

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SECCIÓN DE POSGRADO**



**PROCESO INNOVADO PARA DETERMINAR EL ESPESOR DE
SUBRASANTE MEJORADA EN SUELOS LIMO-ARCILLOSOS
APLICADO EN LA CARRETERA PUENTE RAITHER – PUENTE
PAUCARTAMBO**

TESIS

**PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO EN CIENCIAS
CON MENCIÓN EN INGENIERÍA DE TRANSPORTES**

ELABORADO POR

JORGE RICHARD OLARTE PINARES

ASESOR

M.Sc. JOSÉ WILFREDO GUTIÉRREZ LÁZARES

CO-ASESOR

M.Sc. JOSÉ RAFAEL MENÉNDEZ ACURIO

LIMA-PERÚ

2015

PROCESO INNOVADO PARA DETERMINAR EL ESPESOR DE SUBRASANTE
MEJORADA EN SUELOS LIMO-ARCILLOSOS APLICADO EN LA CARRETERA
PUENTE RAITHER – PUENTE PAUCARTAMBO

Ing. Jorge Richard Olarte Pinares

Presentado a la Sección de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil en cumplimiento
parcial de los requerimientos para el grado de:

MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA DE TRANSPORTES
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

2015

Autor	: Ing. Jorge Richard Olarte Pinares
Recomendado	: M.Sc. Ing. José Wilfredo Gutiérrez Lázares Asesor de la Tesis
	: M.Sc. Ing. José Rafael Menéndez Acurio Co-Asesor de la Tesis
Aceptado por	: Dr. Jorge Elias Alva Hurtado Jefe de la Sección de Posgrado

DEDICATORIA

La presente tesis está dedicada íntegramente a mis padres: Jorge y Martha, quienes me brindan la fortaleza necesaria para seguir adelante.

AGRADECIMIENTOS

Comienzo por dar gracias a Dios por estar conmigo en cada paso que doy y por haber permitido el desarrollo y culminación del presente trabajo.

Un agradecimiento especial al M.Sc. Ing. José Wilfredo Gutiérrez Lázares y al M.Sc. Ing. José Rafael Menéndez Acurio, por el apoyo y asesoramiento durante el desarrollo de la presente tesis.

Al M.Sc. Ing. Edwin Apolinario Morales, por el tiempo dedicado en la revisión de la presente tesis.

A la Sección de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería en la persona del Jefe de Posgrado Dr. Jorge Elías Alva Hurtado por haberme acogido en sus aulas y a cada uno de los docentes por sus enseñanzas.

Finalmente, gracias a todas aquellas personas que de alguna u otra manera colaboraron en la realización de la presente investigación.

A todos mi mayor reconocimiento y gratitud.

ÍNDICE

Resumen	VIII
Lista de Figuras	IX
Lista de Tablas	XI
Lista de Siglas y Símbolos	XIV

INTRODUCCIÓN

1

1. Generalidades

3

1.1 Antecedentes	3
1.2 Planteamiento del Problema.....	4
1.3 Justificación.....	4
1.4 Hipótesis	5
1.5 Objetivos de la Tesis	5
1.5.1 Objetivo General.....	5
1.5.2 Objetivos Específicos.....	5
1.6 Metodología de la Investigación.....	5
1.7 Organización de la Tesis.....	6

2. Marco Teórico

8

2.1 Esfuerzos y Deformaciones en Pavimentos Flexibles	9
2.1.1. Suelos Homogéneos	9
2.1.2. Sistema Elástico Multicapa.....	13
2.2 Diseño de Pavimentos Flexibles.....	15
2.2.1 Reseña Histórica de las Guías AASHTO para el Diseño de Pavimentos	15
2.2.2 Método AASHTO 1993 para el Diseño de Pavimentos Flexibles.....	17
2.3 Suelo de Fundación y Subrasante.....	19
2.3.1 Capacidad de Soporte de la Subrasante.....	20
2.3.2 Módulo Resiliente de la Subrasante.....	21

2.3.3	Ecuaciones de Correlación entre Módulo Resiliente y CBR.....	22
2.3.4	Determinación del Módulo Resiliente del Suelo de Fundación Mediante Métodos No Destructivos.....	24
2.4	Mejoramiento de Subrasantes	34
2.4.1	Criterios de calidad para definir suelos inadecuados para Subrasante	35
2.4.2	Criterios Geotécnicos para la definición de Mejoramiento de Subrasantes	35
2.4.3	Asentamientos por Consolidación de Suelos.....	38
2.4.4	Determinación de la Profundidad de Reemplazo de Suelos Inadecuados	40
2.4.5	Especificaciones Técnicas Generales para Construcción (EG-2013).....	43
3.	Estado Del Arte	48
3.1	Diseño de Pavimentos Flexibles.....	49
3.2	Suelo de Fundación y Subrasante.....	50
3.3	Evaluación Estructural de Pavimentos.....	51
3.4	Mejoramiento de Subrasantes	52
3.4.1	Desarrollo de una Metodología para incluir la Contribución Estructural de plataformas de trabajo en estructuras de Pavimentos	53
4.	Variables y Parametros de Diseño	58
4.1	Características Generales.....	58
4.1.1	Ubicación y Características del Área en Estudio	58
4.2	Diseño del Pavimento.	60
4.2.1	Modelación Mecanística del Pavimento	62
4.3	Suelos de Fundación y Subrasante	62
4.4	Capacidad de Soporte de la Subrasante	67
4.5	Mejoramiento de Subrasante.....	67
4.6	Verificación de Esfuerzos Verticales producidos por Cargas Vehiculares.....	70
4.7	Asentamientos por Consolidación del Suelo de Fundación.....	73
5.	Calibración y Validación del Procedimiento	79
5.1	Calibración del Procedimiento.....	79
5.1.1	Sectorización del Tramo.....	79

5.1.2	Retrocalculo del Módulo Elástico del Suelo de Fundación empleando Viga Benkelman.....	80
5.1.3	Retrocalculo del Módulo Elástico del Suelo de Fundación empleando Deflectómetro de Impacto.....	94
5.1.4	Verificación en el Proceso de Calibración.....	104
5.2	Dimensionamiento Directo de Espesores de Subrasante.....	107
5.3	Procedimiento del Manual de Carreteras del MTC.....	109
5.4	Análisis Comparativo.....	111
6.	Conclusiones y Recomendaciones	112
6.1	Conclusiones.....	112
6.2	Recomendaciones.....	114

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se propone innovar el procedimiento para determinar el espesor de la capa de subrasante mejorada en pavimentos flexibles con suelos de fundación limo-arcillosos, este procedimiento fue desarrollado para intervenir sectores donde la capacidad de soporte de los suelos es deficiente ($CBR < 7\%$). La propuesta metodológica se enmarca en metodologías analíticas y conceptos desarrollados mediante la aplicación de modelos matemáticos que se encuentran dentro del estado del arte y estado de la práctica en la ingeniería vial en el Perú. El procedimiento de calibración se desarrolla con la conformación de cuatro diferentes espesores de mejoramiento sobre suelos de fundación de similares características físicas y mecánicas. La evolución en términos de capacidad de soporte del sistema subrasante mejorada – suelo de fundación es cuantificado en términos de módulo resiliente equivalente del pavimento estimado por medio de técnicas de retrocálculo modular a partir de la medición de deflexiones empleando deflectómetros tipo Viga Benkelman (BB) y Deflectómetro de Impacto (FWD). Para fines de aplicación una carta de diseño es propuesta como una herramienta práctica para el ingeniero de carreteras, esta carta de diseño usa el indicador denominado Factor de Longitud de Curva (R5) como representativo del proceso analítico-calibrado.

ABSTRACT

This research proposed to innovate the method for determining the thickness of a layer of subgrade improved in flexible pavement with clayey silt soils foundation, this procedure was developed to intervene sectors where the bearing capacity of the soil is poor ($CBR < 7\%$). The methodological proposal is through the analytical methodologies and concepts developed by the application of mathematical models that are within the state of the art and state of practice in the highway engineering in Peru. The calibration procedure begins with the construction of four different thicknesses of improving subgrade on roadbed soils with similar physical and mechanical properties. The evolution in terms of bearing capacity to system improved subgrade - foundation soil is quantified in terms of resilient modulus equivalent of pavement estimated by techniques of modular backcalculation from the measurement of deflections using Benkelman Beam (BB) and Falling Weight Deflectometer (FWD). For purposes of application a chart design is proposed as a simple and practical tool for the highway engineer, this chart design use the indicator called Factor Curve Length (R5) as a representative factor of the analytical-calibration process.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Esfuerzos inducidos en un punto de masa de suelo	9
Figura 2.2	Diagrama de esfuerzos en una masa de suelo	9
Figura 2.3	División del suelo en un sistema de siete capas.....	12
Figura 2.4	Esquema de un Sistema Elástico Multicapa	13
Figura 2.5	Número Estructural AASHTO 1993.....	18
Figura 2.6	Secciones típicas de pavimentos según la Guía AASHTO de 1993	20
Figura 2.7	Módulo Resiliente	22
Figura 2.8	Distancia radial - Modelo de Hogg.....	27
Figura 2.9	Modelo de Hogg	28
Figura 2.10	Geometría del Modelo de Hogg.....	28
Figura 2.11	Influencia de la distancia radial para el retrocálculo	32
Figura 2.12	Algoritmo del método de retrocálculo AASHTO 1993	33
Figura 2.13	Variación del esfuerzo vertical según Boussinesq por rueda simple.....	42
Figura 2.14	Variación del esfuerzo vertical según Boussinesq para ruedas duales	42
Figura 2.15	Variación del esfuerzo vertical según Análisis Elástico Multicapa.....	43
Figura 3.1	Esquema del Modelo Experimental a Gran Escala.....	54
Figura 3.2	Relación entre el número estructural y el espesor de mejoramiento	56
Figura 3.3	Relación entre el módulo efectivo y el espesor de mejoramiento	56
Figura 4.1	Mapa de Ubicación de la Carretera Puente Raither – Puente Paucartambo	59
Figura 4.2	Perfil de Elevación de la Carretera Puente Raither – Puente Paucartambo .	60
Figura 4.3	Modelación Mecanística con software KENPAVE.....	62
Figura 4.4	Perfil Estratigráfico Carretera Pte. Raither – Pte. Paucartambo (Parte I)....	64
Figura 4.5	Perfil Estratigráfico Carretera Pte. Raither – Pte. Paucartambo (Parte II)...	65
Figura 4.6	Análisis de esfuerzos verticales	72
Figura 4.7	Propiedades de la Estructura del Pavimento	74
Figura 4.8	Incremento de Carga Parcial y Efectiva.....	75
Figura 4.9	Coefficiente de Consolidación	76
Figura 4.10	Asentamiento por Consolidación cuando $h=0.40m$	77
Figura 4.11	Asentamiento por Consolidación cuando $h= 0.60m$	77

Figura 4.12	Asentamiento por Consolidación cuando $h= 0.80m$	78
Figura 4.13	Asentamiento por Consolidación cuando $h= 1.00m$	78
Figura 5.1	Comparacion del MR (antes y después del mejoramiento) $H=40cm$	90
Figura 5.2	Comparacion del MR (antes y después del mejoramiento) $H=60cm$	91
Figura 5.3	Comparacion del MR (antes y después del mejoramiento) $H=80cm$	91
Figura 5.4	Comparacion del MR (antes y después del mejoramiento) $H=100cm$	92
Figura 5.5	Esquema de medición de deflexiones con FWD	95
Figura 5.6	Forma y duración de la carga FWD.....	96
Figura 5.7	Resultados de Retrocalculo Modular con VB.....	103
Figura 5.8	Resultados de Retrocalculo Modular con FWD	103
Figura 5.9	Diagrama de Flujo del proceso de calibración.....	106
Figura 5.10	Factor de Longitud de Curva R5 (antes y después del mejoramiento)	108
Figura 5.11	Evolución del factor R5 después del mejoramiento	108
Figura 5.12	Carta de diseño para dimensionar el espesor de subrasante mejorada.....	108

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1	Ecuaciones de Correlación Módulo Resiliente y CBR.....	23
Tabla 2.2	Parámetros del Modelo de Hogg.....	28
Tabla 2.3	Coefficientes para el Modelo de Hogg.....	31
Tabla 2.4	Estado de los suelos según el Índice de Consistencia.....	36
Tabla 2.5	Índice de Compresibilidad de un Suelo	37
Tabla 2.6	Índice de Liquidez de un Suelo.....	38
Tabla 3.1	Propiedades de los materiales	54
Tabla 4.1	Dimensionamiento del Pavimento Flexible (1)	61
Tabla 4.2	Dimensionamiento del Pavimento Flexible (2)	61
Tabla 4.3	Resumen de Propiedades Físico Mecánicas del suelo de Subrasante (1)	63
Tabla 4.4	Resumen propiedades Físico Mecánicas del Suelo de Subrasante (2)	66
Tabla 4.5	Ecuaciones de correlación entre M_R y CBR	67
Tabla 4.6	Resultados de Laboratorio (Estudio Definitivo).....	67
Tabla 4.7	Control de calidad del material de Cantera 12+500	70
Tabla 4.8	Resumen Estadístico del Control de calidad del suelo de la Cantera 12+50070	
Tabla 4.9	Análisis de Esfuerzos Verticales – Eje Simple	71
Tabla 4.10	Análisis de Esfuerzos Verticales – Eje Simple Dual	72
Tabla 4.11	Valores típicos del Coeficiente de Compresibilidad.....	76
Tabla 4.12	Resultados del Asentamiento por Consolidación	77
Tabla 5.1	Relación de Sub Sectores.....	80
Tabla 5.2	Resultados de MR Retrocalculado – Sub Sector 1	81
Tabla 5.3	Resultados de MR Retrocalculado – Sub Sector 2	81
Tabla 5.4	Resultados de MR Retrocalculado – Sub Sector 3	81
Tabla 5.5	Resultados de MR Retrocalculado – Sub Sector 4	81
Tabla 5.6	Resultados de MR Retrocalculado – Sub Sector 5	82
Tabla 5.7	Resultados de MR Retrocalculado – Sub Sector 6	82
Tabla 5.8	Resultados de MR Retrocalculado – Sub Sector 7	82
Tabla 5.9	Resultados de MR Retrocalculado – Sub Sector 8	83
Tabla 5.10	Resultados de MR Retrocalculado – Sub Sector 9	83

Tabla 5.11	Resultados de MR Retrocalculado – Sub Sector 10	83
Tabla 5.12	Resumen de Resultados de MR Retrocalculado Sub Sector 2, 7, 8, 9, 10...	84
Tabla 5.13	Resumen de Resultados de MR Retrocalculado Sub Sector 1 y 3.....	85
Tabla 5.14	Resumen de Resultados de MR Retrocalculado Sub Sector 4 y 5.....	85
Tabla 5.15	Resumen de Resultados de MR Retrocalculado Sub Sector 6.....	86
Tabla 5.16	Resultados del Módulo Elástico Retrocálculo – Sub Sector 1.....	86
Tabla 5.17	Resultados del Módulo Elástico Retrocálculo – Sub Sector 2.....	86
Tabla 5.18	Resultados del Módulo Elástico Retrocálculo – Sub Sector 3.....	87
Tabla 5.19	Resultados del Módulo Elástico Retrocálculo – Sub Sector 4.....	87
Tabla 5.20	Resultados del Módulo Elástico Retrocálculo – Sub Sector 5.....	87
Tabla 5.21	Resultados del Módulo Elástico Retrocálculo – Sub Sector 6.....	87
Tabla 5.22	Resultados del Módulo Elástico Retrocálculo – Sub Sector 7.....	87
Tabla 5.23	Resultados del Módulo Elástico Retrocálculo – Sub Sector 8.....	88
Tabla 5.24	Resultados del Módulo Elástico Retrocálculo – Sub Sector 9.....	88
Tabla 5.25	Resultados del Módulo Elástico Retrocálculo – Sub Sector 10.....	88
Tabla 5.26	Resumen Módulo Resiliente Retrocalculado Sub Sector 4 y 5	88
Tabla 5.27	Resumen Módulo Resiliente Retrocalculado Sub Sector 6	89
Tabla 5.28	Resumen Módulo Resiliente Retrocalculado Sub Sector 2, 7, 8, 9, 10	89
Tabla 5.29	Resumen Módulo Resiliente Retrocalculado Sub Sector 1 y 3	90
Tabla 5.30	Comparación estadística de módulos retrocalculados antes y después del mejoramiento de subrasante (D=40cm).....	92
Tabla 5.31	Comparación estadística de módulos módulos retrocalculados antes y después del mejoramiento de subrasante (D=60cm)	93
Tabla 5.32	Comparación estadística de módulos retrocalculados antes y después del mejoramiento de subrasante (D=80cm).....	93
Tabla 5.33	Comparación estadística de módulos retrocalculados antes y después del mejoramiento de subrasante (D=100cm).....	93
Tabla 5.34	Resumen del MR Retrocalculado con VB.....	94
Tabla 5.35	Resultados del MR Retrocálculo con FWD (Sub Sector 1).....	98
Tabla 5.36	Resultados del MR Retrocálculo con FWD (Sub Sector 2).....	98
Tabla 5.37	Resultados del MR Retrocálculo con FWD (Sub Sector 3).....	99
Tabla 5.38	Resultados del MR Retrocálculo con FWD (Sub Sector 4).....	99
Tabla 5.39	Resultados del MR Retrocálculo con FWD (Sub Sector 5).....	99

Tabla 5.40	Resultados del MR Retrocálculo con FWD (Sub Sector 6).....	99
Tabla 5.41	Resultados del MR Retrocálculo con FWD (Sub Sector 7).....	99
Tabla 5.42	Resultados del MR Retrocálculo con FWD (Sub Sector 8).....	100
Tabla 5.43	Resultados del MR Retrocálculo con FWD (Sub Sector 9).....	100
Tabla 5.44	Resultados del MR Retrocálculo con FWD (Sub Sector 10).....	100
Tabla 5.45	Resumen Estadístico del MR Retrocalculado (Sub Sector 4 y 5).....	100
Tabla 5.46	Resumen Estadístico del MR Retrocalculado (Sub Sector 2, 7, 8, 9, 10)..	101
Tabla 5.47	Resumen Estadístico del MR Retrocalculado (Sub Sector 1 y 3).....	102
Tabla 5.48	Resumen Estadístico del MR Retrocalculado (Sub Sector 6).....	102
Tabla 5.49	Resumen Estadístico del MR y Módulo Compuesto Retrocalculado.....	102
Tabla 5.50	Resultados de la Evaluación Estructural con VB y FWD	102
Tabla 5.51	Verificación del Mínimo valor de EP (cuando $d_0 = d_{admisible}$).....	104
Tabla 5.52	Coefficientes de ajuste para el calculo de R5.....	107
Tabla 5.53	Factor de Longitud de Curva R5 (cm)	108
Tabla 5.54	Evaluación del Factor de Longitud de Curva R5 (cm)	108

LISTA DE SIGLAS Y SÍMBOLOS

AASHO	American Association of State Highway Officials
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AI	Asphalt Institute
BB	Beam Benkelman
CBR	California Bearing Ratio
CSIR	Consejo Científico de Sudáfrica
ESAL	Equivalent Single Axle Load
FHWA	Federal Highway Administration
FWD	Falling Weight Deflectometer
LSME	Large Scale Model Experiment
MEPDG	Mechanistical Empirical Pavement Design Guide
MTC	Ministerio de Transportes y Comunicaciones
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
NOOA	National Oceanic and Atmospheric Administration
RWD	Rolling Wheel Deflectometer
SN	Structural Number
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
WASHO	Western Association of State Highway Officials
a	Radio de huella circular de contacto
a₁	Coefficiente estructural de la carpeta asfáltica
a₂	Coefficiente estructural de la base granular
a₃	Coefficiente estructural de la sub base
a_e	Radio del Bulbo de Presiones
C	Factor de corrección del Módulo Resiliente de la Subrasante
C_c	Índice de compresibilidad
C_v	Coefficiente de Consolidación
D	Espesor de las capas del pavimento por encima de la subrasante
D₀	Deflexión Máxima

dr	Deflexión a una distancia R desde el centro de carga
d_{adm}	Deflexión admisible
E0	Módulo de Elasticidad de la Subrasante
EP	Módulo Elástico Compuesto del pavimento
E*	Módulo Elástico Compuesto del pavimento
F_R	Factor de Confiabilidad
kPa	Kilopascal
ksi	Kilolibra por pulgada cuadrada
l₀	Longitud característica
MPa	Megapascal
MR	Módulo Resiliente
MR_{SR}	Módulo Resiliente de la Subrasante
MR_{SF}	Módulo Resiliente del Suelo de Fundación
m_v	Coefficiente de compresibilidad
P	Carga
psi	Libras por pulgada cuadrada
Pt	Turbas
q	Presión
r	Distancia radial del punto de aplicación de carga
r₅₀	Distancia radial para la cual $\Delta r / \Delta 0 = 0.5$
S	Rigidez del pavimento
S₀	Rigidez teórica por carga puntual
SN_{EFF}	Número Estructural Efectivo
U	Grado de consolidación
w	Deflexión
Z	Profundidad
Δ₀	Deflexión en el punto inicial de carga
ΔH	Asentamiento
Δσ	Incremento de carga efectiva
ε	Deformación
θ	Invariante de esfuerzos
μ	Módulo de Poisson
σ_d	Esfuerzo desviador

σ_1	Esfuerzo principal mayor
σ_3	Esfuerzo principal menor
ρ_i	Serviciabilidad inicial
ρ_t	Serviciabilidad final
R5	Factor de Longitud de Curva

INTRODUCCIÓN

La economía nacional está pasando una de sus mejores épocas, ya que el crecimiento del país se está sustentando en el incremento de la inversión y del consumo privado, así como en el mayor dinamismo de la inversión pública, siendo la construcción y la industria manufacturera los sectores que más contribuyen a dicha expansión. Es en esta coyuntura actual que se plantea una interrogante sobre el cual los ingenieros pueden y deberían opinar, ¿Cómo hacer para que el crecimiento de la economía sea un procedimiento sostenible?. En un contexto de crecimiento como el que experimenta nuestro país, la inversión en infraestructura, tanto pública como privada, es un asunto prioritario a considerar. Entonces, resulta impostergable cuestionarse, para lograr un crecimiento como parte de un desarrollo sostenible, sobre qué o cómo hacer para que dicha inversión en vialidad pase a ser un activo que aporte a la sustentabilidad y que, por el contrario, no devenga en un pasivo oneroso que consuma los recursos del estado a futuro.

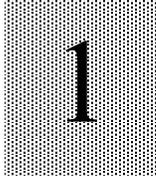
El desarrollo sostenible del país, al igual como lo han hecho y lo hacen los países más adelantados, devendrá en sostenible si y solo si, se produce primero el desarrollo tecnológico, que es una necesidad urgente y debería ser un objetivo nacional como parte de una política de estado.

En materia de vialidad, en el Perú la Red Vial de Carreteras se distribuye en las tres regiones geográficas, por un lado la franja costera peruana que tiene un clima árido semi-desértico, caracterizado por la insolación constante, escasa nubosidad, vientos permanentes y predominancia de elevadas temperaturas con énfasis en la zona norte; por su parte, la amazonia presenta un clima tropical, caluroso y húmedo, al igual que suelos finos saturados y de mala calidad; asimismo, una amplia y extensa parte de la red vial se sitúa sobre la región andina con un clima severo, caracterizado con temperaturas cíclicas diarias extremas, tasas de enfriamiento considerables, elevados niveles de radiación solar y lluvias intensas de diciembre a marzo.

Por la diversidad de características geográficas y medio ambientales, el Perú es un país donde construir carreteras no es cosa fácil y diseñarlas menos aún; este panorama se complica frecuentemente, por un lado por el desconocimiento de la realidad y por la carencia o mala aplicación de la tecnología. Un alto porcentaje de los contratos de construcción tienen desde su inicio la necesidad de ajustar los proyectos a las condiciones reales de campo, omitidas generalmente durante la etapa de estudios; la situación es tal que se ha institucionalizado la necesidad que las empresas supervisoras efectúen la “revisión de los estudios” previamente al inicio de la construcción, lo que generalmente concluye en presupuestos adicionales significativos que igualmente resultan insuficientes para corregir todo lo que se debería.

Durante la construcción de carreteras, específicamente en los trabajos de explanaciones en cortes y rellenos para terraplenes, suelen presentarse sectores con capacidad de soporte deficiente ($CBR < 7\%$) lo cual amerita la conformación de mejoramientos de subrasante que al no ser adecuadamente diseñados resultan siendo de

grandes espesores o en su defecto con espesores insuficientes, lo que afecta el presupuesto inicial de la obra, generando presupuestos adicionales y/o deterioros prematuros del pavimento, respectivamente. En este contexto, la presente tesis de investigación propone innovar el procedimiento para dimensionar espesores de capas de subrasantes mejoradas por medio del reemplazo de suelos de mejor calidad, empleando metodologías racionales que permitan optimizar los recursos empleados para esta partida; asimismo, garantizar el adecuado comportamiento del pavimento en el periodo de diseño.



GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

Durante la construcción de carreteras es frecuente encontrar sectores donde la capacidad de soporte de la subrasante es deficiente ($CBR < 7\%$). Los eventos geológicos que caracterizan estas zonas han condicionado la presencia de una gran variedad de suelos finos, los mismos que deberán ser sometidos a una evaluación geotécnica para determinar si formarán parte de la plataforma o por el contrario deberán ser eliminados para ser reemplazados por suelos de mejor calidad.

