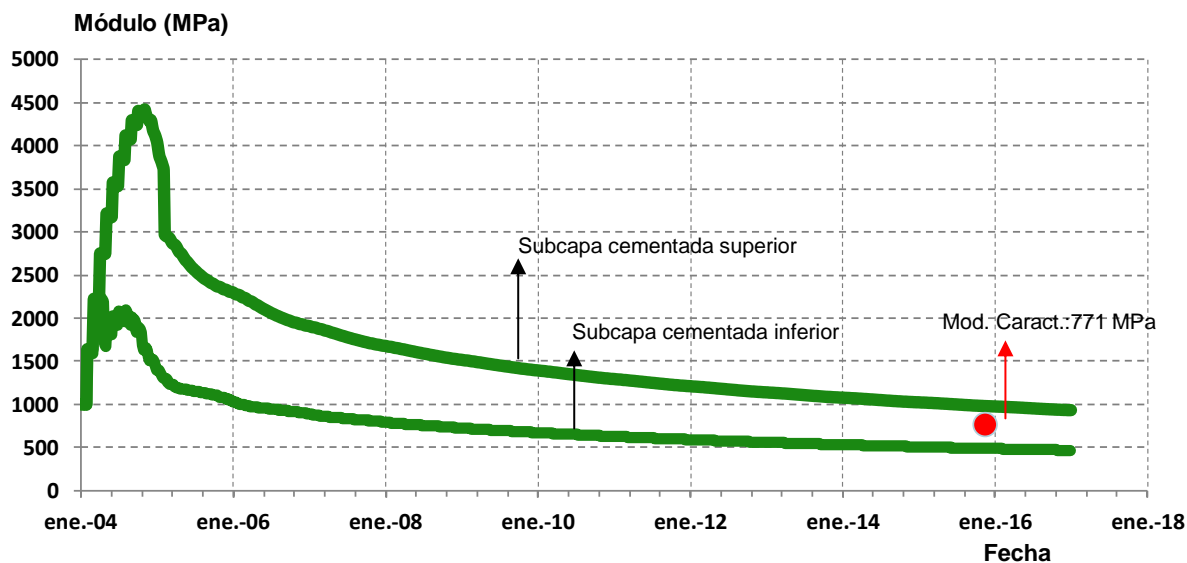
Sin embargo, este enfoque sólo puede realizarse conociendo el momento en el que se alcanzó la falla estructural y su tránsito asociado, para luego determinar qué módulo, supuesto constante, arroja la misma vida útil.

Es por esto, dada la falta de la información requerida para concretar este análisis (momento de falla y tránsito asociado), se realizó un análisis mediante el modelo incremental sólo como ejercicio para los dos tramos de la Ruta Provincial n° 2, dándose como válidas las modificaciones planteadas en el punto 6.2.1..