El Mejoramiento de Subrasante puede consistir en la actividad de corte y eliminación de suelos inestables y su posterior remplazo por materiales de préstamo de mejor calidad o caso contrario en la inclusión de estabilizantes o materiales geosintéticos.

A menudo durante el proceso de construcción se generan controversias técnicas entre el contratista y la supervisión en razón de la determinación de los espesores “necesarios” de mejoramiento, debido a que no se sigue una metodología analítica para dimensionarlos.

El Manual de Carreteras del Ministerio de Transportes y Comunicaciones [24], en la Sección Suelos y Pavimentos indica que:

“Cuando se prevea la construcción de la subrasante mejorada solamente con material adicionado, pueden presentarse dos situaciones, sea que la capa se construya directamente sobre el suelo natural existente o que este deba ser excavado previamente y remplazado por el material de adición. En el primer caso, el suelo existente se deberá escarificar, conformar y compactar a la densidad especificada para cuerpos de terraplén, en una profundidad de quince centímetros (15 cm). En el segundo caso, el mejoramiento con material totalmente adicionado implica la remoción total del suelo natural existente, de acuerdo al espesor de remplazo”.

El Órgano de Control Institucional de Provias Nacional (PN), como parte de la “Evaluación de presupuestos adicionales de obra” revisa la razonabilidad y legalidad en la aprobación y ejecución de adicionales de obra, y en el caso específico de la partida de “Mejoramientos de subrasante con material de cantera” solicita al Contratista y

Supervisión sustentar una **Metodología Analítica y/o Procedimiento de Cálculo** para determinar la profundidad de reemplazo en aquellas zonas con deflexión mayor a la permisible.

En el presente trabajo de investigación se propone una metodología analítica para innovar el procedimiento de diseño del espesor de mejoramiento de subrasante; dicha metodología estará fundamentada en principios analíticos en base a resultados de pruebas in-situ que permitirán determinar la profundidad necesaria de reemplazo con el objetivo de garantizar un comportamiento adecuado del pavimento durante el periodo de servicio.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Durante la construcción de carreteras el trazado de la vía atraviesa sectores donde existen depósitos de suelos blandos, tales como arcillas, limos e incluso turbas. Es conocido que este tipo de materiales presentan un mal comportamiento como soporte de cualquier tipo de obra de ingeniería; ante estos eventos es necesario sectorizar los suelos de fundación con características mecánicas deficientes para determinar una medida correctiva.

Por lo general los diseños de mejoramiento de subrasante suelen estar dimensionados en base a la experiencia del diseñador, recomendando en algunos casos grandes espesores o en su defecto espesores insuficientes, lo que altera el presupuesto inicial de obra generando adicionales y/o deterioros prematuros del pavimento, respectivamente. En general el diseñador del mejoramiento no sustenta analíticamente el espesor necesario de subrasante mejorada, solo fundamenta la necesidad del mejoramiento en base a la clasificación y propiedades físicas de los suelos existentes y en base a los índices geotécnicos que califican la condición del suelo de fundación existente.

El Manual de Carreteras del Ministerio de Transportes y Comunicaciones [24], en la Sección Suelos y Pavimentos, establece un procedimiento para determinar el espesor de reemplazo en función al valor de soporte o resistencia del suelo. Este procedimiento generaliza el dimensionamiento de mejoramientos de subrasante para solo una condición, donde el material de reemplazo con CBR=10% tiene un coeficiente estructural $a_4=0.021$. Por otra parte, se recomienda espesores de reemplazo en función al tránsito (ESAL) y CBR del suelo de reemplazo, considerando la aplicación de dichos espesores cuando el suelo de fundación tiene un CBR de 3 a 6%, sin tomar en cuenta que por ejemplo la variación de 4 a 6% del CBR del suelo existente –aplicado en el procedimiento de diseño del MTC– resulta en espesores de reemplazo con una diferencia mayor a 20cm, diferencia que no se toma en cuenta en la recomendación de dicho Manual.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Los suelos de fundación para la construcción de carreteras en el país en muchos casos requieren ser mejorados a fin de que puedan ser empleados como subrasantes. El procedimiento de diseño de los mejoramientos descrito en la Sección Suelos y Pavimentos del Manual de Carreteras del MTC no cubre todas las variables y parámetros que intervienen en el dimensionamiento de subrasante mejorada y no posee un soporte técnico – analítico que sustente los resultados que se obtienen. Es por lo tanto una necesidad contar

con un procedimiento para dimensionar una capa de subrasante mejorada con suelos que garanticen la resistencia y rigidez necesaria del suelo de fundación basado en procedimientos analíticos y resultados de pruebas de campo.

1.4 HIPÓTESIS

Con un procedimiento analítico-calibrado basado en resultados obtenidos a partir de pruebas in-situ se podría dimensionar el espesor necesario de subrasante mejorada para reemplazar los suelos existentes garantizando la correcta performance de la estructura del pavimento.

1.5 OBJETIVOS DE LA TESIS

1.5.1 Objetivo General

Proponer un procedimiento analítico-calibrado para dimensionar el espesor necesario de subrasante mejorada a partir de pruebas in-situ y el análisis de esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles.

1.5.2 Objetivos Específicos

- Determinar los parámetros y variables de diseño que intervienen en la calibración del procedimiento a escala real.
- Definir el proceso de calibración de la metodología analítica propuesta.
- Validar el proceso de dimensionamiento y realizar un análisis comparativo con el procedimiento descrito en el Manual de Carreteras del MTC.

1.6 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Dada las características en las cuales se desarrollará este trabajo de tesis, la investigación es del tipo descriptiva, correlacional y explicativa, debido a que su finalidad es innovar un procedimiento para el dimensionamiento del espesor de la capa de subrasante mejorada en pavimentos flexibles, para lo cual se desarrollarán pruebas de campo y ensayos de laboratorio que sustenten el procedimiento propuesto.

Para plantear una limitación al espacio investigado se deberá limitar el universo operacional, la población y por último la muestra. En concordancia con lo escrito, la presente investigación delimita el ámbito espacial de la población a un tramo de la Carretera Chanchamayo – Villa Rica (Ruta Nacional 005N), comprendido entre el Puente Raither – Puente Paucartambo (18 km de longitud). Dicha población se considera representativa para las experimentaciones y pruebas a escala real. En lo que respecta a la muestra, la misma se debe definir mediante la selección de subsectores característicos dentro de la totalidad de sectores considerados para conformar capas de reemplazo

(mejoramientos) durante la construcción de la carretera, el criterio para la determinación de los sub sectores estará fundamentado principalmente en el espesor de mejoramiento de suelos y tipo de suelos de fundación

Asimismo, para validar la hipótesis planteada se empleará una metodología ordenada y sistemática como se indica a continuación:

- Estudiar y examinar los antecedentes bibliográficos considerados en el Perú y otros países para el dimensionamiento de espesores de mejoramiento de subrasante.
- Plantear la metodología de investigación y el plan de trabajo.
- Formular el procedimiento analítico-calibrado.
- Establecer el ámbito espacial de la población de la muestra a un tramo de la Carretera Chancamayo – Villarica (Ruta Nacional 005N) comprendido entre el Puente Raither y el Puente Paucartambo.
- Ejecutar los ensayos destructivos (perforaciones y muestreos), ensayos no destructivos (Medición de Deflexiones) y ensayos de laboratorio básicos para conocer las propiedades físicas y mecánicas de los suelos de fundación.
- Analizar las deflexiones en base a los procedimientos de retrocalculo modular e implementar la modelación mecánica de la estructura del pavimento.
- Calcular los espesores de mejoramiento mediante el procedimiento analítico-calibrado planteado en la presente tesis.
- Calcular los espesores de mejoramiento de acuerdo al procedimiento indicado en la Sección Suelos y Pavimentos del Manual de Carreteras del MTC.
- Contrastar los resultados obtenidos a fin de validar la hipótesis de investigación.
- Formular un proceso directo y práctico para el dimensionamiento del espesor de subrasante mejorada a partir del proceso analítico-calibrado.
- Redactar la tesis.

1.7 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

Esta tesis está organizada en seis capítulos, en el capítulo 2 se describe los fundamentos teóricos vinculados al análisis de esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles, métodos de diseño de pavimentos, métodos de retrocalculo modular, características físicas y mecánicas del suelo de subrasante. Estos conceptos son fundamentales para entender el problema planteado en el presente trabajo.

En el capítulo 3 se reseña el estado del arte relacionado al tema de investigación, el cual nos servirá como herramienta principal para resolver el problema planteado.

En el capítulo 4 se describe las variables y parámetros de diseño que inciden en la calibración del proceso innovado propuesto para el dimensionamiento del espesor de la capa de subrasante mejorada en pavimentos flexibles.

En el capítulo 5 se desarrolla la calibración y validación del procedimiento mediante una secuencia ordenada y sistemática de actividades que consideren la implementación de metodologías enmarcadas en el estado del arte y estado de la práctica de la ingeniería de pavimentos.

En el capítulo 6 se presentan las principales conclusiones y recomendaciones del trabajo de investigación.



MARCO TEÓRICO

Por definición, un pavimento es una estructura conformada por capas de diferentes materiales que interactúan transmitiendo esfuerzos y deformaciones; de acuerdo a la nomenclatura americana, se conviene que un pavimento está conformado por capas de soporte granulares o estabilizadas (Sub-base Granular, y Base Granular) y Capa de Rodadura (Concreto Asfáltico, Tratamiento Asfáltico Superficial, Concreto Hidráulico). Estas capas trabajan de manera interdependiente bajo la acción de cargas de tránsito que ejercen esfuerzos, los cuales se transmiten a través de la superficie de contacto entre ellas, disipándose conforme se profundizan. Los esfuerzos a su vez generan deformaciones cuya magnitud dependerá de la resistencia de los materiales sobreyacentes. Los elementos de la estructura se apoyan sobre un cimiento que es conocido como Subrasante; conformando de esta manera lo que se denomina “Sistema Pavimento – Subrasante”. Los elementos del sistema Pavimento – Subrasante interactúan entre sí, y el comportamiento mecánico de cada uno de ellos depende de las características de los otros, y, finalmente, el comportamiento mecánico del sistema depende del comportamiento de cada uno de los elementos en conjunto.

Se conoce a la subrasante como una capa que se encarga de soportar la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad que garantice asimilar los esfuerzos generados (a esa profundidad) por los vehículos que circulan sobre la capa de rodadura; la respuesta del suelo de subrasante es el factor más importante en la determinación de los espesores del diseño del pavimento y la manera de caracterizar su comportamiento mecánico es a través del Módulo Resiliente y Coeficiente de Poisson.

Debido al comportamiento complejo de los pavimentos, existe la necesidad de adoptar métodos de diseño que consideren los diversos factores que afectan su desempeño durante su vida en servicio. Esta no es una labor fácil porque involucra el análisis integral de los factores estructurales y funcionales del pavimento, así como de los factores socio-económicos y medio-ambientales.

En este capítulo se revisaran los conceptos fundamentales sobre: esfuerzos y deformaciones en el sistema pavimento-subrasante, consideraciones para el diseño de pavimentos flexibles, caracterización física y mecánica de los suelos de subrasantes, métodos para estimar el Módulo Resiliente del suelo de Subrasante y la necesidad de considerar mejoramientos de subrasante ante la presencia de suelos inadecuados. Estos conceptos son fundamentales para entender el problema planteado en el presente trabajo.

2.1 ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

Un pavimento es una estructura compuesta por diferentes materiales, los cuales estarán sujetos a esfuerzos, los mismos que inducirán deformaciones debido a las cargas de tránsito a las que están sometidas.

2.1.1. Suelos Homogéneos

Una forma simple de representar el comportamiento de un pavimento flexible bajo la acción de cargas de tránsito, es considerarlo como un semi-espacio homogéneo, el cual tiene un área y una profundidad infinita, con una superficie compuesta por una carpeta asfáltica sobre la cual se aplican las cargas.

a) Modelo Boussinesq

Como un primer análisis para determinar la distribución de esfuerzos en un pavimento se puede aplicar el modelo propuesto por el matemático y físico francés Boussinesq (1885), el cual plantea un estado de esfuerzos en una masa de suelos a cualquier profundidad, este estudio se basa en una carga aplicada en un semi-espacio lineal, elástico, isótropo y homogéneo. Entonces se puede afirmar que el modelo es usado para determinar los esfuerzos inducidos en puntos a cualquier profundidad vertical, cuando una carga vertical concentrada actúa en una superficie horizontal de un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico.

La teoría puede utilizarse para determinar los esfuerzos, deformaciones, y deflexiones en la subrasante si la relación del módulo entre el pavimento y la subrasante es cercana a la unidad.

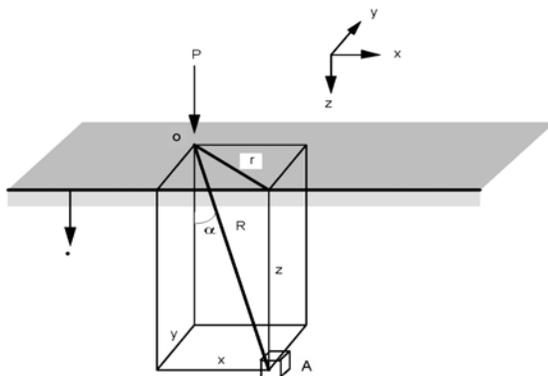


Figura 2.1 Esfuerzos inducidos en un punto de masa de suelo

Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [26]

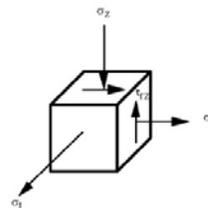


Figura 2.2 Diagrama de esfuerzos en una masa de suelo

Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [26]

Los esfuerzos inducidos en el punto A pueden expresarse de acuerdo a las ecuaciones que se presentan a continuación:

$$\sigma_z = \frac{3P \cos^2 \alpha}{2\pi z^2} = \frac{3P z^3}{2\pi R^5} = \frac{3P z^3}{2\pi (r^2 + z^2)^{5/2}} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} k \quad \text{Ecuación 2.2}$$

$$k = \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{3/2} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Donde:

r es la distancia radial del punto de carga y z es la profundidad.

De la ecuación 2.1 se observa que el esfuerzo vertical es independiente de las propiedades del material (E y μ). Esta ecuación ha sido integrada debido al área de carga circular para dar esfuerzos verticales en un plano vertical que pasa por el centro de la placa.

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 2.4}$$

$$\sigma_r = \frac{q}{2} \left[1 + 2\nu - \frac{2(1+\nu)z}{(a^2 + z^2)^{0.5}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Donde:

a es el Radio de la placa; μ es el Coeficiente de Poisson

Las deformaciones son:

$$\varepsilon_z = \frac{(1+\nu)q}{E} \left[1 - 2\nu + \frac{2\nu z}{(a^2 + z^2)^{0.5}} - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 2.6}$$

$$\varepsilon_r = \frac{(1+\nu)q}{2E} \left[1 - 2\nu - \frac{2(1-\nu)z}{(a^2 + z^2)^{0.5}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Las deflexiones son:

$$w = \frac{(1+\nu)qa}{E} \left\{ \frac{a}{(a^2+z^2)^{0.5}} + \frac{1-2\nu}{a} [(a^2+z^2)^{0.5} - z] \right\} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Cuando $\mu = 0.5$ y $z = 0$, la ecuación 2.8 se simplifica a:

$$w_0 = \frac{2(1-\nu)qa}{E} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

b) Esfuerzos en el eje de simetría en un área circular

Bajo este método se puede calcular los esfuerzos, deformaciones y deflexiones en un pavimento considerando que la carga es aplicada sobre un área circular flexible (como una placa flexible), los esfuerzos, deformaciones y deflexiones más críticos bajo esta consideración ocurren debajo del centro del área circular y en eje de simetría, donde $\tau_{rz}=0$ y $\sigma_r = \sigma_t$, entonces σ_r y σ_z vendrían a ser los esfuerzos principales.

Los esfuerzos debajo del centro de la placa pueden ser determinados por:

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 2.10}$$

$$\sigma_r = \frac{q}{2} \left[1 + 2\mu - \frac{2(1+\mu)z}{(a^2+z^2)^{0.5}} + \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 2.11}$$

De las ecuaciones podemos observar que σ_r y σ_z son independientes de E y μ .

$$\varepsilon_z = \frac{(1+\nu)q}{E} \left[1 - 2\nu + \frac{2\nu z}{(a^2+z^2)^{0.5}} - \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 2.12}$$

$$\varepsilon_r = \frac{(1+\nu)q}{2E} \left[1 - 2\nu - \frac{2(1-\nu)z}{(a^2+z^2)^{0.5}} + \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{1.5}} \right] \quad \text{Ecuación 2.13}$$

El desplazamiento vertical puede ser calculado por:

$$\omega = \frac{(1+\nu)qa}{E} \left\{ \frac{a}{(a^2+z^2)^{0.5}} + \frac{1-2\nu}{a} [(a^2+z^2)^{0.5} - z] \right\} \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Cuando $\mu=0.5$, entonces la ecuación se simplifica a:

$$\omega = \frac{3qa^2}{2E(a^2+z^2)^{0.5}} \quad \text{Ecuación 2.15}$$

En la superficie $z=0$, entonces la ecuación se simplifica de la siguiente forma:

$$\omega = \frac{2(1 + \nu^2)qa}{E} \quad \text{Ecuación 2.16}$$

c) Esfuerzos para un comportamiento No Lineal del suelo

Como se dijo anteriormente el método de Boussinesq está basado en la suposición de un material constituido por un medio elástico lineal. Pero el suelo de subrasante no es elástico y bajo las cargas de tránsito presenta deformación permanente. Sin embargo, bajo la aplicación repetida de cargas en movimiento la mayor parte de las deformaciones son recuperables y pueden ser consideradas elásticas.

Método Iterativo

Para mostrar el efecto de no linealidad en materiales granulares con esfuerzos y deformaciones verticales, Huang (1968) dividió el estrato en siete capas y aplicó la teoría de Burmister para determinar los esfuerzos en la mitad de cada capa. Se observa que la capa más profunda es una base rígida con un módulo de elasticidad muy alto (Roca). En la figura 2.3 se observa este análisis con la división de siete capas propuesto por Huang [16].

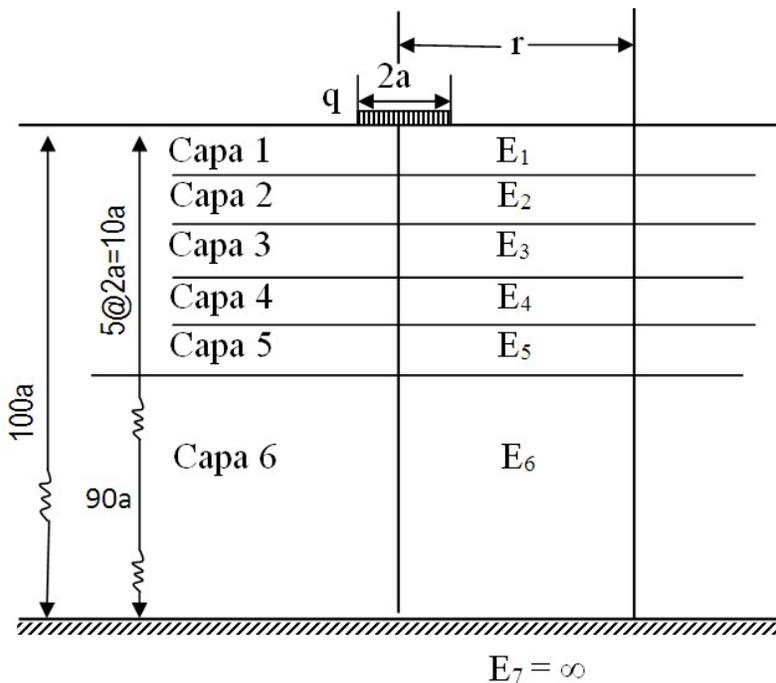


Figura 2.3 División del suelo en un sistema de siete capas
 Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [16]

Después de ser obtenidos los esfuerzos el módulo elástico es determinado por:

$$E = E_0(1 + \beta\theta) \quad \text{Ecuación 2.17}$$

En el que θ es el esfuerzo invariante o la suma de los tres esfuerzos normales; E es el módulo elástico bajo el esfuerzo invariante dado; E_0 es el módulo de elasticidad inicial, o el módulo cuando el esfuerzo invariante es cero; β es una constante del suelo que indica un incremento del módulo de elasticidad por unidad en incremento de esfuerzo invariante. Se puede ver que el esfuerzo invariante debe incluir tanto los efectos de la carga aplicada y los esfuerzos geostático, luego se puede expresar como:

$$\theta = \sigma_z + \sigma_r + \sigma_t + \gamma Z(1 + 2k_0) \quad \text{Ecuación 2.18}$$

En el cual σ_z , σ_r , σ_t son los esfuerzos verticales, radiales y tangenciales provocado por las cargas; γ es el peso específico del suelo, z es la distancia debajo de la superficie en el cual los esfuerzos invariantes son calculados; K_0 es el coeficiente de presión del suelo.

2.1.2. Sistema Elástico Multicapa

Un sistema elástico multicapa consiste de múltiples capas con espesores finitos apoyados sobre la subrasante de espesor infinito. En la figura 2.4 se aprecia una representación idealizada de un pavimento compuesto por varias capas, cada una con diferentes propiedades elásticas. Las soluciones para este sistema fueron desarrollados extendiendo el enfoque analítico de Burmister (1943-1945) para un sistema de dos capas a múltiples capas. Una variedad de programas de cómputo fueron implementados para dar solución a este problema, tales como ELSYM5, DAMA, KENPAVE y EVERSTRESS.

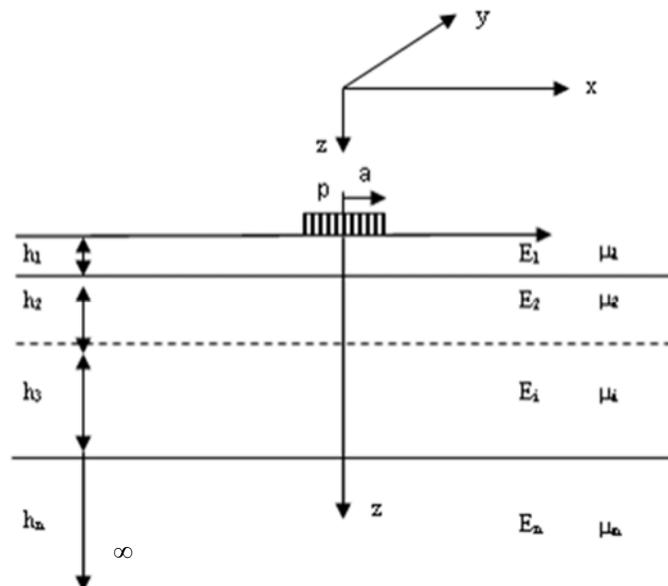


Figura 2.4 Esquema de un Sistema Elástico Multicapa
 Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [26]

Dentro de las presunciones iniciales se tiene en cuenta lo siguiente:

- Cada capa es homogénea, isotrópica y linealmente elástica, con un módulo (E) y un coeficiente de Poisson μ .
- El material es ingravido e infinito en extensión de área.
- Cada capa tiene un espesor finito h, pero la capa inferior es de espesor infinito.
- Existe una continuidad de esfuerzos y deformaciones a través de las interfaces dependiendo de las presunciones que se hagan sobre el estado de las mismas.

Al tratarse de un sistema elástico, se tiene que la ecuación de elasticidad que gobierna el fenómeno físico es:

$$\nabla^4 \phi = 0 \quad \text{Ecuación 2.19}$$

Para sistemas de capas que son simétricos en la distribución de esfuerzos, se tiene la siguiente ecuación:

$$\nabla^4 = \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \quad \text{Ecuación 2.20}$$

Donde r y z son coordenadas cilíndricas para las direcciones radial y vertical respectivamente, los esfuerzos y deformaciones son determinados por:

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[(2 - \nu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \quad \text{Ecuación 2.21}$$

$$\sigma_r = \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} \right) \quad \text{Ecuación 2.22}$$

$$\sigma_t = \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \nabla^2 \phi - \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} \right) \quad \text{Ecuación 2.23}$$

$$\tau_{rz} = \frac{\partial}{\partial r} \left[(1 - \nu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \quad \text{Ecuación 2.24}$$

$$w = \frac{1 + \nu}{E} \left[(1 - 2\nu) \nabla^2 \phi + \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} \right] \quad \text{Ecuación 2.25}$$

$$u = -\frac{1 + \nu}{E} \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial r \partial z} \right) \quad \text{Ecuación 2.26}$$

Debido a que la ecuación 2.19 es una ecuación diferencial de cuarto orden, en la cual los esfuerzos y deformaciones se obtienen de unos procesos de integración asociado a cuatro constantes de integración, deben determinarse de acuerdo a las condiciones de frontera y continuidad en las interfaces.

2.2 DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

El diseño de pavimentos es el procedimiento por el cual los componentes estructurales (superficie de rodadura, base, sub base) de un segmento de carretera son diseñados para que la vía ofrezca un comportamiento adecuado para la circulación de vehículos. Para el diseño se toma en consideración la naturaleza del suelo de fundación, las condiciones ambientales, densidad y composición del tránsito, y las condiciones de construcción y mantenimiento.

En otros términos el diseño del pavimento consiste en establecer espesores y propiedades físico-mecánicas requeridas por los materiales que componen las capas de la estructura del pavimento para mantener la vía bajo un cierto nivel de confort, transitabilidad y seguridad.

En el diseño de pavimentos se tienen en términos generales dos tendencias o escuelas; la primera aplicada a varios países, en especial EE.UU. donde los procedimientos de diseño tienden a ser empírico-mecanicistas orientados a un uso más intensivo de programas de cómputo que simulan la respuesta del pavimento a diferentes aplicaciones de carga y clima, por ende se requiere de una caracterización más avanzada de las propiedades de los materiales. La segunda tendencia, en su mayoría aplicada en Europa donde las secciones de diseño están predeterminadas en catálogos y el diseñador debe de obtener los datos de ingreso requeridos en el método, en este caso los catálogos suelen ser elaborados aplicando diferentes metodologías.

Algunos métodos de diseño enfatizan como objetivo, proveer a la vía de un adecuado nivel de servicio, este es el caso del Método AASHTO 1993 [2], que establece relaciones entre el nivel de servicio y las propiedades estructurales de los materiales que conforman la estructura del pavimento, basándose en un análisis de regresión con datos recolectados en forma experimental. Otros métodos, establecen valores límites de esfuerzos y/o deformaciones en la estructura, con la finalidad de prevenir ciertos tipos de falla, el Método del Instituto del Asfalto [4] es una de estas metodologías. Otros procedimientos buscan optimizar los costos de inversión a lo largo de la vida útil, teniendo como objetivo seleccionar la estructura que tenga la mayor relación beneficio-costos en el periodo de análisis, considerando los costos de construcción, mantenimiento, rehabilitación, y/o reconstrucción.

En razón al diseño y construcción de pavimentos, en el Perú no se cuenta con una metodología propia para el dimensionamiento de pavimentos, la cual se adecue a la diversidad de características ambientales, geográficas y topográficas de nuestras diferentes regiones; del mismo modo, a diferencia de otros países, no se cuenta con una “tropicalización” de alguna metodología foránea a nuestra realidad, siendo cotidiano el empleo predominantemente de metodologías americanas como la AASHTO o la del Instituto del Asfalto.

2.2.1 Reseña Histórica de las Guías AASHTO para el Diseño de Pavimentos

Desde principios de los años 60 hasta el año 1993, la AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) ha publicado diferentes versiones de manuales o guías para el diseño de pavimentos flexibles y rígidos. La primera

versión de diseño es introducida en el año 1962 como una “Guía Provisional”, se perfecciona en el año 1972, la cual se mantuvo hasta el año 1983, cuando se determinó que, aun cuando el procedimiento que se aplicaba alcanzaba sus objetivos básicos, podían incorporarse algunos de los adelantos logrados en los análisis y diseño de los pavimentos que se habían conocido y estudiado; por esta razón, en el periodo 1984-1985 el Sub comité de diseño de pavimentos junto con un grupo de ingenieros consultores reviso el procedimiento del año 1972 y a finales de 1986 concluye su trabajo con la publicación de la versión AASHTO 1986, posteriormente en 1993 se actualiza el procedimiento de diseño de rehabilitaciones, con lo que se publica una nueva versión conocida como AASHTO 1993 [2]. Todas estas versiones fueron basadas en limitadas ecuaciones empíricas desarrolladas en el Experimento de Carreteras de la AASHO en Ottawa, Illinois al final de los años 50, que fue un experimento realizado para determinar como el tráfico contribuye al deterioro del pavimento.

La necesidad y los beneficios de un procedimiento de diseño mecánico propiciaron que el grupo de trabajo en pavimentos de la AASHTO, en cooperación con la *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) y *Federal Highway Administration* (FHWA), patrocinaran el desarrollo de un procedimiento de diseño Empírico - Mecanicista M-E bajo el proyecto NCHRP 1-37a.

En el año 2004 se publicaron los primeros resultados del proyecto de investigación NCHRP 1-37a, llevado a cabo en los EE.UU. y cuyo objetivo principal era desarrollar un método mecánico-empírico para diseño de pavimentos, al que inicialmente se le denominó MEPDG (*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*) o también conocido coloquialmente como AASHTO 2002.

La publicación inicial consistió de una guía completa de diseño que consta de 4 volúmenes y 23 anexos, y también del software MEPDG v.0.7. Los resultados pasaron por un proceso de revisión mediante el proyecto NCHRP 1-40a, incluyendo la calibración global de los modelos de deterioro, y finalmente en el año 2007 se lanzó la versión 1.0 del programa.

En el año 2008 la AASHTO adopta oficialmente el nuevo método de diseño publicando el Manual del Usuario para el software, mientras que se encarga a la empresa ARA Consultants el desarrollo de una versión comercial del software, el producto se da a conocer en el mes de septiembre del 2011 con el nombre de DARWin-ME.

Si bien en el Perú ya existen ciertas experiencias sobre la implementación a escala real de la nueva guía MEPDG (*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*) para las condiciones particulares de la costa norte del Perú [9], estas experiencias demandaron datos de entrada rigurosos tanto con respecto al tránsito vehicular como en razón a los datos meteorológicos, lo que en el presente impide su uso extensivo en el país.

De acuerdo al estado de la práctica en el Perú, la Guía AASHTO 1993 [2] es la de mayor difusión y uso, por lo que mantiene plena vigencia, por lo menos hasta que se implementen los requerimientos necesarios para la aplicación de la nueva Guía AASHTO 2008 [1].

2.2.2 Método AASHTO 1993 para el Diseño de Pavimentos Flexibles

La Guía AASHTO 1993 [2] establece que la estructura de un pavimento debe satisfacer un determinado Número Estructural, el cual se calcula en función: a) El tránsito que transcurrirá por la vía, durante un determinado número de años (período de diseño); b) La resistencia del suelo que soportará al pavimento; y, c) Los niveles de serviciabilidad deseados para la vía, tanto al inicio como al final de su vida de servicio. Adicionalmente, deben considerarse determinados parámetros estadísticos, que funcionan como factores de seguridad que garantizan que la solución obtenida cumpla con un determinado nivel de confianza.

Una vez determinado el Número Estructural Requerido, la estructuración del pavimento se realiza por tanteos, asignando dimensiones a cada una de las capas consideradas, y, calculando en función a estas dimensiones y a la calidad de los materiales empleados –expresada mediante un coeficiente estructural- los números estructurales parciales, los que sumados deben satisfacer el valor total requerido.

Los espesores de las capas finales deben cumplir con determinados valores mínimos, por razones constructivas, por razones de tránsito y por razones de tipo estructural. Para el cálculo del Número Estructural Total (SN_T), que debe satisfacer la estructura del pavimento, el método proporciona la siguiente expresión:

$$\log W_{18} = Z_R S_o + 9.36 \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log(M_R) - 8.07$$

Ecuación 2.27. Ecuación general AASHTO

Donde:

$$G_t = \log\left(\frac{p_i - p_t}{4.2 - 1.5}\right)$$

N_{18}	:	Número Total de Ejes Equivalentes, para el período de diseño.
p_i	:	Serviciabilidad inicial.
p_t	:	Serviciabilidad final.
M_R	:	Módulo de Resiliencia de la subrasante.
F_R	:	Factor de Confiabilidad, donde $FR = 10^{-Z_r \times S_o}$
Z_r	:	Desviación Standard Normal
S_o	:	Desviación Standard Total

Para la estructuración del pavimento el método proporciona la siguiente expresión:

$$SN_T = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad \text{Ecuación 2.28}$$

Donde:

- SN_T : Número Estructural Total requerido
 a_1, a_2, a_3 : Coeficientes estructurales de los materiales
 m_2, m_3 : Coeficiente de drenaje de materiales granulares
 D_1, D_2, D_3 : Espesores asumidos de las capas

Conocido el Número Estructural Total (SN_T) requerido que debe satisfacer la estructura total del pavimento, el dimensionamiento se reduce a un problema de tipo aritmético, ya que, a_1, a_2, a_3, m_2 y m_3 , son valores conocidos, y, D_1, D_2, D_3 son valores asumidos de tal manera que, efectuadas las operaciones indicadas en la ecuación 2.28, se debe cumplir con la igualdad.

Por otra parte, el método indica que cada una de las capas del pavimento deben cumplir, a su vez, con un Número Estructural de capa (SN_i), los cuáles se calculan en forma similar que el Número Estructural Total, pero considerando el Módulo Resiliente del material subyacente. Esto garantiza que haya una coherencia estructural, no sólo entre el espesor total del pavimento y la calidad de la subrasante, sino también, entre el espesor de cada capa y la calidad del material de la capa inmediatamente inferior. Finalmente, recomiendan valores mínimos que deben considerarse en función al volumen de tránsito.

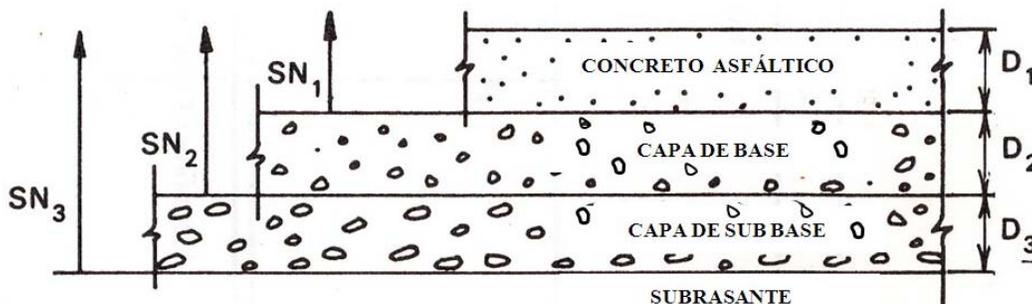


Figura 2.5 Número Estructural AASHTO 1993
 Fuente: Elaboración Propia

Para la Guía AASHTO 1993 [2] el Número Estructural (SN) es un número abstracto que expresa la resistencia estructural de un pavimento. El SN requerido debe convertirse a espesores de capa superficial, base y subbase, por medio de coeficientes de capa apropiados que representan la resistencia relativa de los materiales de construcción. Los valores promedio de los coeficientes de capa para los materiales usados en el Experimento de Carreteras de la AASHTO son:

- Capa superficial de concreto asfáltico: $a_1 = 0.44/\text{pulgada}$
 Capa de base de piedra chancada: $a_2 = 0.14/\text{pulgada}$
 Sub-base gravo-arenosa: $a_3 = 0.11/\text{pulgada}$

El coeficiente estructural expresa la relación empírica entre el número estructural SN y el espesor, y es una medida de la eficacia de un material dado en función al

componente estructural del pavimento. En la Guía de diseño AASHTO 1993, el coeficiente estructural está relacionado al Módulo Resiliente (M_R) del material de la capa, para lo cual se usan ecuaciones empíricas desarrolladas por Rada y Witczak [27]. Las Ecuaciones son las siguientes:

$$a_2 = 0.249(\log(E_{BG})) - 0.977 \quad \text{Ecuación 2.29}$$

$$a_3 = 0.227(\log(E_{SB})) - 0.839 \quad \text{Ecuación 2.30}$$

Donde:

a_2 = Coeficiente estructural de la base granular

a_3 = Coeficiente estructural de la sub base

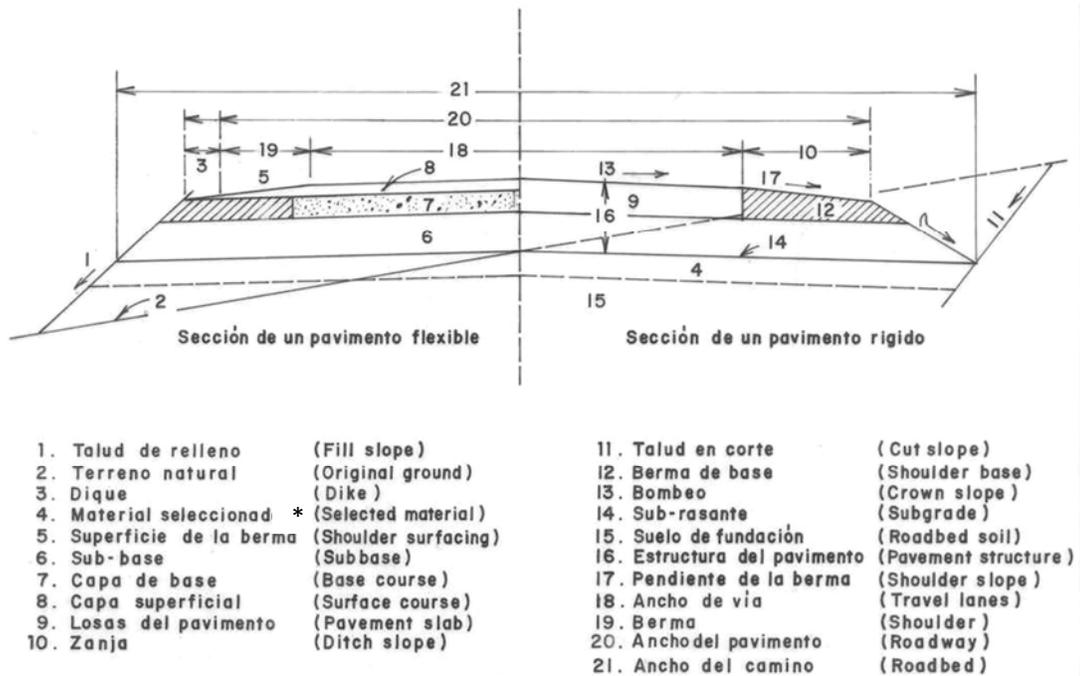
2.3 SUELO DE FUNDACIÓN Y SUBRASANTE

En el Perú denominamos subrasante a los 20 o 30 cm superiores del terreno natural cuando la plataforma está en corte; y a los 20 ó 30 cm superiores del relleno artificial, cuando la plataforma está en relleno. La AASHTO les llama “suelo de fundación preparado” y “material seleccionado”, respectivamente (Ver Figura 2.6).

De acuerdo a la nomenclatura de la AASHTO, por analogía con la Rasante (plano superior sobre el que circulan los vehículos); la subrasante es el plano inferior del pavimento, que lo limita con el suelo de fundación preparado (en el caso de plataformas en corte), o con el material seleccionado (en el caso de plataformas en relleno).

Los esfuerzos generados por las cargas de tránsito son mayores en las capas superiores y disminuye con la profundidad, por consiguiente el espesor final del pavimento así como los materiales a ser empleados están en función de las condiciones del suelo de fundación. Una subrasante débil demandará capas más gruesas, mientras que una subrasante más fuerte necesitará capas de pavimento más delgadas.

En función de la magnitud de la carga es necesario prestarle especial cuidado a la compactación y humedecimiento de la capa de subrasante con el fin de lograr en este espesor el desarrollo de las propiedades requeridas. En este sentido, las propiedades deseables en la subrasante son: alta resistencia, uniformidad, poca susceptibilidad al agua, poca variación volumétrica, facilidad de compactación y permanencia de compactación.



(*) o Suelo de Fundación Preparado

Figura 2.6 Secciones típicas para estructuras de pavimentos flexibles y rígidos

Fuente: Traducción autorizada de la Guía AASHTO 1993, IDPP (1997) [17]

2.3.1 Capacidad de Soporte de la Subrasante

En el Perú el diseño de una estructura de pavimento nuevo responde a métodos tradicionales como AASHTO 1993 [2] o el Instituto del Asfalto [4], donde para determinar los espesores de cada una de las capas componentes de la estructura, se debe conocer la capacidad de soporte de los suelos de subrasante y el tránsito proyectado para un periodo de diseño; además, se estima el número estructural que luego es transformado en espesores de capa.

Las variaciones horizontales y verticales en los tipos de suelos, el contenido de humedad, densidades, profundidad del nivel freático, ubicación de estratos rocosos, suelos expansivos, deben ser identificados y considerados en el diseño de un pavimento, debido a su efecto perjudicial en el desempeño del mismo.

Los sondeos e investigaciones realizadas para la caracterización de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos de fundación se sustentan con la determinación de un número limitado de perforaciones y muestreos (Ensayos Destructivos), número que por lo general están en función de la importancia de la vía. Adicionalmente un programa de ensayos de laboratorio se utilizan para determinar las propiedades de la fundación, este programa de ensayos se puede agrupar midiendo tres propiedades básicas; ensayos de clasificación (granulometría y las determinaciones de límites de Atterberg), ensayos

volumétricos (densidad seca y contenido de humedad) y ensayos de resistencia o rigidez (módulo de resiliencia).

La propiedad del material más importante para caracterizar al suelo de fundación desde AASHTO 1986 hasta la reciente AASHTO 2008 [1], es el Modulo Resiliente (M_R). Este parámetro se determina mediante un ensayo con carga dinámica repetida, que simula los efectos del tránsito en el interior del pavimento.

Si bien, determinar el valor del Módulo Resiliente (M_R) del suelo de fundación es un requerimiento fundamental para diseñar pavimentos; la mayoría de los laboratorios no cuenta con el equipo necesario para su ejecución, recurriendo entonces a la aplicación de correlaciones a partir del valor del CBR.

Debido a la diversidad de ecuaciones de correlación y al empirismo de las mismas, la tecnología de pavimentos presenta alternativas para el cálculo directo del Módulo Resiliente, como por ejemplo, el análisis elástico lineal de deflexiones, a partir de mediciones in-situ, ya sea a través del deflectómetro tipo Viga Benkelman o del deflectómetro de impacto FWD (*Falling Weight Deflectometer*), entre otros.

2.3.2 Módulo Resiliente de la Subrasante

El Modulo de Resiliencia es un medida de la capacidad de soporte de los suelos considerando su comportamiento no lineal y se define como la relación de esfuerzos cíclicos aplicados sobre la deformación recuperable luego de muchos ciclos de carga repetida y por lo tanto es una medida directa de la rigidez de los materiales no consolidados en el pavimento, su formulación matemática es la siguiente:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_r} \quad \text{Ecuación 2.31}$$

Donde:

- M_R = Modulo de resiliencia,
- σ_1 = Esfuerzo principal mayor,
- σ_3 = Esfuerzo principal menor,
- σ_d = Esfuerzo desviador,
- ε_{axial} = Deformación recuperable.

La figura 2.7 muestra la deformación de un espécimen bajo una prueba de carga repetida. En la fase inicial de aplicación de carga, hay una considerable deformación permanente, tal como lo indicado en la deformación plástica de la figura. Como el número de repeticiones se incrementa, la deformación plástica debido a cada repetición de carga decrece. Después de 100 a 200 repeticiones, la deformación es prácticamente 100% recuperable.

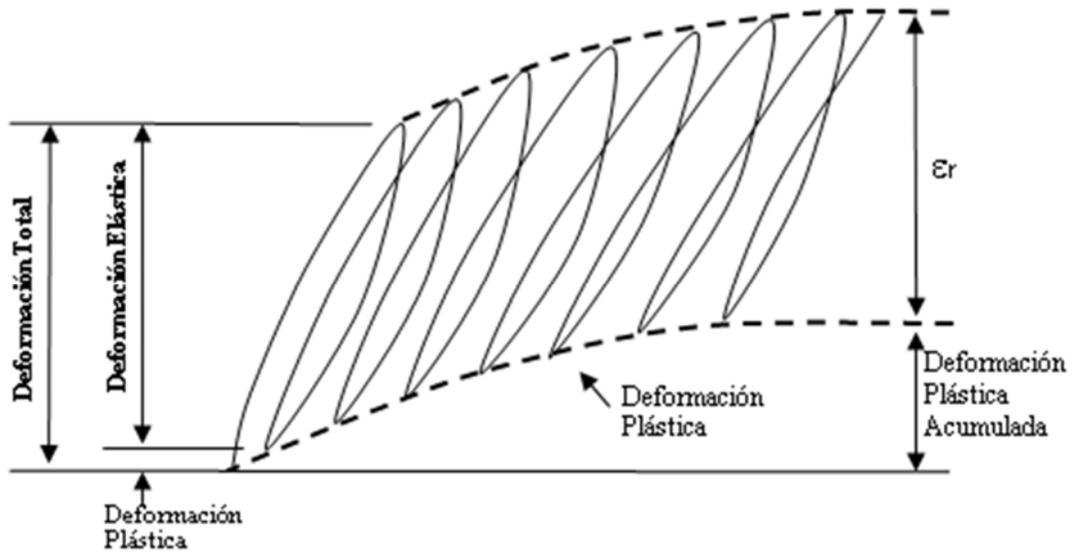


Figura 2.7 Módulo Resiliente
 Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [16]

2.3.3 Ecuaciones de correlación entre Módulo Resiliente y CBR

En principio cuando el diseñador tiene que definir la determinación de la capacidad de soporte del suelo de fundación y expresarlo en términos de Modulo Resiliente, se enfrenta a un amplio abanico de posibilidades, dado que cuenta con un sinnúmero de ecuaciones de correlación por utilizar. Es en este momento que debemos recordar que toda ecuación de correlación es empírica, lo que significa que es 100% aplicable al lugar de donde procede, entonces pierde confiabilidad cuando intentamos extrapolarla a condiciones “parecidas”.

De acuerdo a la bibliografía vial se presenta las ecuaciones de correlación de mayor difusión:

Autor	Ecuación	Condición
Heukelon&Klomp 1962 (Recomendado por AASHTO 1993)	$M_R (psi) = 1500 x CBR$	CBR<10
Consejo Científico de Sudafrica (CSIR)	$M_R (psi) = 3000 x CBR^{0.65}$	7.2<CBR<20
Recomendada por AASHTO 1993	$M_R (psi) = 4326x \ln CBR + 241$	CBR>20
Powel et al. (1984) (Laboratorio de Investigación de caminos y transporte TRRL)	$M_R (MPa) = 17.6x CBR^{0.64}$	CBR<12
Medina y Preussler (1982) (COPPE/UFRJ)	$M_R (MPa) = 32.75 + 6.73(CBR)$	2<CBR<28
Uzan et al. (1977)	$M_R (MPa) = 14x CBR$	CBR<10

Poulsen&Stubstad (1980) Dinamarca	$M_R (MPa) = 10xCBR^{0.73}$	
Cardozo&Witczak (1991) Cardozo et al. (1994) Fuerza Aérea Brasileira	$M_R (MPa) = 6.9xCBR$	CBR<15
Hopkins (1994) Shell(reanalizado)	$M_R (MPa) = 17.914xCBR^{0.874}$	
Barker (1982) USACE	$M_R (MPa) = 10^{4.5682\left(\frac{1.966}{8.55xCBR}\right)(6.5+\sigma_d)}$	
Lotfi 1984 Lotfi et al. 1988 Universidad de Maryland	$LogMr = 1.0016 + 0.043(CBR) - 1.9557\left(\frac{\log \sigma_d}{CBR} - 0.1705 \log \sigma_d\right)$	
Fredy Reyes Lizcano (2003) Universidad Los Andes - Colombia	$M_R (MPa) = 5xCBR$	
NCHRP 2004 (Recomendada por AASHTO 2008)	$M_R (psi) = 2555xCBR^{0.64}$	

Tabla 2.1 Ecuaciones de Correlación del Módulo Resiliente y CBR
 Fuente: Elaboración Propia en función a las referencias [2] [12] [21] [28]

Además debemos tener en cuenta que el CBR es un parámetro empírico que indica la capacidad mecánica de un material, para determinadas condiciones de humedad y compactación. Se obtiene al medir la resistencia que opone el material al ser penetrado por un pistón de sección circular de dimensiones estandarizadas, la cual se compara con la resistencia establecida que opone un material patrón óptimo, calculando el resultado como un porcentaje.

La objeción más importante que puede hacerse al CBR, está relacionada con la forma de ejecución del ensayo. El CBR mide la capacidad de soporte de un suelo para condiciones de ensayo estándares y constantes, independientemente del tipo de material o de la posición del material en la conformación de la estructura del pavimento. Ello a la luz del análisis estructural de pavimentos, representa un error conceptual, ya que la magnitud de la capacidad mecánica de un material, depende fundamentalmente de la variación del estado o nivel de esfuerzos al que está sometido, y por lo tanto, no es una propiedad constante.

Otro aspecto que es considerado una limitación al ensayo del CBR es la reducida escala de ejecución en laboratorio, lo que distorsiona los resultados de los ensayos efectuados, obteniendo valores de CBR artificialmente sobredimensionados, por efecto de las presiones de confinamiento producidas durante la penetración, confinamiento que no tiene correlación con las condiciones reales en que trabajan los materiales en el campo.

Adicionalmente, el problema que se presenta, es la falta de correspondencia entre los ensayos y la realidad; mientras que el origen de los suelos sea las zonas áridas con baja precipitación, los valores de compactación se logran añadiendo agua a la muestra; por el contrario, en zonas lluviosas como la selva amazónica, donde la humedad natural supera al óptimo contenido de humedad (OCH), el proceso de compactación no se cumple, resultando un CBR forzado o falso.

El CBR entonces es un parámetro cuyo uso debe estar condicionado al completo entendimiento de sus limitaciones, y que debe ser considerado solo como un valor de referencia, debiendo ser contrastado o verificado con métodos más evolucionados.

2.3.4 Determinación del Módulo Resiliente del Suelo de Fundación Mediante Métodos No Destructivos

Una alternativa vigente para la evaluación de las propiedades del sistema pavimento-subrasante es mediante métodos no destructivos, los cuales se basan en un proceso invertido, ya que utiliza la respuesta del sistema (deflexiones) para establecer sus características estructurales, lo cual es opuesto a un proceso convencional de diseño.

Una característica fundamental de las metodologías no destructivas es que, por constituir la “muestra de ensayo” el pavimento mismo, esta representa el fiel reflejo de la compleja interacción entre sus componentes (capa de materiales y subrasante), y además está “muestra” puede ser ensayada en cualquier momento de la vida de la estructura, sin disturbarla ni destruirla.