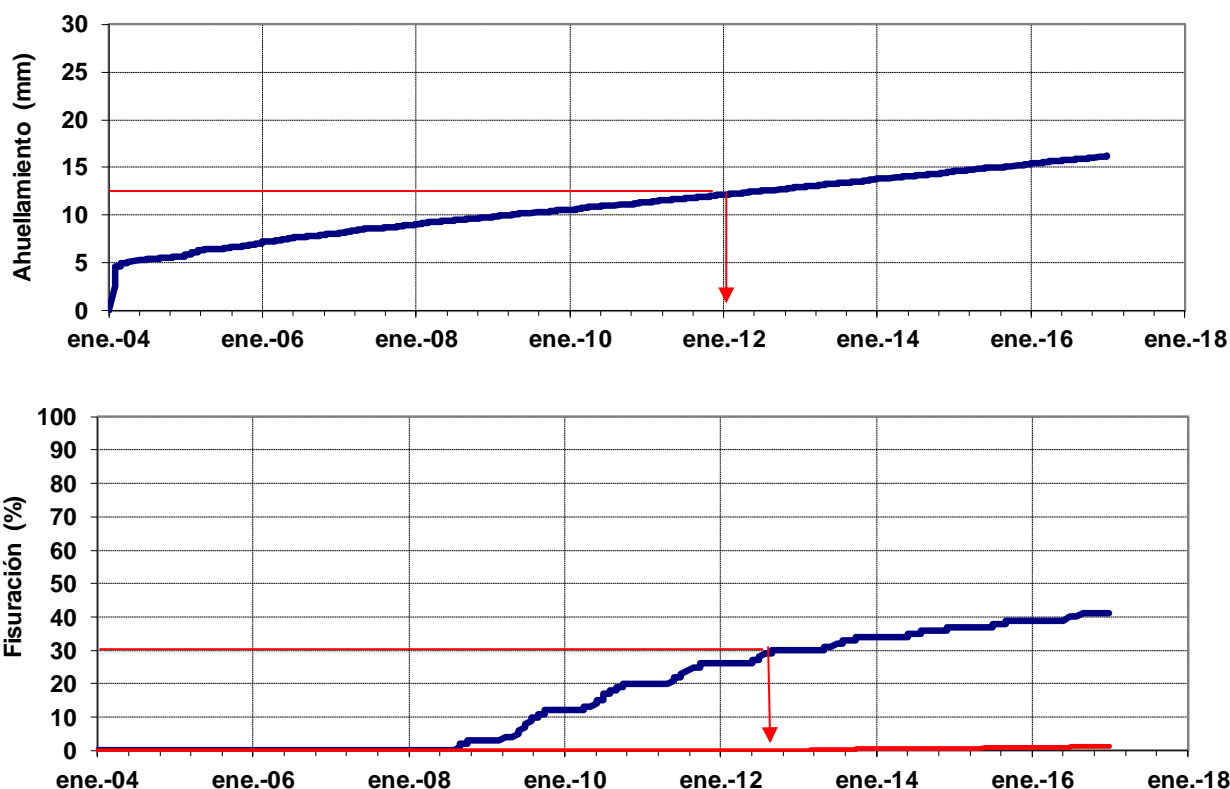
Éstas y otras simulaciones realizadas para lograr la coherencia de las predicciones son las que dieron lugar a las modificaciones sugeridas al modelo incremental.

6.2.2.1 Obra: Ruta Provincial n° 2 – Tramo: Km 273+000 – 281+100

Para aproximar el módulo característico de 771 MPa (Perc 25%) obtenido en el retroajuste modular (5.2.1), se simuló la estructura con diferentes tensiones, logrando para un valor de tensión $\sigma_6=0,233$ MPa (Ec. n° 22) los siguientes resultados, que aproximaron adecuadamente el valor modular característico de 771 MPa (Gráfica n° 43).



Gráfica n° 43: Variación modular de las subcapas del Reciclado y su valor obtenido en el retrocálculo.



Gráfica n° 44: Deterioro en cada momento del análisis.

El modelo indicó que la falla se produjo durante el año 2012 (Gráfica n° 44) con un tránsito acumulado del orden de 6 millones de ejes equivalentes (Gráfica n° 24). Luego se determinó para qué módulo de la capa en condiciones iniciales se obtiene esa misma vida útil.

A partir de la Imagen n° 66 se comprobó que corresponde a un módulo de 860 MPa, siendo el EP sugerido de 340 MPa (según escalonamiento) (Tabla n° 13) lo que resulta conservador según las hipótesis planteadas.

Estructura Analizada

Tipo	Espesor (mm)	Módulo (MPa)
CAC D 19 CA30	50	3020
Estab Tratado con Cemento	260	Variable
Suelo Seleccionado	370	66
Subrasante		48