El desarrollo de soluciones para modelos matemáticos de pavimentos, la simpleza, rapidez y economía de las mediciones de deflexiones y el carácter no-destructivo de los ensayos, contribuyeron al auge de estas metodologías a partir de los años 1960's y en la actualidad se encuentran completamente difundidos en todo el mundo.

a) Deflexiones, Concepto y Procedimiento de Medición

La deflexión es la medida de la deformación superficial que experimenta un pavimento al paso de una carga, y es función no solo del tipo y estado del pavimento, sino también del método y equipo de medida.

En realidad el tema de la deflexiones no es nuevo, es tan antiguo como lo son los ensayos viales que se desarrollaron en EE.UU. y Europa, en la primera mitad del siglo 20, entre ellos Bates, Maryland, WASHO, AASHO; quizás la inquietud surgió con las teorías de Boussinesq, Burmister, Hogg, para el cálculo de esfuerzos, deformaciones y deflexiones, siendo esta la más fácil de medir en campo para ser verificada.

Las deflexiones en la superficie de los pavimentos se empezaron a medir con el fin de correlacionarlas con las fallas del pavimento, empleando básicamente la deflexión máxima. Se tiene así que el primer criterio de deflexión, como límite de falla, surge en 1955 como resultado del WASHO Road Test (1952-1954). Posteriormente las correlaciones empíricas para limitar deflexiones se refinan introduciendo la variable de tránsito (Instituto del Asfalto); un paso más adelante se da con la introducción del radio de curvatura como parámetro de evaluación, primero en forma independiente a la deflexión máxima, luego combinada con esta, y finalmente integrándose ambos parámetros en lo que se denomina “curva de deflexión”, posteriormente se comenzó a medir un cuenco completo de deflexiones obteniendo por lo menos cinco deflexiones a partir del punto de carga, que es en donde nos encontramos ahora, por lo menos al nivel de la ingeniería práctica en el Perú.

El equipo más conocido para medir deflexiones es la Viga Benkelman, habiéndose expandido su empleo en casi todos los países del mundo en donde hay carreteras. Posteriormente se fueron inventando otros equipos, con la intención de simular mejor la aplicación de las cargas de tránsito sobre el pavimento, surgiendo así el deflectómetro de Lacroix, el Road Rater, el Dynaflect, el deflectómetro de impacto (FWD) es muy posterior, si consideramos que Dynatest produjo el prototipo 8001 en 1979.

La Viga Benkelman tiene una historia de más de 60 años de empleo en el mundo, y la forma de medir siempre ha sido la misma, o se mide “Deflexión Máxima” o se mide “Curva de Deflexión”; en ambos casos la exactitud de los resultados no depende significativamente del equipo en sí, más aun si se va por la vía analítica, sino en la formación, el entrenamiento y en la pericia de los operadores, y en el cuidado que se ponga en las condiciones de ensayo. El FWD es un equipo más reciente, sobre todo en nuestra región, y es tecnológicamente superior; la forma de medir es casi automática y depende exclusivamente de los sistemas electrónicos que posee, y la exactitud de los resultados, prácticamente no depende del operador, sino de la calibración de los diversos componentes del equipo (sensor de carga, geófonos, termómetros, distanciómetro, etc.). Si se envía al campo a medir deflexiones con Viga Benkelman, a un personal que no está capacitado, se obtendrán los mismos resultados erróneos que si se envía al campo un FWD descalibrado, o bajo condiciones de operación inapropiadas (superficie asfáltica irregular, por ejemplo).

Para analizar deflexiones existen diversas metodologías, las que fundamentalmente pueden ser de dos tipos, empíricas y racionales o mecánicas. El análisis que se efectúe con los datos de campo dependerá del interés del usuario, de los fines del proyecto, o del tipo de dato que vino del campo. Las deflexiones se han empleado mayormente para la evaluación estructural de los pavimentos, en proyectos de rehabilitación o mantenimiento. En proyectos de rehabilitación se puede medir “deflexiones máximas” con Viga Benkelman y aplicar el método empírico del Instituto del Asfalto (MS-17), o se puede medir “curvas de deflexiones” y aplicar por ejemplo el método del modelo de Hogg-Burmister para retrocalcular módulos. Si se miden curvas de deflexiones FWD se puede aplicar cualquier modelo de análisis para retrocalcular módulos, por ejemplo la metodología de retrocalculo de la Guía AASHTO 1993 [2].

En la fotografía 2.1 se observa el deflectómetro tipo Viga Benkelman, llamado así en honor a Alvin Benkelman, quien durante las pruebas en la pista experimental WASHO (1952-1954) desarrolló este instrumento para medir la deflexión vertical en la superficie bajo la acción de una carga controlada. Este instrumento es completamente mecánico y funciona bajo el principio de la palanca, debe ser usado con un camión cargado con 80 kN en el eje posterior, cuyas ruedas deberán contar con una presión de inflado de 0.48 a 0.55 Mpa. Según se observa la Viga Benkelman consta fundamentalmente de dos partes: (1) Un cuerpo de sostén que se sitúa directamente sobre el terreno mediante tres apoyos y (2) Un brazo móvil acoplado al cuerpo fijo mediante una articulación de giro o pivote; adicionalmente el equipo cuenta con un sistema de vibración incorporado que al ser accionado evita que el indicador del dial se trabe y/o cualquier interferencia exterior afecte las mediciones. Las mediciones se realizan colocando la punta del brazo de la viga entre las dos ruedas gemelas y midiendo el rebote a distancias controladas cuando el vehículo se aleja.

Con el objeto de obtener una mejor simulación del efecto de las cargas aplicadas al pavimento, surgió la tercera generación de dispositivos para la medición de deflexiones, conocidos como los deflectómetros de impacto (FWD por sus siglas en inglés), mediante los cuales es posible aplicar a través de un impacto, el efecto transitorio de una carga dinámica. El equipo está montado en un remolque, el que contiene un conjunto de pesas que se pueden dejar caer libremente sobre una placa apoyada en el pavimento y cuya área es representativa del área de contacto de las llantas de un vehículo. El FWD produce una carga de impulso dinámico que simula una carga de la rueda en movimiento en lugar de una carga estática, semi-estática o vibratoria. La fuerza aplicada es creada por la caída de un peso de 110, 220, 440 o 660 libras de una altura desde 0.8 a 15 pulgadas. Variando la altura de caída y el peso, se obtiene una fuerza pico que caería de 1,500 a 24,000 libras (4 a 107 kN). La carga es transmitida al pavimento a través de una placa de carga de 11.8 pulgadas de diámetro, generando una pulsación de fuerza en forma de senoide con una duración entre 25 a 30 ms. La magnitud de carga es medida mediante una celda de carga.



Fotografía 2.1 Viga Benkelman ELE International
Fuente: <http://www.ele.com>

En la fotografía 2.2 se aprecia un deflectómetro de impacto FWD que consta básicamente de cinco partes: (1) Sistema de instrumentación, (2) Dispositivo generador de impacto, (3) Placa de carga, (4) Transductor de deflexión, (5) Celda de carga.



Fotografía 2.2 Deflectómetro de Impacto
Fuente: <http://www.dynatest.com>

En caso que se quiera relacionar los resultados de Viga Benkelman con los resultados con el deflectómetro de impacto (FWD) se puede emplear la ecuación indicada

en Asphalt Institute 2000 [3] que fue desarrollada para un deflectómetro de impacto de 40 kN (9,000 lb).

$$BB = 1.61FWD$$

Ecuación 2.32

Donde:

BB = Es la deflexión de la viga Benkelman en mils (1 mil=0.0254mm).
FWD = Es la deflexión en mils corregida a una carga de 40 kN (9,000 lb) aplicadas en un plato de carga de 300mm (12 pulgadas) de diámetro.

b) Análisis de Deflexiones mediante el Modelo de Hogg

Un método para calcular el módulo elástico del suelo de subrasante en un punto ubicado directamente bajo una carga superficial impuesta, es mediante el modelo conocido como el Modelo de Hogg. Este modelo está basado en un sistema hipotético de dos capas que consiste en una placa relativamente delgada que se apoya sobre una fundación elástica. El Método es práctico y simplifica el sistema elástico multicapa típico por un modelo equivalente bicapa, compuesto por una capa con cierta rigidez a la flexión sobre un medio elástico, lineal, homogéneo e isotrópico.

El procedimiento mediante el Modelo de Hogg usa la deflexión en el centro de la carga y una de las deflexiones adicionales fuera del punto inicial de aplicación de carga. Hogg mostró que la distancia radial donde la deflexión es aproximadamente la mitad de la deflexión bajo el punto inicial de carga, era eficaz para eliminar la tendencia de valoración o error estadístico de los parámetros (Ver figura 2.8). Sus cálculos consideran variaciones en el espesor del pavimento y la relación entre la rigidez de pavimento y la rigidez de la subrasante, ya que la distancia en donde la deflexión es la mitad de la deflexión máxima está controlada por estos factores.

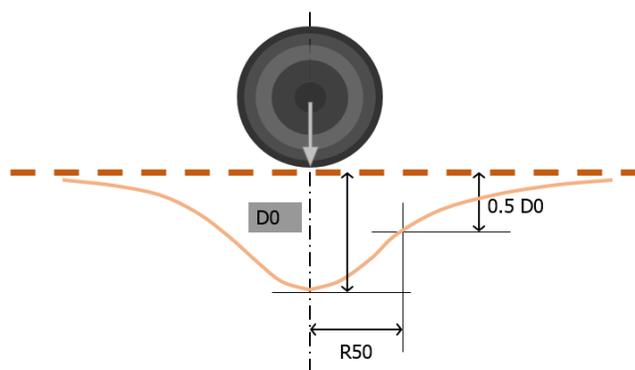


Figura 2.8 Distancia radial - Modelo de Hogg
Fuente: Elaboración propia

El análisis consiste en comparar las curvas de deflexiones medidas en campo, con las curvas de deflexiones teóricas, obtenidas “cargando” el modelo de Hogg con la misma configuración y magnitud de carga utilizada en los ensayos de campo. La concordancia entre una curva experimental con alguna de las teóricas corresponde, generalmente, a una

única combinación de parámetros elásticos del modelo, que pasan a caracterizar al pavimento evaluado.

A continuación se presenta la geometría, esquema del modelo y los parámetros básicos empleados:

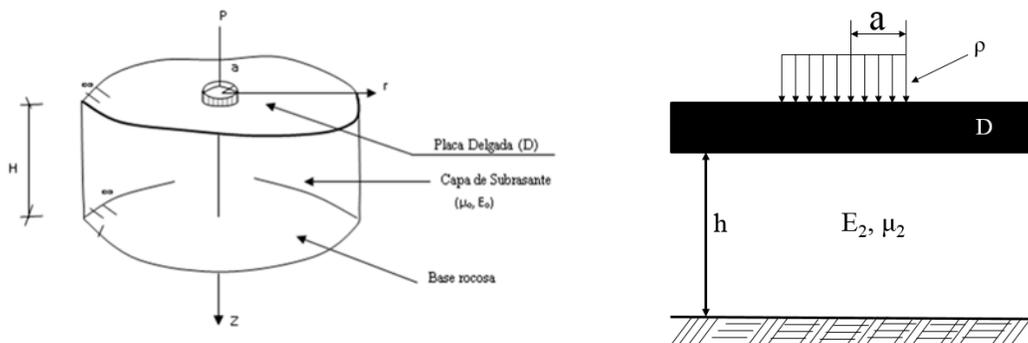


Figura 2.9 y 2.10 Geometría del Modelo de Hogg
 Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [14]

PARÁMETROS BÁSICOS DEL MODELO	$D = \frac{E_1 t^3}{12(1 - \mu T^2)} (t - m)$	Rigidez a la Flexión de la Placa
	$l_0 = \sqrt[3]{\left(\frac{D}{E_{sg}} * \frac{(1 + \mu_{sg})(3 - 4\mu_{sg})}{2(1 - \mu_0)} \right)} (cm)$	Longitud Característica
	E_{sg} (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad de la Subrasante
	μ_{sg} (adimensional)	Módulo de Poisson de la Subrasante
	H (cm)	Profundidad del Estrato Rocoso
PARÁMETROS DE EVALUACIÓN	E_{sg}, μ_{sg}, l_0	Se obtiene conociendo dos valores de deflexiones medidas

Tabla 2.2 Parámetros del Modelo de Hogg
 Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [14]

La expresión matemática desarrollada para el cálculo de las deformaciones en la superficie del sistema viene dada por una integral infinita de funciones Bessel y funciones angulares hiperbólicas, la cual, para el caso de una carga uniformemente distribuida circular de radio "a", se muestra a continuación:

$$\Delta_{(z=0,r)} = \left(\frac{(1 + \mu_0)(3 - 4\mu_0) \cdot p \cdot a}{2(1 - \mu_0)E_0} \right) \int_0^{\infty} \frac{J_0\left(\frac{m \cdot r}{L_0}\right) \cdot J_1\left(\frac{m \cdot a}{L_0}\right)}{m^4 + m \cdot \phi \frac{m \cdot h}{L_0}} dm \quad \text{Ecuación 2.33}$$

Donde:

μ_0 , E_0 , ρ , L_0 , están definidos en la Tabla 2.2, r es la distancia horizontal en la superficie de la placa desde el eje de carga y ϕ viene dada por la siguiente expresión:

$$\phi = \left(\frac{\operatorname{senh} m x \cosh m + \frac{m}{3 - 4\mu_0}}{\operatorname{senh}^2 m - \frac{m^2}{(3 - 4\mu_0)^2}} \right) \quad \text{Ecuación 2.34}$$

Siendo m la variable de integración.

Para facilitar la implementación del cálculo el Dr. Mario Hoffman [13] presentó en 1977 el cálculo numérico para la solución computarizada de la Ecuación 2.33, lo que a su vez también posibilitó la confección de nomogramas y tablas para el cálculo de deformaciones teóricas, en cualquier punto de la superficie del sistema, para uso práctico en campo.

En este modelo se introduce mediante la variable “ h ” una capa rígida a una profundidad finita, en el procedimiento de evaluación ésta representa a una capa rocosa existente o funciona como un factor de ajuste que limita la extensión horizontal de las curvas de deflexiones teóricas, que de otra manera serían infinitas, lo que se contradice con las curvas experimentales. Por otro lado, la extensión finita de las curvas de deflexiones medidas puede obedecer a una profundidad no-lineal de los materiales del pavimento y subrasante y no implica necesariamente que realmente exista una capa rígida. Para la utilización del modelo se sugiere la introducción de una capa rígida a una profundidad igual a 10 veces la longitud elástica del pavimento. Las ecuaciones que se emplean son:

$$E_0 = I \frac{(1 + \mu_0)(3 - 4\mu_0)}{2(1 - \mu_0)} \left(\frac{S_0}{S} \right) \left(\frac{P}{\Delta_0 l} \right) \quad \text{Ecuación 2.35}$$

$$r_{50} = r \frac{(1/\alpha)^{1/\beta} - B}{\left[\frac{1}{\alpha} \left(\frac{\Delta_0}{\Delta_r} - 1 \right) \right]^{1/\beta} - B} \quad \text{Ecuación 2.36}$$

$$l = y_0 \frac{r_{50}}{2} + \left[(y_0 r_0)^2 - 4m a r_{50} \right]^{1/2} \quad \text{Ecuación 2.37}$$

$$\text{if } \frac{a}{l} < 0.2, \text{ then } \longrightarrow l = (y_0 - 0.2m)r_{50}$$

$$\left(\frac{S_0}{S}\right) = 1 - m \left(\frac{a}{l} - 0.2\right)$$

$$\text{if } \frac{a}{l} < 0.2, \text{ then } \longrightarrow \left(\frac{S_0}{S}\right) = 1.0$$

Ecuación 2.38

Donde:

- E_0 = Módulo de elasticidad de la subrasante
- μ_0 = Coeficiente de Poisson de la subrasante
- S_0 = Rigidez Teórica por carga puntual
- S = Rigidez del pavimento = p / Δ_0 (carga distribuida)
- p = Carga aplicada
- Δ_0 = Deflexión en el punto inicial de carga (Deflexión máxima)
- Δ_r = Deflexión a la distancia radial r
- r = Distancia radial del punto inicial de carga
- r_{50} = Distancia radial para la cual $\Delta_r / \Delta_0 = 0.5$
- l = Longitud característica
- h = Espesor de la subrasante
- I = Factor de Influencia — ver Tabla 2.4
- α = Coeficiente de ajuste de curva—ver Tabla 2.4
- β = Coeficiente de ajuste de curva—ver Tabla 2.4
- B = Coeficiente de ajuste de curva—ver Tabla 2.4
- y_0 = Coeficiente para la longitud característica—ver Tabla 2.4
- m = Coeficiente para la longitud característica—ver Tabla 2.4
- m = Coeficiente para la relación de rigideces—ver Tabla 2.4

Wiseman [32] describió la implementación del Modelo de Hogg señalando tres casos: Uno es para una fundación infinita elástica, y los otros dos casos son para un estrato finito elástico con un espesor efectivo que se asume aproximadamente igual a 10 veces la longitud característica “ l ”. Los dos casos de espesor finito corresponden a coeficientes de Poisson fijados en 0.4 y 0.5, respectivamente.

La Tabla 2.3 muestra los valores establecidos para las constantes usadas para los tres casos del modelo de Hogg.

Las ecuaciones numéricas o algoritmos fueron presentadas en el año 1977, cuando aún el uso de la computadora no estaba difundido; en la actualidad la solución se facilita cargando las ecuaciones en una hoja de cálculo Excel.

Ecuación	CASOS		I	II	III
		Profundidad de estrato Rígido	h / l_0	10	10
	Coefficiente de Poisson	$\mu\theta$	0.50	0.40	Todos
1	Factor de Influencia	I	0.1614	0.1689	0.1925
2	Valor de $\Delta r/\Delta_0$		>0.70	>0.43	Todos
	$r_{50}=f(\Delta r/\Delta_0)$	α	0.4065	0.3804	0.3210
		β	1.6890	1.8246	1.7117
		B	0	0	0
	Valor de $\Delta r/\Delta_0$		<0.70	<0.43	
	$r_{50}=f(\Delta r/\Delta_0)$	α	2.6947E-3	4.3795E-4	
		β	4.5663	4.9903	
		B	2	3	
3	$l=f(r_{50}, a)$	y_0	0.642	0.603	0.527
		m	0.125	0.108	0.098
4	$S_0/S=f(a/l)$	m	0.219	0.185	0.208

Tabla 2.3 Coeficientes para el Modelo de Hogg
 Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [14]

c) Análisis de Deflexiones propuesto por AASHTO

La Guía AASHTO 1993 [2] incluye varios procedimientos para determinar el Modulo Resiliente de los suelos, dentro de los cuales destaca su obtención por procedimientos de retrocálculo a través de la medición de deflexiones con FWD por medio de Ensayos No Destructivos.

Los procesos de retrocálculo no son más que una aproximación del estado de esfuerzos de una estructura de pavimento, en base a una deflexión medida durante la aplicación de la carga, el mismo parte de la aplicación de los principios de la mecánica del continuo al del análisis multicapa de un pavimento y permite a través de una rutina de ensayo y error, generar un estado de esfuerzos tal que produzcan el mismo valor de los desplazamientos de superficie (deflexiones) medidas en campo.

En el método propuesto por AASHTO 1993, el pavimento es convertido en un sistema bicapa, donde la capa superior representa todas las capas del pavimento (capa de rodadura, base, subbase) y la capa inferior representa la subrasante. Este método permite determinar el módulo resiliente de la subrasante (M_R) y el modulo efectivo del pavimento (E_P), datos que luego pueden ser utilizados en la evaluación de la capacidad estructural del pavimento. Para la estimación de la capacidad de soporte de la subrasante se realiza en base a la ecuación que sigue a continuación:

$$M_R = \frac{0.24P}{d_r \cdot r} \quad \text{Ecuación 2.39}$$

Donde:

M_R = Modulo Resiliente de la Subrasante en psi,

P = Carga aplicada en libras,

d_r = Deflexión a una distancia R desde el centro de carga.

El uso de la anterior ecuación debe de considerar dos condiciones: 1) en primer lugar, la deflexión debe ser medida a una distancia suficientemente alejada del plato de carga como para que esta deflexión se deba solo a la deformación en la subrasante y sea independiente del efecto de las capas superiores, y además se pueda considerar la carga aplicada sobre el plato como una carga puntual que valide el uso de la ecuación anterior; 2) la distancia no debe ser muy grande ya que las deflexiones podrían ser muy pequeñas y por lo tanto muy difíciles de medir con exactitud necesaria.

La distancia mínima para emplear la ecuación 2.39, debe de cumplir con la siguiente condición: $r \geq 0.7 \cdot a_e$

$$a_e = \sqrt{a^2 + \left(D \sqrt[3]{\frac{E_P}{M_R}} \right)^2}$$

Ecuación 2.40

Donde:

- a_e = Radio del bulbo de presiones a nivel de subrasante.
- a = Radio del plato de carga.
- D = Espesor total del pavimento sobre la subrasante.

En la figura 2.11 se puede observar que la relación del módulo retrocalculado de la subrasante es igual a uno a distancias radiales mayores o iguales a $0.7 \cdot a_e$, consecuentemente, una distancia mínima de $0.7 \cdot a_e$ es recomendada como la distancia a la cual las deflexiones medidas pueden ser tomadas como precisas para el retrocálculo.

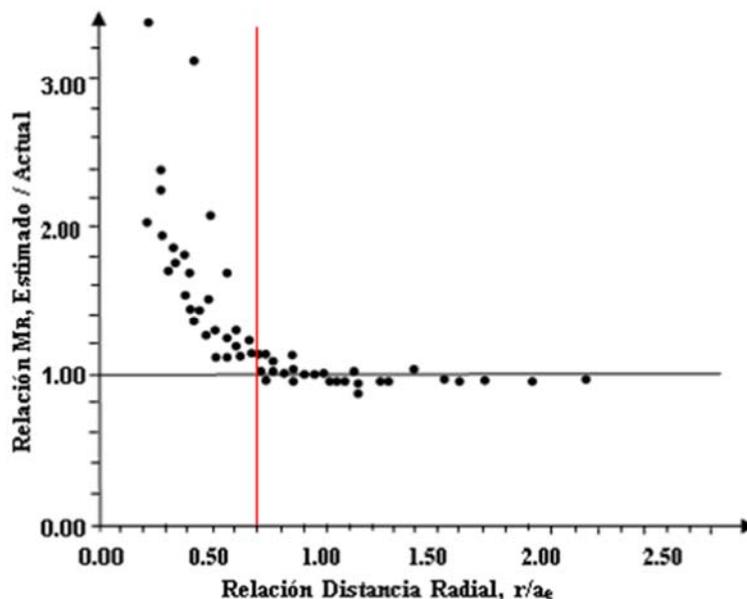


Figura 2.11 Influencia de la distancia radial para el retrocálculo
 Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [2]

Como se puede apreciar, para verificar si la deflexión utilizada cumple con la distancia mínima se debe de primero conocer el modulo compuesto del pavimento (E_p), el cual se debe determinar con la siguiente ecuación:

$$d_o = 1.5Pa \left[\frac{1}{MR \sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \right)^3 \frac{E_p}{MR}}} + \frac{1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \right)^2}}}{E_p} \right] \quad \text{Ecuación 2.41}$$

Donde:

- d_o = Deflexión máxima en el centro del plato de carga, ajustada a la temperatura normalizada de 20°C (60°F).
- a = Radio del plato de carga.

El proceso antes descrito se puede automatizar mediante programas computacionales que siguen el proceso iterativo representado en el diagrama de flujo que se presenta en la figura 2.12.

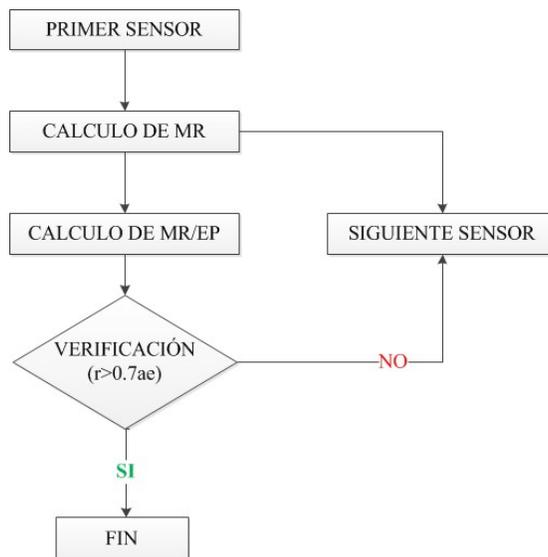


Figura 2.12 Algoritmo del método de retrocálculo AASHTO 1993
 Fuente: Elaboración Propia

Los datos de deflexiones se analizaron mediante la metodología descrita en la Guía de diseño de pavimentos AASHTO 1993 [2], el cual permite estimar el Módulo de Elasticidad de la Subrasante mediante un procedimiento de retrocálculo, siguiendo esta metodología al final del proceso es necesario afectar el valor del módulo elástico obtenido por un factor “C”, el cual garantiza una compatibilidad entre el módulo obtenido en laboratorio y el módulo retrocalculado a partir de deflexiones. De acuerdo a recomendaciones de la Guía AASHTO 1993 se asignará un valor de $C=0.33$ cuando los suelos de fundación sean clasificados -según la clasificación AASHTO- como A-7-6 y A-6, cuyas características son típicas del suelo de subrasante del Experimento de Carreteras AASHO, con lo cual la ecuación del módulo resiliente de la subrasante queda expresada como se indica a continuación:

$$M_R = C \cdot \left(\frac{0.24P}{d_{r,r}} \right) \quad \text{Ecuación 2.42}$$

Donde:

- M_R = Modulo Resiliente de la Subrasante en psi,
- P = Carga aplicada en libras,
- d_r = Deflexión a una distancia R desde el centro de carga
- C = Factor de ajuste al Módulo Resiliente retrocalculado

2.4 MEJORAMIENTO DE SUBRASANTES

En algunas ocasiones el trazado de una carretera atraviesa zonas donde existen depósitos de suelos blandos, tales como arcillas, limos e incluso turbas. Es conocido que este tipo de materiales presentan un mal comportamiento como soporte de cualquier tipo de obra de ingeniería, ante estos eventos es necesario sectorizar suelos de fundación inadecuados y evaluar una medida correctiva para garantizar la integridad estructural del pavimento. El éxito de la alternativa que se elija varía en gran medida por la facilidad de implementarlo en el lugar del proyecto.

Para la determinación de zonas que requieren mejoramiento es necesario definir una serie de factores tales como: profundidad de suelo blando, esfuerzos debido a las cargas previstas, la constructibilidad, características de drenaje, contenido de materia orgánica, entre otras. Adicionalmente se tienen otras alternativas como la estabilización mecánica adicionando material granular, estabilización mecánica incorporando geosintéticos (geomallas y geotextiles), estabilización de suelos mediante la adición de agentes mejoradores.

El reemplazo de suelos de fundación es una alternativa que se aplica con frecuencia, en especial en aquellos lugares donde se dispone material que pueda servir como material de reemplazo. Sin embargo, la determinación de la profundidad de reemplazo suele ser motivo de discrepancias entre el diseñador, contratista, supervisor y la entidad.

En un extremo se puede considerar el retiro de grandes espesores del suelo inadecuado; no obstante esta alternativa resulta muy costosa, poco práctica y podría inducir asentamientos por cargas geostáticas. Por otro lado, espesores insuficientes no permiten alcanzar el objetivo de mejorar el soporte del pavimento y podría inducir a fallas prematuras del pavimento. Por lo tanto, la solución debe comprender un espesor adecuado que permita a la subrasante fundamentalmente alcanzar el Modulo Resiliente de Diseño, asimismo, deberá permitir que las capas superiores puedan ser compactadas sin que se produzcan deformaciones.

2.4.1 Criterios de Calidad para definir Suelos Inadecuados para Subrasante

a) Calidad del Suelo según su Clasificación

Para determinar la calidad del suelo, se emplea los sistemas de clasificación universalmente conocidos tales como SUCS y AASHTO.

b) De acuerdo al contenido de Materia Orgánica

Desde el punto de vista de ingeniería, la materia orgánica tiene propiedades indeseables, por ejemplo, es altamente compresible y absorbe grandes cantidades de agua, de modo que los cambios en la carga o en el contenido de humedad producen cambios considerables en su volumen, planteando serios problemas de asentamiento. La materia orgánica también tiene una resistencia muy baja al esfuerzo cortante y, en consecuencia, baja capacidad de carga.

La materia orgánica en la forma vegetal parcialmente descompuesta es el principal constituyente de los suelos turbosos. Se encuentra en los sedimentos plásticos y en los no plásticos, y a menudo afectan sus propiedades lo suficiente para influir en su clasificación. Así tenemos limos orgánicos y arcillas limosas de baja plasticidad y arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada. Aún pequeñas porciones de materia orgánica en forma coloidal en la arcilla producirán un aumento apreciable en el límite líquido del material sin aumentar el índice plástico.

Los suelos orgánicos son de color gris oscuro, y generalmente tiene el olor característico a descompuesto, las arcillas orgánicas tienen un tacto esponjoso cuando son plásticas, en comparación con las arcillas inorgánicas. La tendencia de los suelos con elevadas proporciones de materia orgánica es crear intersticios al pudrirse o a cambiar de características físicas de la masa de un suelo por alteración química, los hace inadecuados para utilizarlos en las obras de ingeniería.

2.4.2 Criterios Geotécnicos para la definición de Mejoramiento de Subrasantes

a) Criterio del Estado del Suelo según el Índice de Consistencia (IC)

Esta apreciación corresponde a determinar el estado del suelo según el valor del Índice de Consistencia. Este índice puede ser tomado como una medida de la consistencia

del suelo, relacionado con la cantidad de agua que es capaz de absorber. Si el valor es negativo, el suelo se encuentra en estado líquido y en otros casos podrá ser semi-líquido, plástico muy blando, plástico blando, plástico duro, y si el valor es mayor que uno, el suelo se encuentra en estado sólido. En la Tabla 2.4 se relaciona el valor del Índice de Consistencia debido a suelos que han estado sujetos a saturación a lo largo de un tiempo prolongado o de manera cíclica para saturaciones de precipitaciones por épocas.

En resumen un suelo será trabajable si presenta un Índice de consistencia (IC) mayor a la unidad, los suelos que presentan un IC menor a la unidad presentan mayor dificultad para ser compactados presentándose problemas de deformaciones.

$$IC = \frac{LL - w}{IP} \qquad \text{Ecuación 2.43}$$

Donde:

LL es el límite líquido, IP es el índice de plasticidad y w es la humedad.

Índice de Consistencia	Estado del Suelo
< 0.00	Estado Líquido
De 0 a 0.25	Estado Semi - Líquido
De 0.25 a 0.50	Estado Plástico Muy Blando
De 0.50 a 0.75	Estado Plástico Blando
De 0.75 a 1.00	Estado Plástico Duro
> 1.00	Estado Sólido

Tabla 2.4 Estado de los suelos según el Índice de Consistencia
 Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [18]

b) Criterio de Compresibilidad del Suelo

La deformación de suelos cohesivos, aún bajo la acción de cargas relativamente pequeñas, ha sido tradicionalmente reconocida por los investigadores como un problema de fundamental interés, debido a que es causa de deficiencias en el comportamiento de los suelos.

Posiblemente el problema más grave en relación a un suelo fino y compresible es el que se refiere a los asentamientos que pueden producirse al recibir sobrecargas que reciben los terraplenes o la misma estructura del pavimento. Dichos asentamientos podrían causar: 1) Pérdida de Bombeo, debido a que la presión ejercida por el terraplén es mayor bajo el centro de la corona que bajo los extremos; 2) Aparición de asentamientos diferenciales en el sentido longitudinal por heterogeneidad en la cadencia del terreno de cimentación, en especial en ensanches de plataforma donde se ha efectuado un mejoramiento por presencia de suelos finos y que aún puede sufrir algún grado de asentamiento debido al peso del terraplén y las cargas vehiculares. 3) Disminución de la altura del terraplén, cuando se atraviesan zonas inundables o inundadas (bofedales).

En terrenos de cimentación constituidos por limos plásticos y arcillas, deben distinguirse dos casos diferentes: 1) Cuando su compresibilidad es relativamente baja (suelos CL, ML, y OL); 2) Cuando sean altamente compresibles (suelos CH, MH, OH y Pt). En suelos de compresibilidad relativamente baja CL y ML no se plantean problemas especiales; es diferente el panorama cuando el terreno de cimentación está constituido por limos y arcillas altamente compresibles, suelos tipo OH, MH, CH y Pt.

Terzaghi y Peck demostraron que el Índice de Compresibilidad de un suelo puede ser expresado en función al límite líquido, la expresión es la siguiente:

$$C_c = 0.009(LL - 10) \qquad \text{Ecuación 2.44}$$

Donde:

C_c es el índice de compresibilidad y LL es el límite líquido

Valor de C _c	Compresibilidad
0.00 – 0.19	Baja
0.20 – 0.39	Media
0.39 - 0.40	Alta

Tabla 2.5 Índice de Compresibilidad de un Suelo
 Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [18]

c) Criterio del Estado del Suelo según el Índice de Liquidez (IL)

El Índice de Liquidez es una excelente medida de la consistencia de un suelo cohesivo, este parámetro indica la proximidad de un suelo natural al límite líquido. Bajo este criterio dos tipos de suelos son identificados 1) Los estructuralmente estables que dependen solo de sus propiedades intrínsecas y factores mecánicos y 2) Los suelos estructuralmente inestables, que dependen de factores externos (variaciones ambientales, químicos, entre otros).

El mecanismo del colapso se origina cuando en situaciones de precipitaciones y que superficialmente se seca por efecto del calor, se produce un efecto cíclico, en el cual durante el proceso de humedecimiento hay una disminución de la concentración de iones, por lo tanto se produce la dispersión, causando la disminución de la resistencia al corte en la estructura del suelo.

A pesar de diversas teorías, la susceptibilidad al colapso puede evaluarse cualitativamente, basadas en las propiedades físicas como la relación de vacíos, densidad seca, contenido de humedad, porosidad, límites de Atterberg, cantidad de sales solubles, entre otras. El Índice de Liquidez puede expresarse de la siguiente manera:

$$IL = \frac{w - LP}{IP} \qquad \text{Ecuación 2.45}$$

Donde:

LP es el límite plástico, IP es el índice de plasticidad, w es la humedad.

Si el índice de liquidez es negativo está en el rango sólido; si el índice está entre cero y uno, el suelo está en el rango plástico; si el valor es mayor que la unidad nos indica que el suelo se encuentra saturado en estado plástico a semilíquido, siendo muy propenso al colapso por asentamiento, hundimientos y acolchonamientos.

Comportamiento	Índice de Liquidez
No Plástico	Menor que 0
Plástico	Entre 0 y 1
Líquido Viscoso	Mayor que 1

Tabla 2.6 Índice de Liquidez de un Suelo
Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [18]

2.4.3 Asentamientos por Consolidación de Suelos

Según Das (2008) [8], cuando se somete un suelo cohesivo saturado a un incremento de carga, ocurre un traspaso de esta carga desde el agua a la estructura de suelo en el tiempo. Inicialmente, de acuerdo a la teoría, ese incremento de carga exterior lo toma integralmente el agua debido a que, por una parte, es incompresible, y por otra, el suelo del que estamos hablando presenta una baja permeabilidad. Este incremento de carga tomado por el agua produce excesos en la presión neutra por sobre las presiones hidrostáticas. Al cabo de un tiempo “t”, parte de este exceso de presión neutra es disipado, transfiriéndose esa parte de la carga a la estructura de suelo, resultando en un incremento de tensiones efectivas. El resultado de este incremento gradual de tensiones verticales efectivas produce asentamientos en el terreno.

En suelos arenosos que son altamente permeables, el drenaje causado por el incremento de presión de agua en los poros es prácticamente inmediato. El drenaje es acompañado por una disminución en el volumen de la masa del suelo, resultando en asentamiento. Debido al rápido drenaje del agua en los suelos arenosos, el asentamiento y consolidación son simultáneos; sin embargo, este no es el caso de suelos cohesivos como la arcilla que tienen una baja conductibilidad hidráulica, en estos casos el asentamiento por consolidación es dependiente del tiempo.

En el proceso de consolidación un suelo cohesivo puede encontrarse en terreno normalmente consolidada (NC) o preconsolidada (PC). Se dice que es normalmente consolidada cuando nunca fue sometida en su pasado geológico a cargas mayores que las existentes ahora en terreno. Por otro lado, si el suelo en el pasado estuvo cargado por estratos de suelo que fueron posteriormente erosionados, o por cargas de hielo en una época glacial, se la denomina preconsolidada (también existe la preconsolidación por secamiento o por descenso de la napa freática con posterior recuperación).

En general los asentamientos de suelos causados por cargas puede ser dividido en tres categorías: 1) El asentamiento inmediato, que es causado por la deformación elástica

de un suelo seco, suelos húmedos y saturados, pero sin algún cambio en el contenido de humedad, el cálculo del asentamiento instantáneo se basa en las teorías de la elasticidad. 2) El asentamiento por consolidación primaria, resulta de un cambio de volumen en el suelo cohesivo saturado debido a la expulsión de agua que ocupa los espacios vacíos. 3) El asentamiento por consolidación secundaria es el que se observa en suelos cohesivos saturados y es el resultado de un cambio o ajuste plástico en el suelo, este proceso sigue a la consolidación primaria bajo un esfuerzo efectivo permanente.

En el proceso de asentamientos por consolidación se sabe que:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta\mu \quad \text{Ecuación 2.46}$$

Donde:

- $\Delta\sigma'$ = Incremento en el esfuerzo efectivo
- $\Delta\mu$ = Incremento en la presión intersticial
- $\Delta\sigma$ = Total incremento de esfuerzos

Desde que los suelos cohesivos tienen una baja conductibilidad hidráulica y el agua es incompresible comparado con el suelo, en un tiempo $t=0$, el incremento de esfuerzos total será soportado por el agua en todas las profundidades ($\Delta\sigma = \Delta\mu$), esto es, ningún esfuerzo será soportado por el suelo ($\Delta\sigma' = 0$).

Después de la aplicación de un incremento de esfuerzos ($\Delta\sigma$) en la capa de suelo cohesivo, el agua ubicada en los espacios vacíos del suelo comenzará a ser expulsado a las capas superiores, inferiores o ambas. Por este proceso, el exceso de presión intersticial en alguna profundidad del estrato de suelo irá disminuyendo y el esfuerzo efectivo ($\Delta\sigma'$) se incrementará ($0 < t < \infty$). Sin embargo, la magnitud del esfuerzo efectivo y de la presión en los poros de agua en algunas profundidades podría cambiar dependiendo de la distancia de drenaje (hacia arriba o hacia abajo).

Teóricamente, en un tiempo $t = \infty$ la presión de agua en los poros podría disiparse por el drenaje en todos los puntos del estrato de suelo, por lo tanto $\Delta\mu = 0$ y $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$.

Este proceso gradual de drenaje bajo la aplicación de una carga adicional y la transferencia de presión asociada de la presión de agua en los poros a un esfuerzo efectivo en la estructura del suelo provoca el asentamiento en el tiempo (consolidación).

Los valores del factor tiempo y sus grados promedios correspondientes de consolidación se aproximan por las siguientes relaciones:

$$\frac{U\%}{100} = \frac{\left(\frac{4T_V}{\pi}\right)^{0.5}}{\left[1 + \left(\frac{4T_V}{\pi}\right)^{2.8}\right]^{0.179}} \quad \text{Ecuación 2.47}$$

$$T_v = \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right)\left(\frac{U\%}{100}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{U\%}{100}\right)^{5.6}\right]^{0.357}} \quad \text{Ecuación 2.48}$$

$$T_v = \frac{C_v t}{d^2} \quad \text{Ecuación 2.49}$$

Donde:

- U = Grado promedio de consolidación
- T_v = Factor tiempo (adimensional)
- C_v = Coeficiente de consolidación

Relaciones más aproximadas para T_v en función de U%, se tiene:

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100}\right)^2 \quad \text{Para } U=0\% \text{ a } 60\% \quad \text{Ecuación 2.50}$$

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U\%) \quad \text{Para } U > 60\% \quad \text{Ecuación 2.51}$$

Para el cálculo del asentamiento total se tiene la siguiente relación:

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta \sigma \cdot H \quad \text{Ecuación 2.52}$$

Donde:

- m_v = Coeficiente de compresibilidad
- H = Altura del estrato

2.4.4 Determinación de la Profundidad de Reemplazo de Suelos Inadecuados

Se sabe que los esfuerzos generados por las cargas de tránsito son mayores en las capas superiores del pavimento y disminuye con la profundidad. Entonces, se conoce que la magnitud de los esfuerzos verticales en un punto debido a una carga en la superficie de un pavimento dependerá de la magnitud de la carga y de la presión aplicada.

Las figuras 2.13 y 2.14 representan a un suelo ideal de Boussinesq debido a varias combinaciones de carga y presión. En la figura 2.13 una curva es para una presión de 100 psi y una carga simple de 80,000 libras, además se presenta una curva para una carga idéntica pero con una presión de 200 psi. Como se puede ver en las curvas, el efecto de la presión es pronunciado en las capas superiores del pavimento, mientras que a una cierta profundidad los esfuerzos son casi iguales para ambos casos. Por lo tanto, altas presiones de inflado necesitan mejores calidades de los materiales de las capas superiores de un pavimento, mientras que a ciertas profundidades las altas presiones no afectan significativamente al pavimento. Por otro lado, para una presión constante, un incremento

en la carga significará un incremento de esfuerzos en toda la profundidad de la estructura del pavimento.

En la figura 2.14 se muestra el efecto de los esfuerzos para una carga tipo dual para una presión de inflado constante (100 psi). Los esfuerzos calculados en la superficie del pavimento no son afectados por la configuración de la carga (simple o dual) que son aplicados a una igual presión de inflado. Cargas tipo dual dan lugar a un aumento de esfuerzos en mayor profundidad, como lo hacen los ejes tándem cuando los bulbos de presión de los neumáticos se superponen.

De las figuras 2.13, 2.14 y 2.15 se verifica a una profundidad de 60 pulgadas (1.50m) los esfuerzos verticales originados por cargas de ruedas simples y simples duales se disipan a valores mínimos (0.9 psi). Por lo tanto, en un primer análisis se podría considerar que la máxima profundidad de excavación y reemplazo de suelos (cuando se trata de una plataforma en corte) debiera ser de 1.50m medidos desde la rasante del pavimento; sin embargo, dependiendo del tipo de suelo de fundación sobre el cual se conforme la subrasante mejorada y el espesor del mejoramiento, los esfuerzos a una profundidad de 1.5m sumados a la carga estática del pavimento (capa de mejoramiento + sub base + base granular + carpeta asfáltica) podría producir asentamientos por consolidación, lo que llevaría al pavimento a la falla prematura.

La capacidad de deformación de un suelo está en función de las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo, estas propiedades se estudian por medio de la prueba de consolidación. Terzaghi fue uno de los primeros en estudiar el fenómeno de la consolidación en suelos finos saturados y desarrolló la teoría conocida como Teoría de la Consolidación Unidimensional, que es en la actualidad una de las más aplicadas para resolver el problema de la compresibilidad en suelos finos saturados.

La consolidación es el proceso de compresión de un suelo en función del tiempo y en el caso de suelos arcillosos da como resultado la transformación progresiva de un sedimento en estado suave o blando a un estrato de arcilla dura y finalmente a una roca sedimentaria. Dichos procesos implican la disminución de la relación de vacíos e involucran la actividad físico-química de las partículas sólidas, disminución del contenido de agua, la disipación de la presión de poro en exceso de la hidrostática del agua bajo el incremento del esfuerzo causado por la sobrecarga y cementación. Se rige por el cambio de las presiones de poro a presiones efectivas, resultando de una reducción de volumen por pérdida de agua.

La consolidación es una deformación elasto-plástica del suelo que resulta de una permanente reducción de vacíos debido a un incremento de esfuerzos en función del tiempo. Al aplicar cierta carga a un suelo arenoso limpio saturado, su consolidación será casi instantánea, debido a que el agua con exceso de presión hidrostática no tiene problemas para escapar por las oquedades; sin embargo, si el suelo es una arcilla de baja permeabilidad, su consolidación será muy lenta, debido a que el exceso de agua en los vacíos tomará tiempo para ser expulsada fuera de la capa arcillosa.

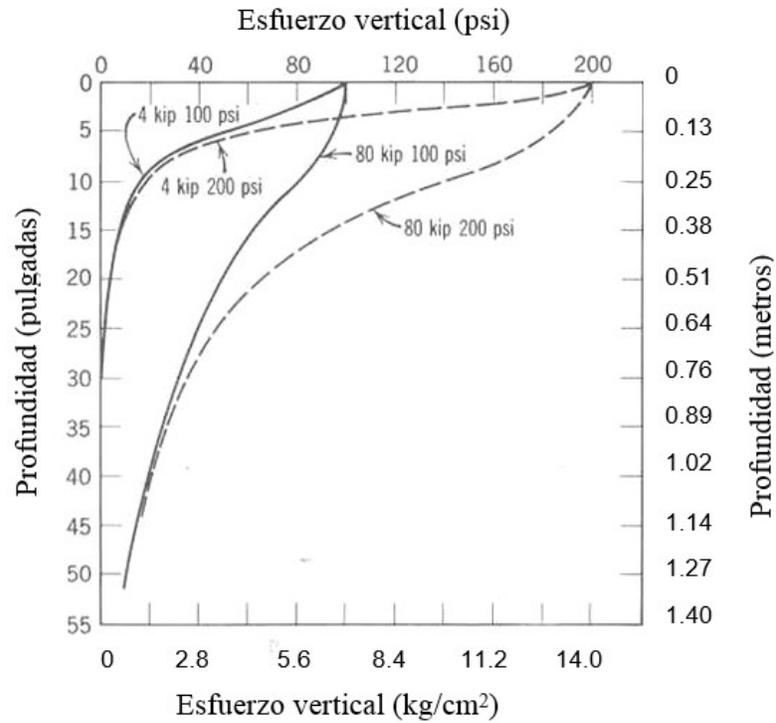


Figura 2.13 Variación del esfuerzo vertical según Boussinesq para dos cargas por rueda simple [4 kip (1,800 kg) y 80 kip (36 ton) y dos presiones de inflado (100 y 200 psi)].
 Fuente: Principles of Pavement Design. Yoder&Witczak 1975 [33]

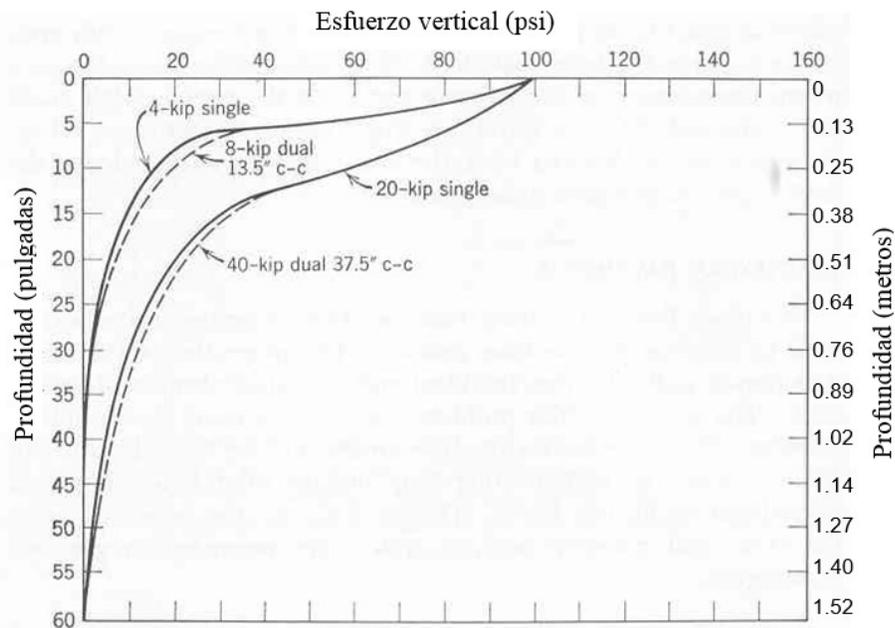


Figura 2.14 Variación del esfuerzo vertical según Boussinesq para cargas por ruedas simples y duales. Todos los neumáticos tienen una presión de inflado de 100 psi.
 Fuente: Principles of Pavement Design. Yoder&Witczak 1975 [33]



Figura 2.15 Variación del esfuerzo vertical según Análisis Elástico Multicapa para cargas por ruedas simples y duales.
Fuente: Elaboración Propia

2.4.5 Especificaciones Técnicas Generales para Construcción (EG-2013)

De acuerdo a las EG-2013 [23], el Mejoramiento de Subrasante es la actividad de corte y eliminación de suelos inestables y su posterior remplazo por materiales de préstamo de mejor calidad.

La Sección 202.08 indica:

... “Si los suelos encontrados a nivel de subrasante están constituidos por suelos inestables, el Supervisor ordenará las modificaciones que corresponden a las instrucciones del párrafo anterior, con el fin de asegurar la estabilidad de la subrasante. En este caso se aplicará lo especificado en la **Sección 207**.”

La Sección 207.01 define al mejoramiento de subrasante como:

... “Un trabajo que consiste en excavar el terreno por debajo de la subrasante o de fundación de terraplenes y su remplazo parcial o total con materiales aprobados debidamente conformados, acomodados y compactados, de acuerdo con la

presente especificación, conforme con las dimensiones, alineamientos y pendientes señalados en los planos del Proyecto y las instrucciones del Supervisor.

El mejoramiento de suelos también puede realizarse a través del uso de estabilizadores de suelos, acorde a lo que establezca el Proyecto, para lo cual debe tenerse en consideración los tipos de estabilizadores de suelos y los procedimientos y condiciones establecidas en el Capítulo 3.

*Del mismo modo el mejoramiento de suelos puede ejecutarse mediante el uso de geotextiles, para cuyo caso se observará lo establecido en la **Sección 414.**”*

La Sección 207.05 considera tres casos para el mejoramiento de subrasante:

- a) Mejoramiento involucrando el suelo existente: mediante operaciones de disgregación, mezcla con suelos de préstamo, aireado, o humedecimiento.

- b) Empleando únicamente material adicionado: Cuando los documentos del proyecto prevean la construcción de la subrasante mejorada con aporte solamente con material adicionado, pueden presentarse dos situaciones, sea que la capa se construya directamente sobre el suelo natural existente o que éste debe ser excavado previamente en el espesor indicado en los documentos del Proyecto y reemplazado por el material de adición.

En el primer caso, el suelo existente se deberá escarificar, conformar y compactar a la densidad especificada para cuerpos de terraplén, en una profundidad de 15 cm. Una vez que el Supervisor considere que el suelo de soporte esté debidamente preparado, autorizará la colocación de los materiales, en espesores que garanticen la obtención del nivel de subrasante y densidad exigidos, empleando el equipo de compactación adecuado. Dichos materiales se humedecerán o airearán, según sea necesario, para alcanzar la humedad más apropiada de compactación, procediéndose luego a su densificación.