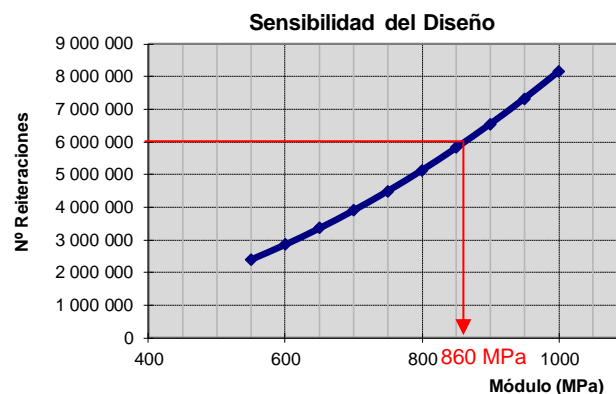
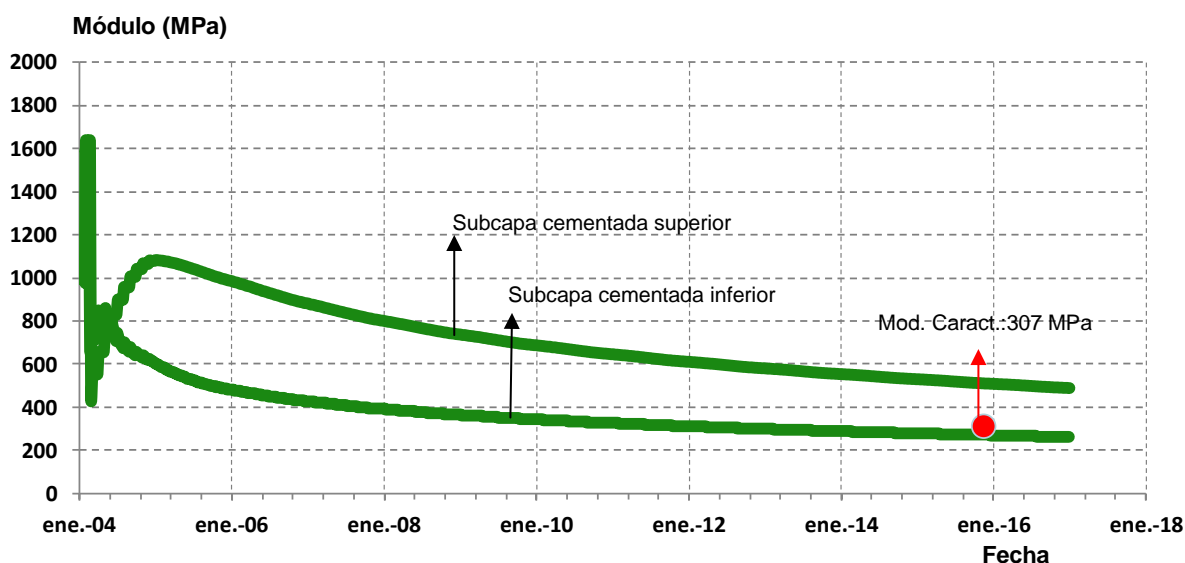


Imagen n° 66: Análisis en condiciones iniciales. Captura del Software BackViDe.

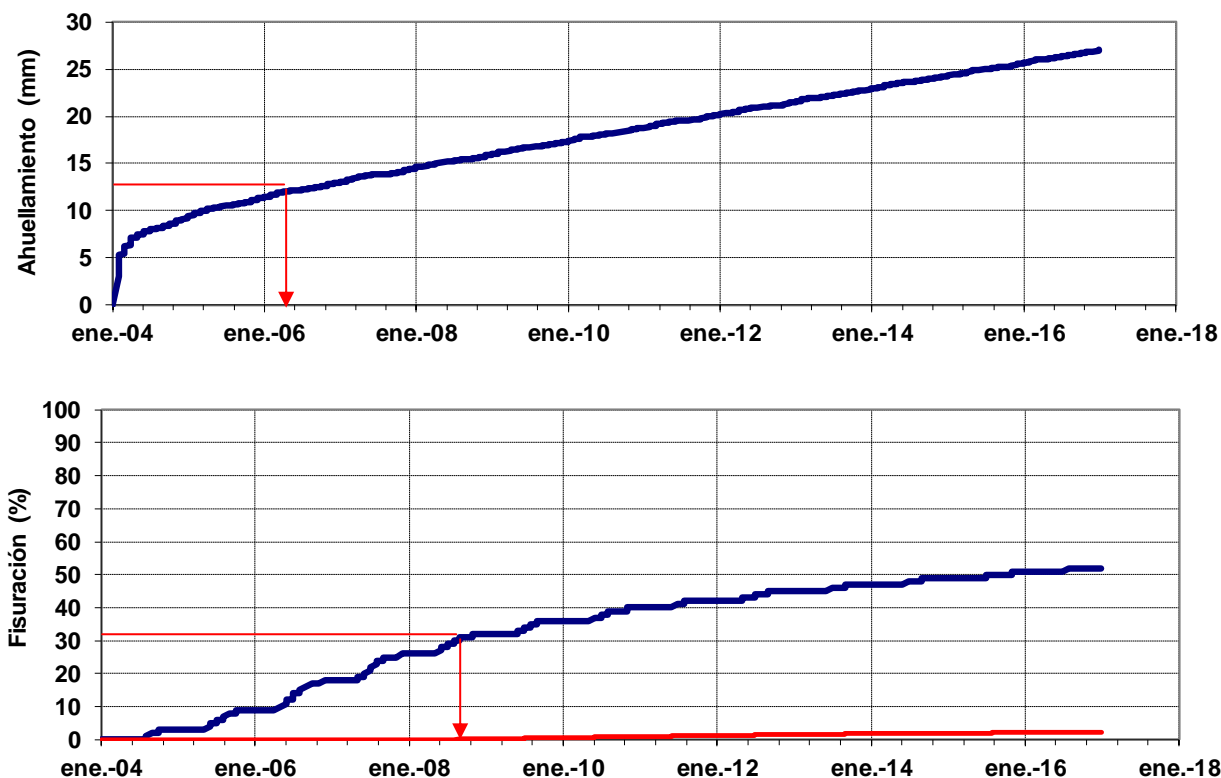
6.2.2.2 Obra: Ruta Provincial n° 2 – Tramo: Km 301+500 – 308+700

Para aproximar el módulo característico de 298 MPa (Perc. 25%) obtenido en el retroajuste modular (5.2.2), se simuló la estructura con diferentes tensiones, logrando para un valor de tensión $\sigma_6=0,192$ MPa los siguientes resultados (Gráfica n° 45).



Gráfica n° 45: Variación modular de las subcapas del Reciclado y su valor obtenido en el retrocálculo.

Se observa que el modelo sobrestima el módulo evaluado en 2016. Persiste en el modelo una gran sensibilidad a las tensiones y un valor levemente inferior de la tensión dentro del criterio de falla, lo que plantea una subestimación del módulo retrocalculado de 2016.



Gráfica n° 46: Deterioro en cada momento del análisis.

El modelo incremental indicó que la falla se produjo durante el año 2006 por ahuellamiento o durante el 2008 por fisuración (Gráfica n° 46) con un tránsito acumulado del orden de 1,30 y 3,00 millones de ejes equivalentes, respectivamente (Gráfica n° 25). Así se obtuvo para qué módulo de la capa en condiciones iniciales se obtiene esa misma vida útil.

A partir de la Imagen n° 67, se determinó que corresponde un módulo de 450 MPa para el tránsito que genera la falla por ahuellamiento (1,3 millones de ejes equivalentes) o del orden de 615 MPa para la falla por fatiga, siendo el EP sugerido de 265 MPa (según escalonamiento) (Tabla n° 13), el mismo resulta conservador según el análisis realizado.

Estructura Analizada

Tipo	Esesor (mm)	Módulo (MPa)
CAC D 19 CA30	55	3020
Estab Tratado con Cemento	285	Variable
Suelo Seleccionado	260	46
Suelo	270	39
Subrasante		29

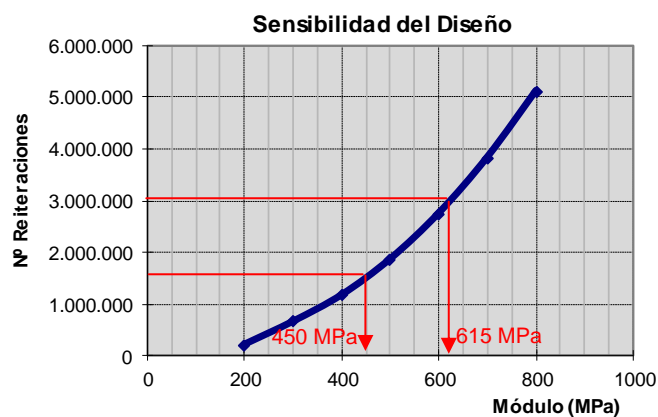


Imagen n° 67: Análisis en condiciones iniciales. Captura del Software BackViDe.

Se insiste en que este cálculo sólo puede llevarse a cabo conociendo el momento en el que se alcanzó la falla estructural y su tránsito asociado, en base a datos de comportamiento en servicio y que lo realizado aquí solo permite afianzar los conocimientos respecto a los criterios empleados.

Capítulo 7: CONCLUSIONES

Fueron llevadas a cabo más de cien mediciones deflectométricas, en distintos tramos de la red vial provincial pavimentada de Santa Fe que suman una longitud cercana a los cien kilómetros, sobre diferentes paquetes estructurales que incluyen capas granulares con cemento, con diferentes edades y contenidos de cemento; a partir de las que fue posible la caracterización de capas granulares estabilizadas con cemento mediante módulos de trabajos retrocalculados.