*En el caso que el mejoramiento con material totalmente adicionado implique la remoción total del suelo existente, ésta se efectuará en el espesor previsto en los planos o dispuesto por la Supervisión en acuerdo con el procedimiento descrito en la **Subsección 202.08.** Una vez alcanzado el nivel de excavación indicado por el Supervisor, conformado y compactado el suelo, se procederá a la colocación y compactación en capas de los materiales, hasta alcanzar las cotas exigidas.*

- c) Mejoramiento adicionando únicamente material manufacturado: Mediante el empleo de material manufacturado y el uso de geotextiles.

En caso de que al nivel de la subrasante se haya determinado la existencia de propiedades físicas propias de suelos expansivos, se priorizará su estabilización o será de aplicación lo especificados en la Sección 207, en caso que los documentos del Proyecto o el Supervisor determinen su reemplazo, la profundidad de la excavación se determinará en base a un análisis de esfuerzos y deformaciones para

las condiciones existentes de los materiales que conformarán la plataforma vial y del terreno de fundación. Los materiales de reemplazo deberán cumplir con las características definidas en la Sección 205.”

Tabla 205-01 EG-2013

Condición	Partes de un Terraplén		
	Base	Cuerpo	Corona
Tamaño Máximo (cm)	15	10	7.5
% Máximo de fragmentos de roca > 7.62cm	30	20	-
Índice de Plasticidad (%)	<11	<11	<10

Además deberán satisfacer los siguientes requisitos de calidad:

Desgaste de los Ángeles: 60% máx. (MTC E 207)

Tipo de Material: A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-6 y A-3

La Sección 202.20 Ensayos de Deflectometría sobre la Subrasante Terminada indica:

... “Se requiere un estricto control de calidad tanto de los materiales como de los equipos, procedimientos constructivos y en general de todos los elementos involucrados en la puesta en obra de la subrasante. De dicho control forma parte la medición de las deflexiones que se menciona a continuación.

Una vez terminada la explanación se hará deflectometría cada 25 metros en ambos sentidos, es decir, en cada uno de los carriles, mediante el empleo de Viga Benkelman, FWD o cualquier equipo de alta confiabilidad, antes de cubrir la subrasante con la subbase o con la base granular. Se analizará la deformada o curvatura de la deflexión obtenida de acuerdo al procedimiento del dispositivo utilizado (en el caso del FWD de por lo menos tres mediciones por punto).

(...) Un propósito específico de la medición de deflexiones sobre la subrasante, es la determinación del módulo resiliente de la capa, con la finalidad de detectar problemas puntuales de baja resistencia por módulos resilientes inferiores al de diseño, que puedan presentarse durante el proceso constructivo, su análisis y la oportuna aplicación de los correctivos a que hubiere lugar.”

Por otra parte, el Ítem 9.4 “Estabilización por Sustitución de Suelos” del Capítulo IX de la Sección Suelos y Pavimentos del Manual de Carreteras MTC (Suelos, Geología, Geotecnia y Pavimentos) Edición 2013, dice:

... “Cuando se prevea la construcción de la subrasante mejorada solamente con material adicionado, pueden presentarse dos situaciones, sea que la capa se

construya directamente sobre el suelo natural existente o que éste deba ser excavado previamente y reemplazado por el material de adición.

En el primer caso, el suelo existente se deberá escarificar, conformar y compactar a la densidad especificada para cuerpos de terraplén, en una profundidad de quince centímetros (15 cm). Una vez se considere que el suelo de soporte esté debidamente preparado, autorizará la colocación de los materiales, en espesores que garanticen la obtención del nivel de subrasante y densidad exigidos, empleando el equipo de compactación adecuado. Dichos materiales se humedecerán o airearán, según sea necesario, para alcanzar la humedad más apropiada de compactación, procediéndose luego a su densificación.”

Asimismo, en el ítem 9.4.1 desarrolla un Procedimiento para determinar el espesor de remplazo en función al valor de soporte o resistencia del suelo, donde indica lo siguiente:

Este procedimiento de cálculo para determinar en sectores localizados, el espesor de material a reemplazar se aplicará solo en casos de subrasantes pobres, con suelos de plasticidad media, no expansivos y con valores soporte entre $CBR \geq 3\%$ y $CBR < 6\%$, calculándose según lo siguiente:

- a) *Se calculará el número estructural SN del pavimento para 20 años, el material a emplear tendrá un $CBR \geq 10\%$ e IP menor a 10, o en todo caso será similar. Cuando en los sectores adyacentes al sector de sustitución de suelos presentan un $CBR > 10\%$, para el cálculo del SN se utilizará el mayor valor de CBR de diseño, que representa el material de reemplazo, este número estructural SN calculado se denominará SN_m (mejorado), luego se calculará el SN del pavimento para el CBR del material de subrasante existente (menor a 6%), que se denominará SN_e (existente).*
- b) *Se realizará la diferencia algebraica de números estructurales*

$$\Delta SN = SN_e - SN_m$$

- c) *Habiéndose escogido el material de reemplazo ($CBR \geq 10\%$) a colocar (según SN_m calculado), se obtendrán los valores correspondientes de coeficiente estructural (a_i) y coeficiente de drenaje (m_i), luego de obtener dichos valores se procederá a obtener el espesor E, aplicando la siguiente ecuación:*

$$E = \frac{\Delta SN}{a_i * m_i}$$

Donde:

E: Espesor de remplazo en cm.
a_i: Coeficiente estructural del material a colocar
m_i: Coeficiente de drenaje a colocar

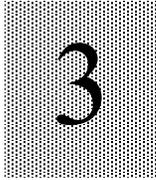
d) *Espesores recomendados de material a remplazar:*

Cuadro 9.3
Espesores Recomendados para Estabilización por Sustitución de Suelos
3%≤CBR≤6%

Tránsito		Espesor de remplazo con Material CBR>10% (cm)
0	25 000	25
25 001	75 000	30
75 001	150 000	30
150 001	300 000	35
300 001	500 000	40
500 001	750 000	40
750 001	1 000 000	45
1 000 001	1 500 000	55
1 500 001	3 000 000	55
3 000 001	5 000 000	60
5 000 001	7 500 000	60
7 500 001	10 000 000	65
10 000 001	12 500 000	65
12 000 001	15 000 000	65
15 000 001	20 000 000	70
20 000 001	25 000 000	75
25 000 001	30 000 000	75

Notas:

1. *Coeficiente estructural del material con CBR 10% a₁=0.021*
2. *Coeficiente drenaje del material a colocar m=1*



ESTADO DEL ARTE

La inversión en infraestructura vial es una de las condiciones necesarias e imprescindibles para el desarrollo económico de un país; en este sentido, el auge económico por el que atraviesa el Perú ha permitido en los últimos años dar un impulso trascendente a la inversión en la construcción, mantenimiento y rehabilitación de carreteras en todo el país. Sin embargo, esta inversión será insuficiente si no existe un desarrollo tecnológico paralelo que avale la calidad y durabilidad de las obras viales.

En razón al Estado del Arte en la ingeniería de pavimentos, la reciente publicación de la Guía de Diseño Mecánico - Empírico de Pavimentos AASHTO 2008 [1], ha significado para la ingeniería vial un salto cualitativo a un método de base analítica que emplea más de 100 variables para el análisis, no dejando al azar prácticamente ningún aspecto de cálculo. Esta metodología pretende tener un enfoque más científico con un marco teórico suficiente que permita el análisis completo de la mecánica del comportamiento de un pavimento ante las acciones del clima y del tránsito vehicular. Esto es, un marco teórico en donde las propiedades fundamentales de los materiales se conocen, ya que se pueden determinar en laboratorio o en campo. Asimismo, esta metodología permite conocer la predicción correcta de la evolución en el tiempo de los diferentes deterioros que se pudieran presentar y por ende aumentan en gran medida la confiabilidad del diseño.

Con relación al mejoramiento de subrasantes por medio del reemplazo de suelos, que es el tema central de esta investigación, el Estado del Arte en la ingeniería de pavimentos pone a disposición investigaciones recientes que fundamentan la contribución estructural de la capa de subrasante mejorada, lo que sumado a la caracterización física y mecánica de los suelos de fundación y modelación de la estructura del pavimento, nos permite inferir sobre la máxima profundidad de reemplazo de suelos que garantice un adecuado desempeño del pavimento y que a la vez posibilite optimizar los recursos destinados en esta partida.

En este capítulo se analizarán conceptos y metodologías recientes sobre el diseño de pavimentos flexibles, mejoramiento de subrasantes, caracterización física y mecánica de los suelos y procedimientos no destructivos para la evaluación estructural de pavimentos.

3.1 DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

La Guía de Diseño Mecánico – Empírico de pavimentos AASHTO 2008 [1] conocida también como MEPDG (Mechanistic Empirical Pavement Design Guide) refleja el estado del arte de las metodologías empleadas en el diseño de pavimentos nuevos y en la rehabilitación de pavimentos existentes. Este método considera el diseño de pavimentos rígidos y flexibles empleando principios mecánicos para el cálculo de esfuerzos, deformaciones y deflexiones en la estructura del pavimento, lo que se relaciona empíricamente por medio de funciones de transferencia para monitorear la evolución del deterioro estructural y funcional del pavimento a lo largo de su vida útil.

La Guía AASHTO 2008 [1] para el diseño de pavimentos flexibles representa un cambio sustancial en la forma en que el diseño de pavimentos es realizado. Dentro de las ventajas más significativas de esta nueva metodología con relación a su predecesora se puede resumir lo siguiente: 1) AASHTO 2008 considera para el diseño del pavimento una integración entre las propiedades del material y las características medio ambientales reales en el lugar del proyecto; 2) Para el diseño considera la predicción de una variedad de tipos de fallas del pavimento como ahuellamientos, fisuras longitudinales, fisuramiento tipo piel de cocodrilo, fisuras transversales y la predicción del IRI; 3) AASHTO 2008 posibilita una evaluación más racional de la calidad de los materiales bajo varios objetivos de falla (ahuellamientos y fisuramientos); 4) El método de diseño tiene una poderosa herramienta de cómputo denominada DARWin-ME que en esencia no es un dimensionador de capas de pavimento sino un programa que analiza el desempeño del pavimento durante el periodo de vida; 5) AASHTO 2008 admite elegir diferentes confiabilidades de diseño en función del tipo de falla de forma independiente; 6) Este método permite definir a futuro el tipo de intervención necesaria, tanto para el mantenimiento o la rehabilitación del pavimento; 7) AASHTO 2008 facilita la elección de niveles de diseño en función de la importancia de la vía; 8) En relación al tráfico, desestima el número de ejes equivalentes y analiza espectros de carga para cada tipo de eje; 9) Incorpora la incidencia de la velocidad del vehículo en el análisis de daño al pavimento.

A nivel Latinoamericano, países como Argentina, Costa Rica y Chile han efectuado trabajos de implementación de la nueva Guía, tomando en cuenta las condiciones propias de sus respectivos países (tráfico, clima y materiales), los cuales se han dado a conocer en el XV CILA de Portugal (2009) y en la 90 Reunión Anual del TRB en Washington (2011). En el Perú el año 2010 se desarrolló un trabajo de investigación, cuya finalidad fue la implementación de la Nueva Guía MEPDG - AASHTO 2008 para las condiciones particulares del Perú, para lo cual se consideró un tramo de la carretera Panamericana Norte ubicado en la ciudad de Piura, región norte del Perú. Para lo cual, empleando datos de la estación meteorológica de la Universidad de Piura (UDEP), que cuenta con una Estación Climatológica de la NOAA (*National Oceanic and Atmospheric Administration*) y datos de la estación de Pesaje Vehicular de Provias Nacional, se desarrolló una base de datos climáticos y los espectros de carga, requeridos como datos de entrada para la alimentación del software que acompaña al método de diseño. El proyecto consideró la aplicación de la nueva metodología para el diseño de un proyecto a escala real en el Perú, además, el estudio comparativo entre los datos por defecto que trae el programa de cómputo y los datos reales calculados.

Si bien el análisis de diseño expuesto por la Guía AASHTO 2008 [1] es prácticamente completo, para una exitosa implementación se requieren de datos de entrada rigurosos tanto con respecto al tránsito vehicular como en razón a los datos meteorológicos, lo que en el presente impide su uso extensivo en Latinoamérica.

3.2 SUELO DE FUNDACIÓN Y SUBRASANTE

El suelo de fundación que es el soporte de una estructura de pavimento representa uno de los problemas más complejos de modelar y predecir, debido a que es afectado por una diversidad de factores. Las propiedades del suelo influyen directamente en las dimensiones del pavimento, así también los trabajos de mantenimiento que serán requeridos durante la vida útil de la estructura.

El suelo de fundación proporciona una parte sustancial de la capacidad general del sistema estructural del pavimento, especialmente para los pavimentos flexibles. Los esfuerzos generados por las cargas de tránsito son mayores en los estratos superficiales y decrecen con la profundidad, por esta razón se utilizan materiales de mayor calidad en las capas superiores del pavimento y materiales de menor calidad en los estratos más profundos.

El suelo de fundación debe estar caracterizado independientemente si el procedimiento de diseño será aplicado para un pavimento nuevo o la rehabilitación de un pavimento existente. Durante la caracterización de la fundación se debe considerar las variaciones horizontales y verticales en los diferentes tipos de suelos, contenidos de humedad, densidades, profundidad del nivel freático, presencia de suelos inadecuados, entre otras propiedades. Estos elementos de juicio se pueden cuantificar por medio de la implementación de programas de ensayos de campo y laboratorio apropiados.

El procedimiento inicial para el diseño de un pavimento nuevo es delimitar sectores homogéneos en la carretera a intervenir, tomando en cuenta las características del suelo de fundación, esta delimitación es fundamental porque solo así se programaran las pruebas en campo y laboratorio. Los pasos generales para caracterizar un tramo homogéneo deberá comprender lo siguiente: 1) investigación del suelo de fundación, 2) ensayos de campo y laboratorio, 3) determinación del Módulo Resiliente del suelo de forma directa (laboratorio) o indirecta (Ensayos No Destructivos), 4) calcular el módulo resiliente del diseño considerando el efecto de la estratigrafía y de ser el caso la presencia de rellenos y mejoramientos.

Dentro de los trabajos de exploración del suelo de fundación se debe de tener especial énfasis en la sectorización de tramos en corte y en relleno, identificando las propiedades del suelo en estado natural y compactado. En el caso que la sección de carretera sea en corte, la preocupación principal es el drenaje en especial si el nivel freático es superficial, en algunos casos se debe de plantear incluso el remplazo del suelo natural cuando se trata de materiales de baja capacidad de soporte o sensibles a la humedad. En el caso de secciones en relleno, la subrasante compactada en relleno por lo general es de mayor capacidad de soporte que el suelo natural, en este caso se debe efectuar un análisis de estabilidad de taludes laterales, el cálculo de los asentamientos en el terraplén por

consolidación del suelo de fundación (cuando se trata de suelos blandos), la posible erosión por escorrentía de los taludes laterales de la escorrentía del pavimento y la infiltración a largo plazo.

Las principales propiedades del material con fines de diseño se pueden organizar de la siguiente manera: Propiedades Físicas (granulometrías, límites de consistencia, densidad y contenido de humedad); Propiedades de Rigidez o Resistencia (Modulo Resiliente, CBR); Propiedades Hidráulicas (coeficientes de drenaje, permeabilidad, coeficientes de expansión térmica) y Propiedades relacionadas a la deformabilidad (coeficiente de compresibilidad, módulo de elasticidad).

3.3 EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS

La evaluación estructural de pavimentos es una técnica que proporciona un conocimiento detallado del estado de los pavimentos, lo que permite monitorear el pavimento durante su construcción y a través del tiempo. Las metodologías de auscultación estructural han ido variando con el tiempo en función de los continuos avances de la tecnología y se requiere que los nuevos equipos de medición permitan la evaluación sistemática de los parámetros característicos del pavimento.

En el Perú ante la necesidad de evaluar estructuralmente un pavimento tradicionalmente se ha recurrido a la perforación de calicatas, a la toma de muestras para su ensayo en el laboratorio, y al análisis de cada uno de sus componentes (materiales) por separado, para incorporarlos luego en el sistema (pavimento) y deducir a cerca de la características estructurales del mismo. De igual modo, es típico en los estudios para pavimentaciones nuevas y rehabilitaciones considerar la aplicación de evaluaciones no destructivas a partir de la interpretación de cuencos de deflexiones, obteniendo una respuesta global del sistema pavimento-subrasante.

De acuerdo al estado de la práctica en el Perú, como parte del control de calidad durante la construcción de pavimentos es requisito de las Especificaciones Técnicas Generales del Manual de Carreteras del Ministerio de Transportes y Comunicaciones MTC [23] (publicado el año 2013) la medición de deflexiones con Viga Benkelman sobre cada nivel terminado del pavimento, vale decir sobre la subrasante, sub base y base granular y carpeta de rodadura, siendo este requisito fundamental para la construcción y conformación de la capa sobreyacente. El propósito de la medición de deflexiones es comparar los resultados de deflexiones máximas obtenidas en campo contra las deflexiones admisibles previamente estimadas por procedimientos de modelación mecanicistas.

La vigencia de deflectómetros de larga trayectoria como la Viga Benkelman se debe a su practicidad, buena precisión para la medición de deflexiones, pero sobre todo a la relación beneficio-costos, dado que tener un FWD operativo durante los dos o tres años que dura una obra se traduce en altos costos de operación y mantenimiento del equipo. No obstante, es indudable que el FWD simula de mejor manera las cargas vehiculares, resulta la mejor opción cuando el propósito es evaluar grandes redes viales, donde por motivos de rendimiento, costo y tiempo es insuperable.

El deflectómetro de impacto FWD representa el estado de la práctica en la medición de deflexiones en pavimentos; sin embargo, debido a que el procedimiento con FWD requiere estacionamientos breves sobre el carril de evaluación, lo que se traduce en interrupciones al tránsito vehicular y cierres temporales del carril; algunas organizaciones con el fin de superar estas limitaciones y representar de mejor manera la aplicación de las cargas sobre el pavimento a velocidades típicas de tránsito han desarrollado dispositivos móviles como por ejemplo el Rolling Wheel Deflectometer (RWD) desarrollado por Applied Research Associates, Inc. (ARA) con el soporte de la Federal Highway Administration (FHWA).

Según Velásquez (2006) [31], en comparación con el FWD, el RWD tiene una producción de aproximadamente 10 veces más que el FWD; un potencial beneficio del RWD es el tipo de carga aplicada, dado que coincide de forma más precisa con los efectos dinámicos reales causados por las cargas de tránsito; sin embargo, el RWD no permite algunos análisis de capacidad estructural ofrecido por el FWD. Ante esto, se prevé que el RWD por el momento se podría utilizar para evaluaciones o verificaciones a nivel de redes viales donde se requiera un estudio específico de identificación de sectores críticos más detallado, en donde no es práctico emplear el FWD.



Fotografía 3.1 Rolling Wheel Deflectometer – ARA / **Fotografía 3.2** Laser entre las ruedas duales
Fuente: <http://www.fhwa.dot.gov/pavement/management/rwd/>

3.4 MEJORAMIENTO DE SUBRASANTES

Realizar mejoramientos de subrasante es una práctica común en la construcción de carreteras cuando se detectan sectores donde las condiciones de soporte del suelo de fundación son deficientes y los resultados de capacidad de soporte son inferiores a los considerados en el diseño del pavimento. Es evidente que mediante los procedimientos de mejoramiento, la subrasante gana en resistencia y rigidez; sin embargo, la contribución estructural del mejoramiento en términos de Modulo Resiliente no son considerados. Una razón para que el aporte estructural de la plataforma de trabajo¹ no sea considerado es que la Guía para el Diseño de Pavimentos AASHTO 1993 [2] no la incluye en la filosofía de diseño.

¹ Se denomina así al tratamiento aplicado sobre suelos finos y muy deformables, que incluye el remplazo de suelos blandos por suelos granulares de mejor calidad, a lo que se ha dado por llamar “Mejoramiento de subrasante”

De acuerdo a recomendaciones de la Guía AASHTO 2008 [1], el diseñador deberá recomendar la mejora o el refuerzo de los suelos de subrasante cuando el Modulo Resiliente de la fundación es menor a 10,000 psi; asimismo, sugiere diferentes alternativas de tratamiento que incluyen el uso de materiales seleccionados para terraplén, estabilización del suelo de fundación, eliminación y sustitución de suelos débiles, la adición de capas de subdrenaje y la consideración de geosintéticos (geotextiles, geomallas).

Investigaciones recientes [5] presentan metodologías para inferir la contribución estructural de la capa de subrasante mejorada en la estructura del pavimento. Estos experimentos se realizaron aplicando cargas cíclicas sobre modelos a gran escala, utilizando varios tipos de materiales colocados sobre suelos blandos con CBR equivalente a 1%. Para la experimentación se consideraron materiales tipo piedra chancada, material clasificado según AASHTO como A-1-a (materiales típicamente usados para el mejoramiento de subrasante), también se emplearon sub-productos industriales como cenizas de fondo, arenas y escorias de fundición.

3.4.1 Desarrollo de una Metodología para incluir la Contribución Estructural de Plataformas de Trabajo en Estructuras de Pavimentos

Esta metodología fue desarrollada para incorporar la contribución estructural de las plataformas de trabajo, dentro de la filosofía del diseño de pavimentos flexibles. La contribución estructural fue cuantificada por medio de la metodología de diseño de pavimentos flexibles AASHTO 1993 [2] en términos de un número estructural o de un Módulo Resiliente Efectivo del suelo de fundación. Dos métodos son propuestos. El primer método consiste en tratar a la plataforma de trabajo como una capa de sub base y asignarle un número estructural (SN_4) para su uso en el cálculo del número estructural total del pavimento (SN_T). El otro método consiste en estimar el Módulo Resiliente Efectivo del suelo de fundación para tener en cuenta la mejora en la fundación proporcionada por la plataforma de trabajo.

Los experimentos de Tanyu et al. [5] han sido hechos aplicando cargas cíclicas sobre modelos a gran escala (LSME – Large Scale Model Experiment), usando cinco tipos de materiales (roca triturada, grava tipo 2, cenizas de fondo, escorias de fundición y arena de fundición) colocados sobre suelos blandos con $CBR \leq 1\%$. Las propiedades índices de los cinco materiales utilizados se resumen en la Tabla 3.1.

En la figura 3.1 se muestra una sección transversal del modelo a gran escala LSME, que está conformado por una capa de arena densa uniforme, una subrasante blanda de poliestireno expandido (EPS) y el material de ensayo de la plataforma de trabajo. La capa de base y la capa de concreto asfáltico no se incluyeron en el LSME, pero se ajustó el nivel de esfuerzos aplicado tomando en cuenta la distribución de esfuerzos a diferentes profundidades en un pavimento.

La subrasante débil simulada consistió de bloques de poliestireno expandido (EPS) que reproducen la respuesta de deformación de una subrasante débil para un rango de esfuerzos aplicados en el LSME. La subrasante débil simulada utilizando el poliestireno

expandido corresponde a los suelos de subrasante menos adecuados que se encuentran en Wisconsin, el cual tienen una relación de soporte de California (CBR) ≤ 1 .