Se obtuvieron resultados que permiten afirmar lo enunciado en la hipótesis que, al igual que la bibliografía consultada, indicaba un aumento en la resistencia inicial de este material debido a un proceso de cementación, para luego degradarse paulatinamente a partir de la aparición de fisuras originadas por la naturaleza del material, como también por los esfuerzos generados por las sollicitaciones de tránsito.

Para edades tempranas, es preponderante la cantidad de cemento incorporada, generando un aumento considerablemente el módulo de rigidez del material hasta valores de 9.000 MPa. Para esta etapa de cementación del material pueden adoptarse valores medios de 4.000 MPa como representativos para cantidades de cemento incorporadas del 3% al 4%, típico de la Provincia de Santa Fe. Es por esto, que a partir de los resultados obtenidos por retrocálculo, se propone incrementar el módulo cementado inicial con el que trabaja el programa BackViDe, de 3.000 MPa a 5.000 MPa.

Este valor inicial elevado se reduce rápidamente hasta valores del orden de 1.500 MPa con la apertura al tránsito del tramo, comenzándose a producir fisuras que forman bloques de una a cinco veces el espesor de la capa. El proceso es condicionado por factores como el espesor de la capa cementada, la cantidad de cemento incorporado, el curado recibido, las características de la capa subyacente, etcétera.

Finalmente, el módulo desciende hasta valores asintóticos de entre 300 - 900 MPa, que se obtienen una vez que la totalidad del espesor cementado se encuentra fisurado, asimilando el material a un granular, etapa en la que la granulometría y humedad determinan como trabaja el material.

A partir de los calados realizados, se pudo observar que se genera un deterioro progresivo desde las fibras inferiores hacia las superiores de la capa cementada. Esto es de esperar dada las tensiones de tracción generadas en la porción inferior del material debido a su comportamiento a flexión.

Los módulos obtenidos mediante retrocálculo en realidad surgen de una simplificación que considera la totalidad del espesor de la capa trabajando homogéneamente, cuando en realidad esto es solo una simplificación. Desde un módulo máximo donde la totalidad del espesor funciona como una losa, hasta un mínimo donde completamente trabaja como un granular, la variación modular responde a una combinación entre la porción cementada superior y la porción deteriorada por los esfuerzos de flexión en las fibras inferiores.

A partir del Capítulo 6 se concluye que para el **modelo incremental** del software BackViDe, adoptar la ecuación $M_r = 700 \Theta^{0.70}$ similar a un material granular CBR 100% como sucede actualmente es arriesgado ya que la variación modular de la mayoría de los tramos analizados se ubicó por debajo de este comportamiento.

Es por esto que en vistas de la gráfica n° 42 se propone adoptar para modelo incremental como función del módulo mínimo por defecto la de un material granular de CBR 60% (Ec. n° 24) dado que contempla prácticamente todos los ejemplos analizados. Sin embargo, debería plantearse su adopción en función del material analizado, ya que el comportamiento real dependerá del contenido de cemento (para determinar el pico modular que alcanzará y la pendiente de su caída), del esqueleto granular y del comportamiento de las capas inferiores.

Es necesario también la incidencia de estos factores en la adopción del escalonamiento modular, módulo de rigidez máximo y ecuación modular mínima. La adopción de funciones rígidas o valores constantes puede llevar a importantes diferencias con el comportamiento real ya que puede variar entre una capa fuertemente cementada y una base cuasi granular, cuestión no reflejada actualmente.

Pudo determinarse también que el análisis realizado por el software en **condiciones iniciales** resultó suficiente y hasta conservador, dado que los módulos determinados por escalonamiento resultaron menores al E_p determinado a partir del deterioro de la estructura.

7.1 ACCIONES FUTURAS

Algunos tópicos que escapan al presente trabajo pueden ser el punto de partida para futuras investigaciones, como ser:

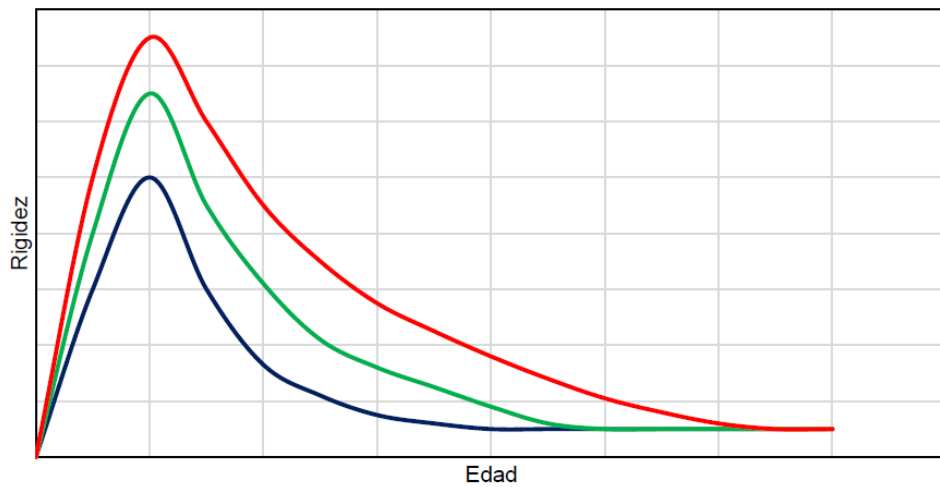
- *Comportamiento en distintas etapas del material cementado.*

Si bien se obtuvieron mediciones para inicio de la vida de diseño y el final de la misma, no fue posible realizar mediciones intermedias, perdiendo datos del comportamiento intermedio. El seguimiento de un tramo con mediciones sistemáticas sería ideal para poder reflejar esta variación modular a lo largo de la vida en servicio.

- *La influencia del contenido de cemento y la granulometría sobre el desempeño modular de la base cementada.*

La hipótesis que resulta del presente trabajo es que, si bien el mayor contenido de cemento produce una mayor rigidización en edades tempranas, el módulo deteriorado de equilibrio resulta similar a mezclas con un menor contenido de cemento e idénticas granulometría. Sin embargo, este grado de deterioro se alcanzará en un mayor número de ejes admitidos, y la susceptibilidad al agua será menor.

Variación modular cementado



Gráfica n° 47: Variación modular para diferentes contenidos de cemento, manteniendo demás variables (humedad, granulometría, subbase).

Lo mencionado intenta representarse en la Gráfica n° 47, en la que las funciones graficadas representan 3 mezclas con diferentes contenidos de cemento (C% Mezcla 1 (Azul) < C% Mezcla 2 (Verde) < C% Mezcla 3 (Rojo)).

Para el final de la vida en servicio el módulo final de las tres mezclas coincide, ya que se mantienen constantes las variables que afectan a materiales granulares como son su esqueleto granular, módulo de la subbase, humedad. etcétera.

- *Influencia de la humedad en las capas cementadas a lo largo de la vida en servicio y especialmente durante su comportamiento granular.*
- *Análisis de las modificaciones propuestas a partir del capítulo 6 para el comportamiento modular en método incremental.*

BIBLIOGRAFÍA

- [1] AASHTO. (1993). Part IV: Mechanistic-Empirical Design Procedures. En AASHTO, *Guide for Design of Pavement Structures*. Washington D.C., EUA: AASHTO.
- [2] Applied Research Associates, Inc (ARA). (2004). *Guide for Mechanistic-Empirical Design for New and Rehabilitated Pavement Structures (NCHRP 1-37A Final Report)*. Illinois, EUA: National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council.
- [3] Ashtiani, R., Little, D., & Masad, E. (2007). Evaluation of the Impact of Fines on the Performance of Lightly Cement-Stabilized Aggregate Systems. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*(2026), 81-88.
- [4] Asphalt Academy. (2009). *Technical Guideline: Bitumen Stabilised Materials, Second edition*. Pretoria, Sudafrica.
- [5] Austroads. (2012). *Guide to Pavement Technology Part 2: Pavement Structural Design (AGPT02-12)*. Sydney, Australia: Austroads.
- [6] Balbo, J. T. (1993). *High quality cement treated crushed stone for concrete pavement bases*. San Pablo, Brasil: Universidad de San Pablo.
- [7] Bazant, Z., & Cedolin, L. (1992). Why Direct Tension Specimens Flex and Break at Midlength. *Proceedings of the First International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures*. Colorado, EUA: Elsevier Applied Science.
- [8] Caltalbiano, M., & Rawlings, R. (1992). Treatment of Reflection Cracks in Queensland. 7º *Conferencia Internacional sobre Pavimentos Asfálticos*. Nottingham, Inglaterra.
- [9] Castaño Martínez, F., Herrera Betín, J., Gómez Sáenz, J., & Reyes Lizcano, F. (2009). Análisis cualitativo del flujo de agua de infiltración para control del drenaje de una estructura de pavimento flexible en la ciudad de Bogotá D.C. *Infraestructura Vial*(22), 20-25.
- [10] Chakrabarti, S., & Kodikara, J. (2005). Shrinkage behaviour of crushed basaltic rock and residual clay mixture stabilized with cementitious binders. En *International Journal of Pavement Engineering* (págs. 27-37).
- [11] Chua, K. (1988). *Determination of CBR and elastic modulus of soils using a portable pavement dynamic cone penetrometer*. Rotterdam, Países Bajos.
- [12] De Faria, V. C., & Gutiérrez Klinsky, L. M. (s.f.). *Parâmetros mecânicos da britga graduada tratada con cimento*. Santa Isabel, Brasil: Centro de Pesquisas Rodoviárias, CCR NovaDutra.