Material	Gravedad Específica	D10 (mm)	D60 (mm)	Cu	% de Finos	Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO
Roca de triturado	No Medido	0.25	29	116	3.1	-	-
Grava Grado 2	2.65	0.090	6.0	67	7.9	GW	A-1-a
Cenizas de Fondo	2.65	0.060	1.9	32	13.2	SW	A-1-b
Escorias de Fundición	2.29	0.13	2.0	15	5.3	SW	A-3
Arenas de Fundición	2.55	0.0002	0.23	1150	28.9	SC	A-2-7

Material	Peso Unitario Seco Máximo (kN/m ³)		O.C.H (%) ASTM D698	CBR (%)
	Compactación según ASTM D698	Vibratorio por ASTM D4253		
Roca de triturado	No Medido	No Medido	-	80
Grava Grado 2	22.6	No Medido	-	33
Cenizas de Fondo	15.1	13.7	-	21
Escorias de Fundición	10.0	8.4	-	12
Arenas de Fundición	16.1	No Medido	16	2-25*

* Los valores del CBR no sumergido varían con el contenido de humedad de compactación

Tabla 3.1 Propiedades de los materiales
 Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [5]

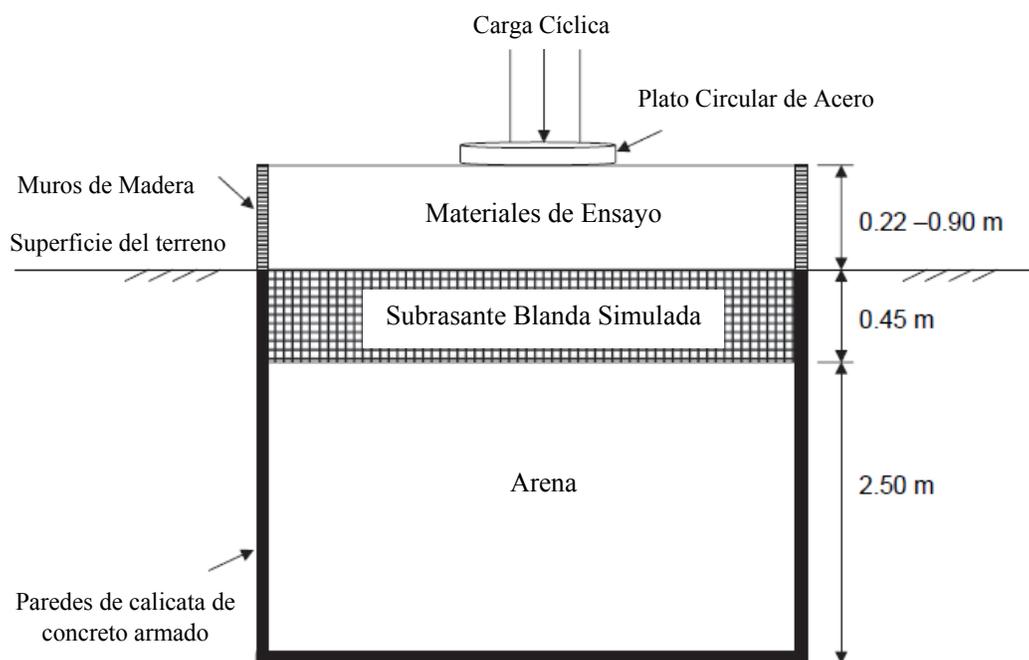


Figura 3.1 Esquema del Modelo Experimental a Gran Escala
 Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [5]

Dos tipos de carga repetitiva se utilizaron en las pruebas LSME: (a) 1.000 ciclos de alta intensidad de carga que simulaban el tráfico de camiones pesados directamente sobre la plataforma de trabajo durante la construcción, y (b) 10,000 ciclos de menor intensidad de carga que simulaban el tráfico de vehículos en el pavimento terminado. El segundo estado de cargas (esto es la menor intensidad de carga que es de interés inicial para ésta fase del estudio) fue seleccionado para simular el esfuerzo inducido en superficie de la plataforma de trabajo por las cargas de tránsito vehicular superficial. La carga aplicada a la plataforma de trabajo fue estimada para ser aproximadamente el 20% de la carga aplicada sobre la superficie de una estructura de pavimento típico (esto es 140-kPa de esfuerzo causado por una carga de un eje de 7 kN). La carga fue aplicada usando un pulso de carga tipo Haversine que consiste en un período de carga de 0.1-s seguido por un período de descanso de 0.9-s (el mismo pulso de carga usado en pruebas de laboratorio del Módulo Resiliente).

a) Determinación de la Contribución Estructural de la Plataforma de Trabajo usando el Numero Estructural

El primer enfoque para determinar la contribución estructural de una plataforma de trabajo en el contexto de la Guía AASHTO 1993 [2], es considerar a la plataforma de trabajo como una sub base y determinar un coeficiente de capa (a_4) para la plataforma de trabajo basado en su Módulo Resiliente utilizando la ecuación 2.30. Este coeficiente de capa es después usado en la ecuación 2.28 para definir el número estructural de la plataforma de trabajo (SN_4). La Figura 3.2 muestra la relación entre el Espesor de la Plataforma de trabajo y el Numero Estructural.

Para cuantificar el Módulo Resiliente de la plataforma de trabajo se requirió del espesor de esta capa y un estado de esfuerzos representativo, para determinar el estado de esfuerzos típico, las simulaciones fueron llevadas a cabo con el software KENPAVE para dos perfiles típicos de pavimento. Perfil 1, consistía en una capa de concreto asfáltico de 0,10 m sobre una capa base de 0,41 m y una plataforma de trabajo. Perfil 2, consistía en una capa de concreto asfáltico de espesor 0,25 m, una capa de base de 0,15 m y una plataforma de trabajo. El Módulo Resiliente del concreto asfáltico fue de 2480 MPa, con una relación de Poisson de 0,30. La capa base fue asumida para tener un Módulo Resiliente de 175 MPa, a un peso unitario de 21,2 kN/m³ y una relación de Poisson de 0,35. La carga aplicada se fijó en 700 kPa, lo que corresponde a la presión de neumáticos típico para un camión.

b) Determinación de la Contribución Estructural de la Plataforma de Trabajo usando el Modulo Resiliente Compuesto

La segunda metodología desarrollada por Tanyu y colaboradores con este experimento, consiste en ajustar el Módulo Resiliente Efectivo del Suelo de Fundación para tomar en cuenta la mejora en la capacidad portante ocasionada por el reemplazo. Los autores utilizan la solución analítica desarrollada por Ueshita y Meyerhof [30] para un sistema elástico de dos capas, calculando así el Módulo Resiliente Compuesto en vez del Módulo Resiliente del suelo de fundación. La Figura 3.3 muestra la relación entre el Espesor de la Plataforma de trabajo y el Modulo Resiliente Compuesto.

De las figuras 3.2 y 3.3 se aprecia que menos de 28 cm de roca triturada y menos de 33 cm de grava grado 2, no tienen contribución estructural en el pavimento. También se observa algo que podría parecer un contrasentido: para reemplazos de suelos de más de 40 cm, la Grava grado 2 con un CBR de 33%, tiene mayor contribución estructural que el sub-producto de la roca triturada con un CBR de 80%.

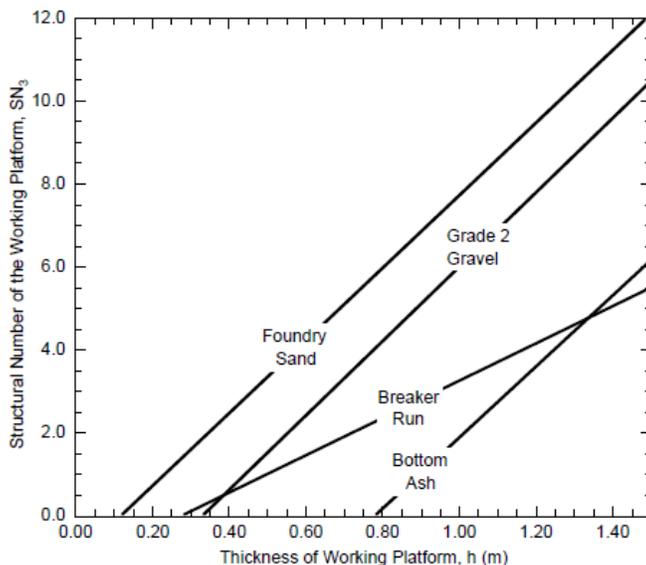


Figura 3.2 Relación entre el número estructural y el espesor de mejoramiento

Fuente: Development of Methodology to Include Structural Contribution of Alternative Working Platforms in Pavement Structure. Burak F. Tanyu, et al. 2005 [5]

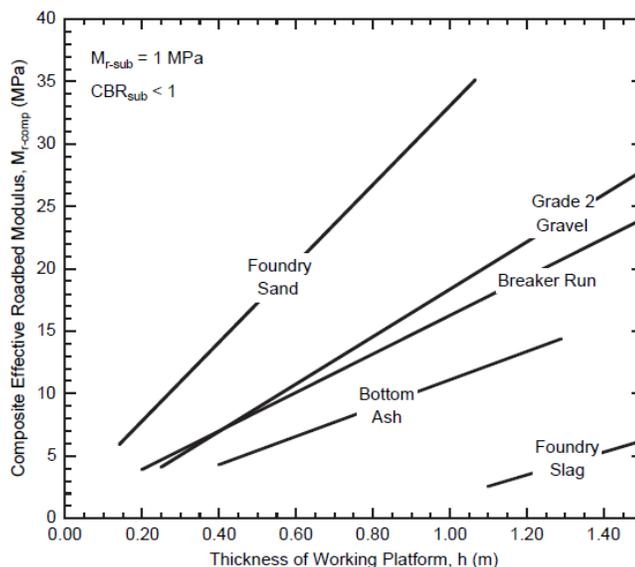


Figura 3.3 Relación entre el modulo efectivo y el espesor de mejoramiento

Fuente: Development of Methodology to Include Structural Contribution of Alternative Working Platforms in Pavement Structure. Burak F. Tanyu, et al. 2005 [5]

Según Tanyu y colaboradores [5], la metodología del número estructural es más directa y es la preferida. Sin embargo, en algunos casos, la metodología del número estructural indica que la plataforma de trabajo no proporciona contribución estructural, considerando que se espera alguna mejora en el sistema del pavimento cuando se coloca una plataforma de trabajo resistente sobre una subrasante débil.

4

VARIABLES Y PARÁMETROS DE DISEÑO

El objetivo del presente capítulo es identificar las principales variables y parámetros que tienen incidencia en el ámbito espacial, población y muestra en estudio que corresponden al tramo de carretera en construcción que servirá para las experimentaciones a escala real y que permitirán calibrar el proceso innovado propuesto para el dimensionamiento del espesor de la capa de subrasante mejorada en pavimentos flexibles.

Dentro del desarrollo del presente capítulo se revisaran los parámetros del diseño del pavimento expuestos en el Estudio Definitivo de la carretera, asimismo, las características físicas y mecánicas representativas del suelo de fundación de la vía, también las propiedades del suelo de cantera seleccionado para realizar los reemplazos de los suelos blandos.

Por otra parte, empleando la teoría elástica multicapa se calculará los esfuerzos verticales producidos a diferentes profundidades de la estructura del pavimento con la finalidad de reconocer a que profundidad se disipan los esfuerzos producidos por las cargas vehiculares y se estudiara la ocurrencia de deformaciones permanentes por consolidación del suelo de fundación ocasionadas por el peso propio de las capas sobreyacentes al suelo natural.

4.1 CARACTERISTICAS GENERALES

La experimentación a escala real se realizó durante la construcción de la Carretera Chanchamayo - Villa Rica, Tramo: Puente Raither – Puente Paucartambo – Villa Rica. A continuación se describe las principales características del área de estudio.

4.1.1 Ubicación y Características del Área en Estudio

La carretera Chanchamayo - Villa Rica, Tramo: Puente Raither – Puente Paucartambo – Villa Rica tiene una longitud de 39.401 km y se ubica en los departamentos de Junín y Pasco, provincias de Chanchamayo (Perené, San Luis de Shuaro, Capello) y Villa Rica (Puente Paucartambo, Pampa Encantada, Ñagazú), formando parte de la Ruta Nacional PE-5N, denominada Carretera Fernando Belaunde Terry (Carretera Marginal de la Selva Norte o Longitudinal de la Selva).

El trazo discurre sensiblemente en forma ascendente, por terrenos de topografía poco ondulada y accidentada con vegetación y terrenos de cultivo a ambos lados de la vía, pero mayor presencia de desarrollos y curvas de volteo se observan a partir del km 18+000 en adelante hasta llegar al poblado de Villa Rica.

El clima característico de este tramo es cálido y húmedo, con temperaturas que oscilan entre 18.5 y 34.5°C. Se diferencian dos estaciones: la primera de noviembre hasta abril con lluvias intensas que alcanzan una precipitación media anual mayor a 1,500 mm; la otra estación es de mayo a octubre caracterizado por la sequía pluvial y máximas temperaturas.

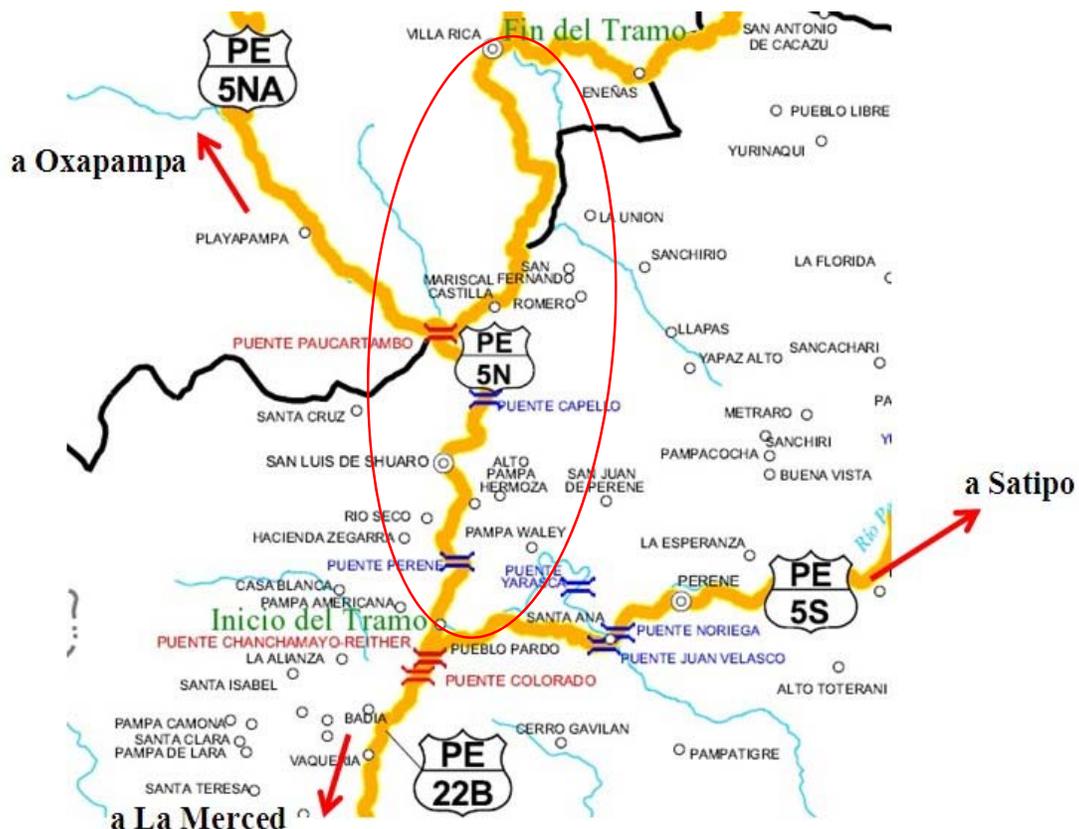


Figura 4.1 Mapa de Ubicación de la Carretera Puente Raither – Puente Paucartambo – Villa Rica
Fuente: <http://www.mtc.gob.pe/estadisticas/estadistica/mapas/junin>

El trazado en perfil longitudinal parte a una altitud de 691.2 msnm (Puente Raither km 00+000) y transcurre sensiblemente en forma ascendente hasta el km 36+500, alcanzando una cota máxima de 1,550.6 msnm, iniciando un suave descenso hasta el final del trazo km 39+401 llegando con una cota igual a 1,507.4msnm.



Figura 4.2 Perfil de Elevación de la Carretera Puente Raither – Puente Paucartambo – Villa Rica
Fuente: Google Earth

Siguiendo las instrucciones del Manual de Diseño Geométrico de Carreteras del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) [22] y en vista que la carretera se desarrolla por terrenos medianamente ondulados, con cierta cantidad de desarrollos a fin de ganar altura, no permitiéndose velocidades directrices altas, se clasifica la vía por los criterios siguientes: **Por su Función**, al ser una vía del Sistema Nacional (Ruta PE-5N) le corresponde la clasificación de carretera de la RED VIAL PRIMARIA. **Por su demanda**, teniendo en cuenta el tráfico actual y proyectado, corresponde a la carretera una clasificación de SEGUNDA CLASE. En cuanto a la clasificación según **condiciones orográficas**, la vía responde a una carretera del TIPO 3 (km 0+000 – km 18+180) y TIPO 4 (km 18+180 – km 39+401).

De acuerdo a las condiciones orográficas, sección transversal, estudio de suelos y estudio de tránsito vehicular, la vía fue dividida en dos sectores homogéneos: el primer sector inicia en el km 0+000 al km 18+180 y el segundo sector desde el km 18+180 al km 39+401. Para propósitos de la investigación, la población y muestra representativa contempla al Sector Homogéneo I (km 0+000 – km 18+180).

4.2 DISEÑO DEL PAVIMENTO

De acuerdo al Estudio Definitivo [25], para el mejoramiento y rehabilitación de la Carretera Puente Raither – Puente Paucartambo – Villa Rica, se han definido dos secciones de diseño de pavimento cuya estructuración corresponde a un periodo de diseño con tráfico proyectado a 10 años, tipo de suelos de la subrasante y condiciones climáticas. El diseño del pavimento sigue los lineamientos de la Guía de Diseño AASHTO 1993 [2], para lo cual se definió los siguientes parámetros:

- ESAL (10 años) : 5.55E+06 (Sección Homogénea N° 01)
- Nivel de Confiabilidad (F_R) : 95%
- Desviación Estándar Normal (Z_r) : -1.645
- Desviación Estándar Combinada (S_o) : 0.45
- Serviciabilidad inicial (P_i) : 4.2
- Serviciabilidad final (P_f) : 2.0

En cuanto a la calidad de los materiales a emplearse en el paquete estructural, los valores adoptados por el Estudio Definitivo fueron:

- Concreto asfáltico, con un coeficiente estructural de 0.44/pulgada y módulo elástico de 370.726 ksi.
- Base granular, con CBR mínimo de 100%, coeficiente estructural de 0.14/pulgada, coeficiente de drenaje de 1.0 y módulo resiliente de 30 ksi.
- Sub base granular, con CBR mínimo de 40%, coeficiente de estructural igual a 0.11/pulgada, coeficiente de drenaje de 1.0 y módulo resiliente de 15 ksi.

En la tabla 4.1 se resume la estructuración del pavimento flexible para los dos sectores homogéneos.

SECTORES		ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO			TRAFICO	
		Carpeta Asfáltica (cm)	Base Granular (cm)	Sub Base (cm)	ESAL (10 años)	ESAL (20 años)
1	Km 0+000 – km 18+180	10	18	20	5.55x10 ⁶	1.47x10 ⁷
2	Km 18+180 – km 39+401	10	22.5	22.5	5.10x10 ⁶	1.36x10 ⁷

Tabla 4.1 Dimensionamiento del Pavimento Flexible (1)
 Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [25]

Dada las condiciones medioambientales de la zona en estudio, es decir, elevadas temperaturas que superan los 30°C durante la época de verano, elevada humedad, elevada precipitación anual, intensa radiación solar, y la geomorfología montañosa que obliga a un trazo sinuoso que no permite velocidades directrices altas; para prevenir condiciones que propiciaran la oxidación y falla de la capa asfáltica en forma acelerada por las condiciones medioambientales y el tráfico pesado que transcurrirá durante la vida de servicio de la vía, se determinó el cambio de la mezclas asfáltica convencional (PEN 60-70) por una mezcla de asfalto modificado con polímero tipo RET, proponiendo la estructura del pavimento de la siguiente manera:

SECTORES		ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO			TRAFICO
		Carpeta Asfáltica (cm)	Base Granular (cm)	Sub Base (cm)	ESAL (10 años)
1	Km 0+000 – km 18+180	8	18	20	5.55x10 ⁶
2	Km 18+180 – km 39+401	8	22.5	22.5	5.10x10 ⁶

Tabla 4.2 Dimensionamiento del Pavimento Flexible (2)
 Fuente: Elaboración Propia

Con la estructura definida para el Sector Homogéneo I y las características de resistencia de las capas del pavimento se alcanza un Número Estructural Total (SN_T) igual a 3.80, el cual es mayor al Número Estructural Requerido para un periodo de diseño de 10

años ($SN_{REQ}=3.79$), con lo cual la estructura del pavimento satisface la condición básica de la Guía de diseño AASHTO 1993 [2].

4.2.1 Modelación Mecánica del Pavimento

A partir de la estructuración del pavimento y el análisis mecánico con el software KENPAVE se estimó la deflexión admisible del pavimento a nivel de subrasante, resultando lo siguiente:

Para la Subrasante: Deflexión Admisible = 130 (0.01mm)

La deflexión admisible es un parámetro necesario para el control de calidad durante la construcción de carreteras y para detectar sectores débiles en la fundación del pavimento.

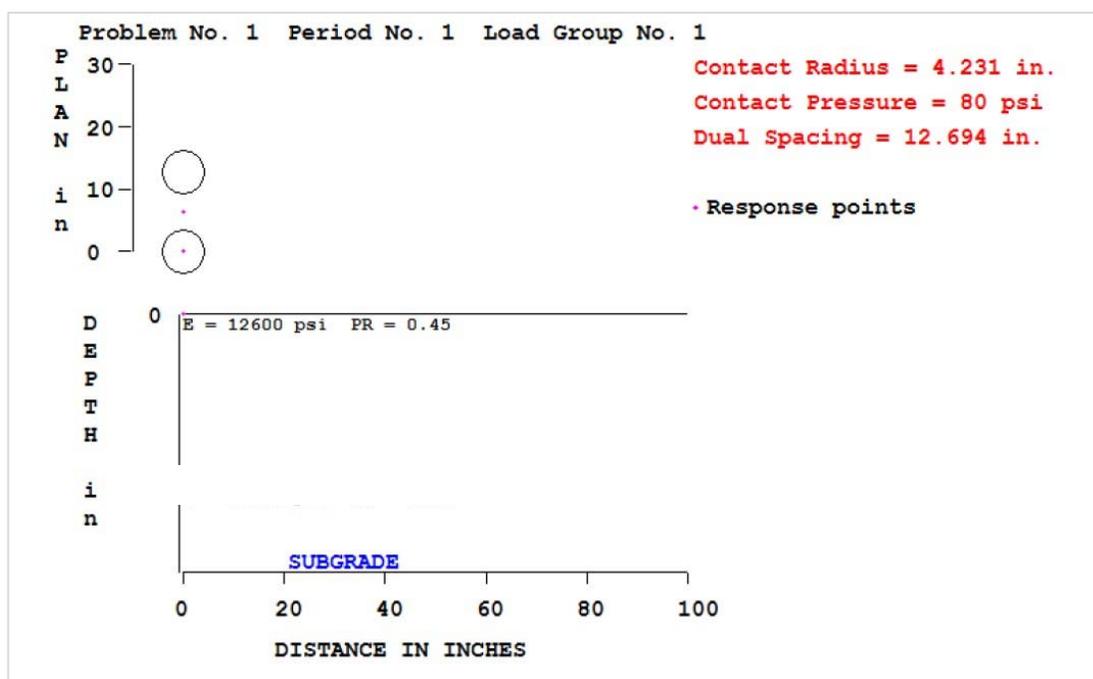


Figura 4.3 Modelación Mecánica con software KENPAVE
 Fuente: KENPAVE

4.3 SUELOS DE FUNDACIÓN Y SUBRASANTE

Los suelos de subrasante en un grupo importante están constituidos por arcillas y limos inorgánicos de mediana plasticidad, con humedades mayores a la humedad óptima, clasificados según AASHTO como A-6, A-4 y A-7-6 con índices de grupo que varían entre 1 a 16. Este tipo de suelos representan el 60% de los materiales de la subrasante, los valores de CBR al 95% de la máxima densidad seca, varían entre 5.5 % a 13.8%, las expansiones lineales observadas varían entre 1.1% a 5.1%, superior en algunos casos a la condición recomendada de 2%.

Un segundo grupo de suelos que representan el 20% de los estratos de la subrasante, son suelos también de matriz fina, de mediana a alta plasticidad, medianamente húmedas, de compacidad media y clasificados según AASHTO como A-2-4(0), A-1-b(0), los valores de CBR al 95% de la máxima densidad seca varían entre 13.3% a 28.1%, las expansiones lineales observadas varían entre 0.0% a 1.9%.

El grupo minoritario restante, corresponde a suelos de clasificación A-4, constituidas por gravas limo arcillosas, poco húmedas, compactas, donde en promedio el valor de CBR al 95% de la máxima densidad seca es de 15.6%, cuya expansión lineal observada es de 0.8%.

Con el propósito de verificar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos de subrasante se desarrolló el Estudio de Verificación y Revisión realizado por la Supervisión y el Contratista donde se programó la realización de calicatas a cielo abierto para la extracción de muestras de suelos representativos de la subrasante para posteriores pruebas en laboratorio.

En base a los criterios antes expuestos, sumado a la evaluación de parámetros geotécnicos (Índice de consistencia, Índice de Compresibilidad, Índice de liquidez), nivel freático, contenido de humedad, contenido de materia orgánica, deflexión máxima admisible en la subrasante; el Contratista y la Supervisión delimitaron sectores donde determinó conformar diferentes espesores de mejoramiento, los cuales se encontraron en el rango de 0.30 a 1.0 m, excepcionalmente se realizaría mejoramientos profundos (hasta 2.0m) en secciones puntuales con suelos clasificados como turbas (Pt).

En las tablas 4.3 y 4.4 y figuras 4.4 y 4.5 se resumen las características físico-mecánicas del suelo de fundación encontradas durante la construcción de la carretera.