- [13] Dr. Ing. Giovanon, O. (2001). *Los modelos racionales de diseño - Criterios de falla*. Rosario, Argentina: Laboratorio Vial del Instituto de Mecánica Aplica y Estructuras (IMAE). Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura. Universidad Nacional de Rosario.
- [14] Dr. Ing. Giovanon, O., & Ing. Tosticarelli, J. (1995). *Aplicación de defletógrafos a impacto (FWD) en Argentina*. Rosario, Argentina: Laboratorio Vial del Instituto de Mecánica Aplica y Estructuras (IMAE). Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura. Universidad Nacional de Rosario.
- [15] Dr. Ing. Kraemer, C. (1996). La reflexión de fisuras de las bases de gravacemento y hormigón compactado: causas y remedios. *Revista Rutas*, 6.
- [16] Dr. Ing. Kraemer, C., & Ing. Martínez de Aragón, A. (1977). *Análisis de tensiones y deformaciones y estudio de la fatiga de las secciones estructurales de firmes flexibles de la norma 6.1 IC*. Ministerio de de Obras Públicas y Urbanismo.
- [17] Dr. Ing. Llamazares Gomez, O. (1971). El empleo de la Grava-Cemento en los firmes de carretera. *Informes de la construcción Vol 24, nº231*, 5.
- [18] Dra. Inga. Angelone, S., & Dr. Ing. Martínez, F. (2001). Criterios de falla de suelos aplicados al diseño estructural de pavimetnos flexibles. *11º Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto*, (pág. 15). Lima, Perú.
- [19] Flintsch, G., Diefenderfer, B., & Nuñez, O. (2008). *Composite pavement systems: Synthesis of design and construction practices*. Charlottesville, EUA.
- [20] Freeme, C., Maree, J., & Viljoen, A. (1982). Mechanistic design of asphalt pavements and verification using the Heavy Vehicle Simulator. *Proceeding of the Fifth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, (págs. 156-173). Delft, Países Bajos.
- [21] George, K. (1968). Cracking in cement-treated bases and means for minimizing it. *Highway Research Record*, 59-71.
- [22] George, K. (2002). *Minimizing Cracking in Cement-treated Materials for Improved Performance*. Skokie, EUA: Portland Cement Association.
- [23] Haifang, W., & Tuncer, E. (2013). *Characterization of cementitiously stabilized layers for use in pavement design and analysis*. Washington, EUA: National Cooperative Highway Research Program (NCHRP).
- [24] Hanson, J. R. (2006). *Cracking and roughness of asphalt pavements constructed using cement-treated base materials*. Provo, EUA: Brigham Young University.
- [25] Ing. Arce, M. (2011). Bases estabilizadas con cemento. *Boletín Técnico PITRA - Programa de Infraestructura del Transporte*, 7.

- [26] Ing. Cassan, R., & Ing. Páramo, J. (2014). Técnica de microfisuración de bases cementadas. *Revista Carreteras*, 70-76.
- [27] Ing. Cassan, R., Dra. Ing. Angelone, S., & Dr. Ing. Martínez, F. (2005). *Características mecánicas de estabilizados con ligantes hidráulicos para el diseño de pavimentos*. Rosario, Argentina: Laboratorio Vial del Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE). Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura. Universidad Nacional de Rosario.
- [28] Ing. Tosticarelli, J., Dr. Martínez, F., & Dra. Angelone, S. (1994). *Aplicación del penetrómetro dinámico de cono en obras viales y controles de compactación*. Rosario, Argentina.
- [29] Ing. Tosticarelli, J., Ing. Muzzulini, J., Dra. Ing. Pagola, M., Dr. Ing. Giovanon, O., Dr. Ing. Martínez, F., & MSc. Ing. Mezzelani, G. (2006). La auscultación de pavimentos en la Argentina. Su evolución y estado actual. *Comisión Permanente del Asfalto - XXXIV Reunión del asfalto*, (pág. 22). Mar del Plata, Argentina.
- [30] Judycki, J., & Jaskula, P. (Julio de 2012). Structural Design and Sensitivity Analysis of Semi-Rigid Pavement of a Motorway. *Engineering Journal* 16(4), 3-5.
- [31] Khoury, N., & Zaman, M. (2007). Durability of Stabilized Base Courses Subjected to Wet-Dry Cycles. *International Journal of Pavement Engineering* 8, 265-276.
- [32] Lic. Forchetti, A. G. (2006). *Evaluación de Impacto Ambiental de la Variable Suelo sobre obras de infraestructura del transporte carretero*. Santa Fe, Argentina: Tesis doctoral UCSF.
- [33] Litzka, J., & Haslehner, W. (1995). Cold In-Place Recycling on Low-Volume Roads. 6^o *International Conference on Low-Volume Roads*, (págs. 189-194). Minnesota, EUA.
- [34] Mag. Cauhape Casaux, M., Dra. Angelone, S., Dr. Martínez, F., & Dr. Giovanon, O. (2010). *Importancia de una adecuada caracterización de materiales granulares no ligados en el diseño estructural de pavimentos*. Buenos Aires, Argentina: XXXVI Reunión Anual del Asfalto.
- [35] National Institute for Transport and Road Research South Africa. (1986). *Cementitious Stabilizers in Road Construction*. Pretoria, Sudáfrica.
- [36] National Institute for Transport and Road Research South Africa. (1996). *Structural design of flexible pavements for interurban and rural roads*. Pretoria, Sudáfrica.
- [37] NCHRP, N. C. (2004). Chapter 2 - Material Characterization. En *Guide for Mechanistic-Empirical Design* (pág. 85). Illinois, EUA.
- [38] Otte, E., Savage, P., & Monismith, C. (Julio de 1982). Structural design of cemented pavement layers. *Transportation Engineering Journal*, 108, 428-446.

- [39] Pérez, N., Flores, G., & Garnica, P. (2012). Evaluación de la ley de fatiga de una base granular estabilizada con cemento. *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, (pág. 9). Cancún, México.
- [40] Saxena, P., Tompkins, D., Khazanovich, L., & Balbo, T. (2010). Evaluation of Characterization and Performance Modeling of Cementitiously Stabilized Layers in the Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2186, 111-119.
- [41] Scott, J. (1974). Flexural Stress-Strain Characteristics of Saskatchewan Soil-Cements. *Technical report 23*.
- [42] Scullion, T. (2002). *Investigación de Campo: Pre-fisuración de las bases de suelo-cemento para reducir las fisuras reflejas*. Washington D.C., EUA.
- [43] Shabbir, Hossain, M., Hari Krishnan, N., & Ozyldirim, C. (2017). *Determination of mechanical properties for Cement-treated Aggregate Base*. Charlottesville, EUA: Virginia Transportation Research Council.
- [44] Soto-Espitia, R., Moreno, F., Inzunza, M., Pasaran, D., Zurita, R., & Lechuga, H. (2016). Desempeño de las bases estabilizadas con cemento portland en México. *Concreto y cemento, investigación y desarrollo*, 2-13.
- [45] throwinwrenches.blogspot.com. (11 de 2012). Obtenido de throwinwrenches.blogspot.com/2012/11/ottawa-test-loop.html
- [46] Ventura, D. (2003). Durability Testing of LCB and CTB Materials Supplied by Caltrans. *Technical Memorandum No. TM-UC-PRC-2003-2*.
- [47] Yeo, R. (2008). *Fatigue performance of cemented materials under accelerated loading - Influence of vertical loading on the performance of unbound and cemented materials*. Haymarket, Australia: Austroroads.
- [48] Zhang, J., & Li, V. (2001). Influence of supporting base characteristics on shrinkage-induced stresses in concrete pavements. *Journal of Transportation Engineering*, 455-462.