N°	Sector Homogéneo	KM	Clasificación		CBR)
			SUCS	AASHTO	al 95% MDS
1	I (km 0+000 – km 18+180)	01+500	SM	A-2-4(0)	21.8
2		04+000	SM	A-1-b(0)	28.1
3		06+500	SC	A-2-4(0)	13.3
4		09+000	SC	A-2-4(0)	9.6
5		11+500	SM	A-2-4(0)	14.2
6		14+000	SC	A-2-4(0)	13.6
7		16+500	CL	A-6(5)	12.2

Tabla 4.3 Resumen propiedades Físico Mecánicas del Suelo de Subrasante
 Fuente: Elaboración Propia

**CARRETERA CHANCHAMAYO - VILLARICA PE-5N
TRAMO PUENTE RAITHER - PUENTE PAUCARTAMBO
PERFIL ESTRATIGRAFICO DE SUELOS**

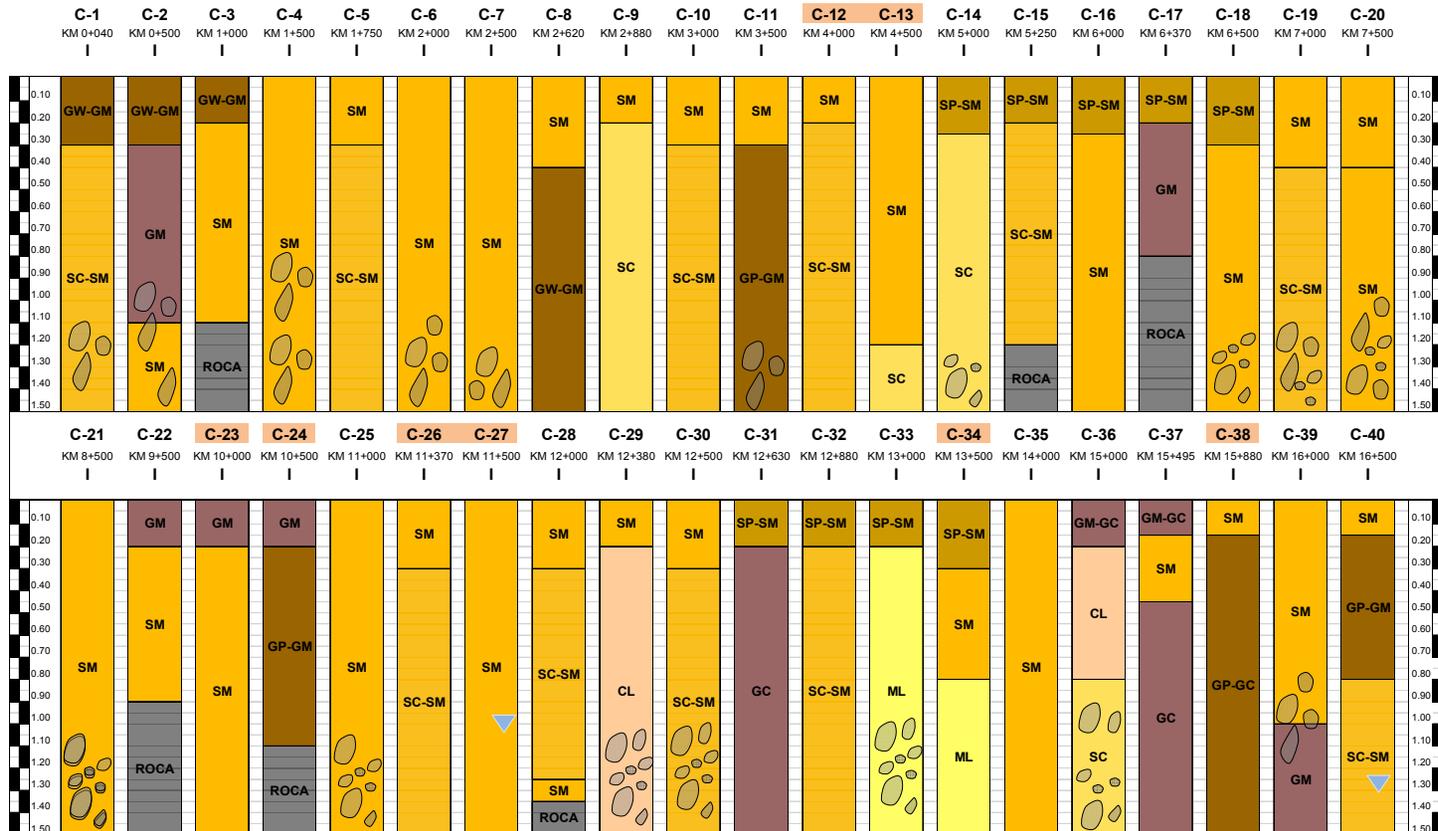


Figura 4.4 Perfil Estratigráfico Carretera Puente Raither – Puente Paucartambo – Villa Rica (Parte I)
Fuente: Elaboración Propia

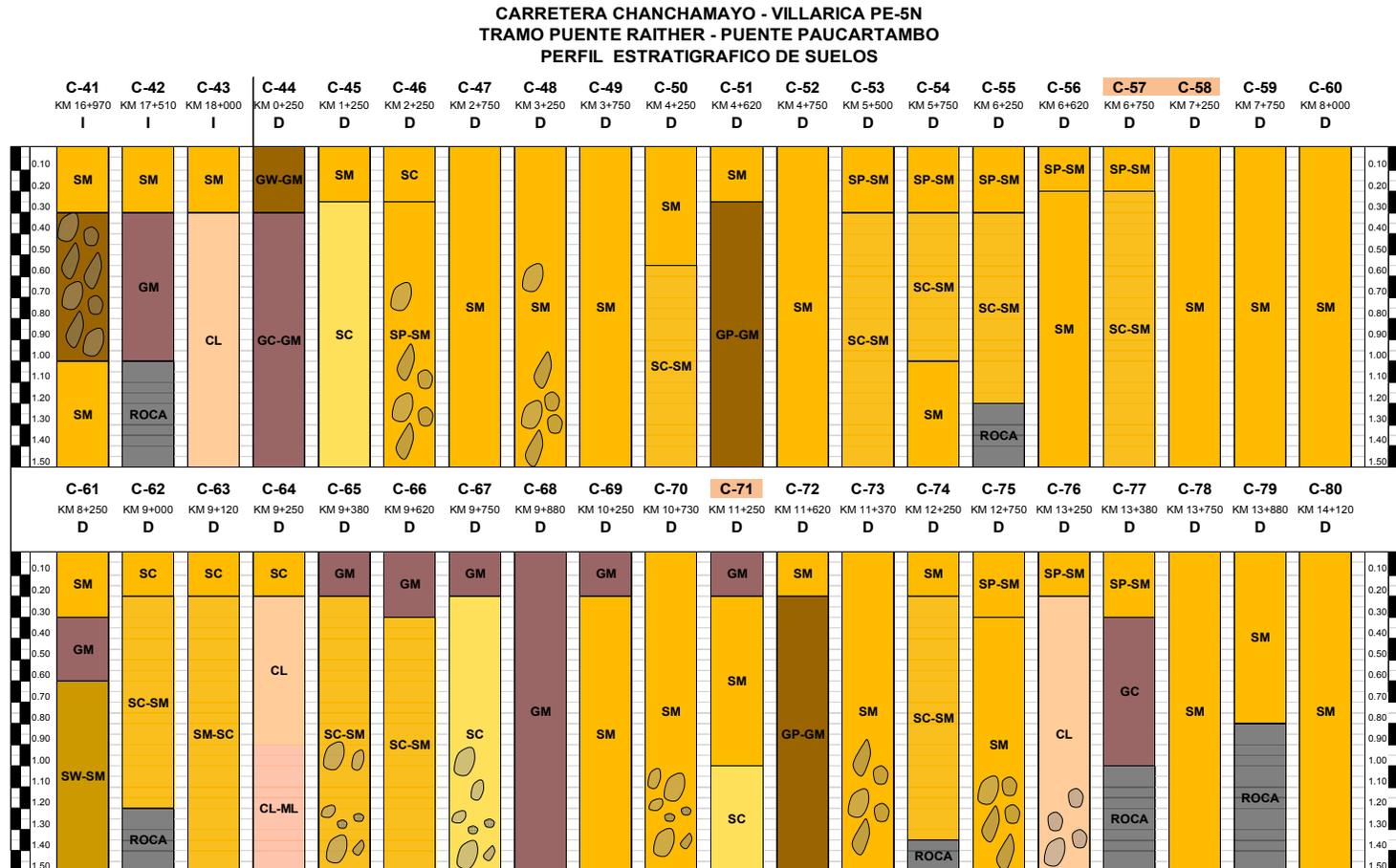


Figura 4.5 Perfil Estratigráfico Carretera Puente Raither – Puente Paucartambo – Villa Rica (Parte II)
 Fuente: Elaboración Propia

N°	SUB SECTOR			Progresiva	Profundidad	SUB SECTOR		CARACTERISTICAS DEL MATERIAL											INDICE DE LIQUIDEZ		INDICE DE CONSISTENCIA	
								% MATERIAL QUE PASA - TAMIZ					L.L.	L.P	I.P.	HUM. NAT.	CLASIFICACION		IL	CARACTERIZACION	IC	CARACTERIZACION
	km	km	Carril	m	m	km	km	2"	N° 4	N° 10	N° 40	N° 200					AASHTO	SUCS				
1	04+025	04+425	Izquierdo	04+250	0.3 - 1.5	04+440	04+530	100.0	95.7	92.2	84.1	69.2	31	17	14	35.9	A-6 (9)	CL	1.35	Estado Liquido	-0.35	Estado Liquido
				04+450	0.3 - 1.5	04+650	04+700	100.0	99.3	95.8	89.3	70.7	40	21	19	28.8	A-6 (12)	CL	0.41	Estado Plastico	0.59	Estado Plastico Blando
2	06+850	07+000	Derecho	06+850	0.3 - 1.5	06+830	07+010	100.0	96.6	88.6	60.0	37.7	27	16	11	28.0	A-6 (1)	SC	1.09	Estado Liquido	-0.09	Estado Liquido
				07+000	0.3 - 1.5	07+050	07+090	100.0	92.4	80.0	53.9	42.5	27	13	14	28.2	A-6 (2)	SC	1.09	Estado Liquido	-0.09	Estado Liquido
3	10+075	10+275	Izquierdo	10+105	0.3 - 1.5	10+060	10+105	100.0	93.1	76.9	55.1	33.1	36	18	18	20.1	A-2-6 (1)	SC	0.12	Estado Plastico	0.88	Estado Plastico Duro
				10+180	0.3 - 1.5	10+180	10+200	100.0	90.0	81.3	74.1	63.9	35	18	17	23.2	A-6 (9)	CL	0.31	Estado Plastico	0.69	Estado Plastico Blando
4	10+425	10+525	Izquierdo	10+525	0.3 - 1.5	10+380	10+510	100.0	91.0	78.1	49.6	38.6	31	18	13	30.6	A-6 (1)	SC	0.97	Estado Plastico	0.03	Estado Semi-Liquido
				10+525	0.3 - 1.5	10+530	10+660	100.0	79.3	63.3	45.8	33.0	32	19	13	32.7	A-2-6 (1)	SC	1.05	Estado Liquido	-0.05	Estado Liquido
5	10+725	10+775	Izquierdo	10+725	0.3 - 1.5	10+880	10+950	100.0	95.4	93.0	80.3	59.4	40	20	20	40.9	A-6 (10)	CL	1.05	Estado Liquido	-0.05	Estado Liquido
				10+775	0.3 - 1.5	10+980	11+036	100.0	96.7	92.9	77.7	61.1	35	19	16	34.5	A-6 (9)	CL	0.97	Estado Plastico	0.03	Estado Semi-Liquido
6	10+950	11+000	Derecho	10+950	0.3 - 1.5	11+170	11+210	100.0	88.3	86.0	74.0	33.2	31	18	13	34.3	A-2-6 (1)	SC	1.25	Estado Liquido	-0.25	Estado Liquido
				11+000	0.3 - 1.5	11+230	11+250	100.0	94.2	92.4	83.4	58.0	34	18	16	40.2	A-6 (8)	CL	1.39	Estado Liquido	-0.39	Estado Liquido
7	11+200	11+400	Derecho	11+270	0.3 - 1.5	11+270	11+290	100.0	96.9	93.5	82.8	56.0	34	20	14	36.8	A-6 (6)	CL	1.20	Estado Liquido	-0.20	Estado Liquido
				11+390	0.3 - 1.5	11+390	11+410	100.0	94.3	90.8	80.6	58.1	36	19	17	37.0	A-6 (8)	CL	1.06	Estado Liquido	-0.06	Estado Liquido
8	11+325	11+575	Izquierdo	11+420	0.3 - 1.5	11+420	11+500	100.0	95.4	93.0	80.3	59.4	40	20	20	40.9	A-6 (10)	CL	1.05	Estado Liquido	-0.05	Estado Liquido
				11+510	0.3 - 1.5	11+510	11+600	100.0	77.7	69.6	52.8	38.8	30	18	12	30.3	A-6 (1)	SC	1.03	Estado Liquido	-0.03	Estado Liquido
9	13+425	13+525	Izquierdo	13+425	0.3 - 1.5	13+410	13+515	100.0	100.0	99.0	95.4	90.5	47	21	26	30.7	A-7-6 (20)	CL	0.37	Estado Plastico	0.63	Estado Plastico Blando
				13+515	0.3 - 1.5	13+420	13+560	100.0	99.2	96.7	92.8	86.1	51	20	31	32.5	A-7-6 (20)	CH	0.40	Estado Plastico	0.60	Estado Plastico Blando
10	15+775	15+975	Izquierdo	15+780	0.3 - 1.5	15+740	15+780	100.0	95.7	89.0	82.1	52.5	39	22	17	39.8	A-6 (6)	CL	1.05	Estado Liquido	-0.05	Estado Liquido
				15+880	0.3 - 1.5	15+820	15+880	100.0	96.3	92.9	82.5	58.2	39	21	18	42.9	A-6 (9)	CL	1.21	Estado Liquido	-0.21	Estado Liquido
				15+980	0.3 - 1.5	15+880	15+920	100.0	99.7	99.1	93.1	60.7	27	18	9	28.1	A-4 (5)	CL	1.13	Estado Liquido	-0.13	Estado Liquido

Tabla 4.4 Resumen propiedades Físico Mecánicas del Suelo de Subrasante
 Fuente: Elaboración Propia

4.4 CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA SUBRASANTE

Con la finalidad de definir el Módulo Resiliente de diseño para la estructuración del pavimento, en el Estudio Definitivo se adoptó la caracterización de la capacidad de soporte de los suelos de fundación a partir de la cuantificación del Módulo de Resiliencia (M_R) obtenido en base a las correlaciones del CBR recomendadas por la Guía de Diseño AASHTO 1993 [2] y otras ecuaciones de uso común en el medio.

Las ecuaciones empleadas fueron las siguientes:

Ecuación	Condición	Fuente
$MR(psi) = 1500 * CBR$	CBR<10	AASHTO
$MR(psi) = 3000 * CBR^{0.65}$	7.2<CBR<20	Consejo Científico de Sudáfrica (CSIR)
$MR(psi) = 4326 * \ln(CBR) + 241$	CBR>20	AASHTO

Tabla 4.5 Ecuaciones de correlación entre M_R y CBR
Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [25]

A continuación se muestra el resumen de parámetros físicos y de soporte obtenidos en el Estudio Definitivo [30] con el propósito de obtener el Modulo Resiliente de Diseño.

Muestra N°	Sector	Ubicación	Clasificación		CBR
		KM	SUCS	AASHTO	95% MDS
1	Km 0+000 al km 18+180	01+250	SC	A-2-6(0)	14.06
2		03+000	SC-SM	A-2-4(0)	29.6
3		04+750	SM	A-7-6(2)	7.42
4		06+500	SM	A-4(1)	16.1
5		09+750	SC	A-4(3)	6.56
6		11+250	SM	A-1-b(0)	13.36
7		13+250	CL	A-6(6)	6.2
8		15+000	CL	A-4(5)	6.32
9		18+000	CL	A-4(7)	11.25

Tabla 4.6 Resultados de Laboratorio (Estudio Definitivo)
Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [25]

A partir de los resultados de CBR, el Modulo Resiliente de diseño para el sector homogéneo I (km 0+000 al km 18+180) se estableció en 12.6 ksi.

4.5 MEJORAMIENTO DE SUBRASANTE

De acuerdo al Estudio Definitivo [25], para determinar las zonas críticas con baja capacidad de soporte que requieren de mejoramiento de subrasante se deben de tomar en cuenta los siguientes criterios:

- Suelos de baja capacidad de soporte CBR<7%.
- Suelos expansivos (suelos de media y alta expansión).

- Humedades naturales mayores al límite líquido.
- Suelos con LL > 50%, IP > 23%

Con el propósito de realizar el mejoramiento de subrasante se consideró emplear el suelo de la Cantera del Rio Paucartambo (km 12+500) que se ubica al lado derecho del eje de la carretera y corresponde a los depósitos de origen fluvial, el acceso a la cantera es mediante un camino de aproximadamente 120m y de acuerdo a los resultados de laboratorio el material típico está conformado por gravas mal gradadas con arena y limo, con material fino no plástico en menos del 6.5%; por lo tanto, el material de la cantera de acuerdo a la clasificación AASHTO es designado como A-1-a y de acuerdo a la Clasificación SUCS es un suelo tipo GP-GM, además cumple con los requerimientos de resistencia a la abrasión presentando un valor promedio al desgaste de 21.8% y un CBR mayor al 40% (95% MDS). A continuación se presenta el resumen de resultados de laboratorio realizado como parte del control de calidad de los materiales provenientes de la cantera km 12+500.

N°	CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL						LL	IP	CLASIFICACIÓN		HUM. NAT.	Materia Orgánica	Abrasión
	% PASA								AASHTO	SUCS			
	3"	3/4"	N° 4	N° 10	N° 40	N° 200							
1	100	76.2	52.3	44	17.1	6.5	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	4.8	0.28	21.1
2	100	85	53.8	45.4	19	8.6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.1		
3	100	75	52.3	42.5	17.8	5.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	4.5		
4	100	68.7	46	39.4	15.8	5.4	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	4.8		
5	100	73.4	52.6	44.5	18.5	6.3	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5	0.34	27
6	100	71.9	49.7	41.5	16.1	5.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.3		
7	100	73.8	52	44	17.9	6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.1		
8	100	72	52.4	44	17.8	6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.5		
9	100	74.2	53	44.7	18.1	6.4	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.7		
10	100	74.6	45.7	35.9	13.8	5.3	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5	0.32	
11	100	73.2	44.6	35.5	13.9	5.8	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.3		23.4
12	100	76.8	44.7	36.1	15.1	5.9	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	4.5		
13	100	77.9	48.3	38.1	14.7	5.7	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.6		
14	100	75.6	52.5	44	18	5.6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.1		
15	100	73.8	51.7	43.4	18.8	5.9	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	4.5	0.3	24.2
16	100	73.6	38.5	30.5	14.5	6.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5		
17	100	72.3	38.4	30.5	13	6.8	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	4.9	0.36	
18	100	73	42	33.1	13.9	5.8	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.2		24
19	100	74.6	41.7	32.1	13.3	5.9	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.3		
20	100	75.2	46.6	37.8	17.7	6.1	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5	0.28	
21	100	72.3	46.7	38.1	16.3	6.3	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	4.9		
22	100	72.1	38.3	30.1	14.8	6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	4.7		
23	100	71.5	36.5	29.1	14.6	6.7	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	4.9	0.32	19.4
24	100	76.9	40.9	31.3	14.7	5.9	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5		
25	100	74	41.9	33.4	15.6	6.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.1		

N°	CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL						LL	IP	CLASIFICACIÓN		HUM. NAT.	Materia Orgánica	Abrasión
	% PASA								AASHTO	SUCS			
	3"	3/4"	N° 4	N° 10	N° 40	N° 200							
26	100	73.5	40.4	31.4	14.8	6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	4.9	0.3	21.3
27	100	72.4	39	29.3	14.2	6.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.4		
28	100	74.1	49.7	38.2	16.1	5.4	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.1		
29	100	73.6	51	39.8	17.7	5.6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.2	0.33	20.6
30	100	76.3	51.9	41.6	19.8	6.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.6		
31	100	72.4	45.2	33.7	18.7	6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.9		
32	100	80	52.7	36.8	19	6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.1	0.29	18
33	100	79.6	52.3	40.2	20.1	6.1	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.3		
34	100	79.3	52.8	36	19.7	5.7	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5		
35	100	63.7	47.7	37.7	18.1	5.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.6		
36	100	67.1	50.8	38.3	18.6	5	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6	0.33	21
37	100	62.6	46.1	39	18.6	5.3	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.7		
38	100	65.4	48	40	20.3	5	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5		
39	100	66.1	47.4	39.2	17	5.3	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.3	0.35	23.1
40	100	65.9	48.4	40.3	18.6	5.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.1		
41	100	69.2	47.9	38.6	19.1	5.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.7		
42	100	70.2	48.9	39.9	21.5	5.8	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.4		
43	100	69.2	46.9	36.5	16.1	5.6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.9	0.36	21
44	100	70.4	49	39.5	20.3	6.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.1		
45	100	71.3	49.2	40.2	21.9	5.5	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.2		
46	100	69.3	47.6	38.9	21.2	5.4	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.3	0.31	23.7
47	100	70.6	49.5	40.7	22.6	5.3	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5		
48	100	69.4	48	38.5	20.1	5.9	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.6		
49	100	69.1	47.9	39	20.4	6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.1	0.33	21.7
50	100	68.8	47.4	38.5	20.2	5.6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5		
51	100	69.9	49.2	40	20.3	5.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.2		
52	100	69.5	47.8	38.3	19.1	5.5	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.3	0.29	19.9
53	100	69.4	47.9	38.6	19.6	5.5	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5		
54	100	70.2	47.6	38.2	18.8	5.6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.1		
55	100	66.1	46.9	37.5	19.5	5.8	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.5	0.22	18.5
56	100	67.5	48.5	39.4	20.9	5.6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.8		
57	100	68.9	48.9	37.7	19.4	5.7	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5		20.9
58	100	68.3	48	39.3	21	5.6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.4	0.27	
59	100	67.7	49.3	36.8	17.6	5.5	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.8		
60	100	66.7	47.8	36.1	18	5.4	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.2		
61	100	67.8	49.8	38.2	18.7	5.1	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.9	0.31	19.7
62	100	68	48.7	37.3	17.4	5.8	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.8		
63	100	68.2	51	37.1	16.8	5.8	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.5		
64	100	67	47.9	36	18	5.6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.1	0.23	22
65	100	67.8	48.9	37.9	19.1	5.4	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.4		
66	100	64.1	44.4	36	18.7	6.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.7		
67	100	65.8	46.2	37.9	19.1	6.1	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.5	0.37	21.9
68	100	65.7	46.3	37.8	19.9	6.3	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.8		
69	100	66.5	45.4	37	20	6.4	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.3		
70	100	66.5	45	36.7	19.6	6.3	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.1	0.35	20
71	100	65.8	43.8	36	18.6	6	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6		
72	100	64.1	44.4	36.1	18.8	6.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	7		
73	100	65.8	46.3	37.9	19.2	6.3	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.6	0.36	21.8
74	100	65.7	46.4	37.9	20	6.3	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.3		
75	100	66.5	45.5	37	20	6.4	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.5		

N°	CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL						LL	IP	CLASIFICACIÓN		HUM. NAT.	Materia Orgánica	Abrasión
	% PASA								AASHTO	SUCS			
	3"	3/4"	N° 4	N° 10	N° 40	N° 200							
76	100	66.5	45.1	36.8	19.6	6.4	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.7	0.38	20.2
77	100	65.8	43.9	36	18.7	6.1	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.9		
78	100	63.9	44.2	36	18.8	6.3	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6		
79	100	75	56	46.3	28.5	12.3	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	7.7	0.3	21.9
80	100	64.8	45.8	38	21	8.7	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	7.9	0.3	21.8
81	100	64.9	46.6	39	22.7	10.8	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	7.1		
82	81.7	42.5	24.9	20.1	8.7	2.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	10.2		19.8
83	79.8	39.6	22.6	18.5	8.3	1.7	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	10.9		
84	92.3	61.6	47.2	40.6	17.6	5.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.5		21.8
85	87.7	53.4	40.2	35	15.6	5.2	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.9		22.4
86	93	55.2	42.9	37.4	16.8	5.8	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	6.8		24.6
87	92	60.7	45.9	39.4	16.3	4.5	NP	NP	A-1-a(0)	GP	8.3		24.5
88	87.7	53.4	40.2	35	15.6	5.2	NP	NP	A-1-a(0)	GW-GM	7.6		23.4
89	92	60.7	45.9	39.4	16.3	4.5	NP	NP	A-1-a(0)	GP	7.7	0.28	23.6
90	87	53.6	40.5	35.2	15.7	5.2	NP	NP	A-1-a(0)	GW-GM	7.6		

Tabla 4.7 Control de calidad del material de Cantera 12+500

Fuente: Elaboración Propia

	CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL						LL	IP	CLASIFICACIÓN		HUM. NAT.	Materia Orgánica	Abrasión
	% PASA								AASHTO	SUCS			
	3"	3/4"	N° 4	N° 10	N° 40	N° 200							
N	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	27	32
S	8,893.2	6,188.1	4,182.7	3,372.0	1,613.9	527.7	-	-	-	-	523.9	8.46	698.2
Especificación	-	-	-	-	-	-	-	< 10%	-	-	-	<3%	<60%
Xp	98.8	68.8	46.5	37.5	17.9	5.9	NP	NP	A-1-a(0)	GP-GM	5.8	0.31	21.8
MIN	79.8	39.6	22.6	18.5	8.3	1.7	-	-	-	-	4.5	0.22	18.0
MAX	100.0	85.0	56.0	46.3	28.5	12.3	-	-	-	-	10.9	0.38	27.0
DESV. EST.	3.86	7.06	5.24	4.46	2.85	1.21	-	-	-	-	1.10	0.04	1.97
VARIANZA	14.88	49.91	27	19.85	8.10	1.47	-	-	-	-	1.21	0.00	3.87
COEF. DE VARIACION	3.90	10.27	11.28	11.89	15.88	20.67	-	-	-	-	18.93	12.70	9.02

Tabla 4.8 Resumen Estadístico del Control de calidad del suelo de la Cantera 12+500

Fuente: Elaboración Propia

4.6 VERIFICACIÓN DE LOS ESFUERZOS VERTICALES PRODUCIDOS POR CARGAS VEHICULARES

Para la estimación de los esfuerzos producidos por las cargas vehiculares se utilizó el software KENPAVE desarrollado por el Dr. Yang H. Huang (profesor emérito de la Universidad de Kentucky - USA) [16]. Los cálculos se basaron en la Teoría Elástica Multicapa, teniendo en cuenta los esfuerzos verticales generados por dos tipos de eje, el primero un eje simple y el segundo un eje simple dual de 80kN (llamado también eje equivalente o eje estándar). Para el análisis se consideró hasta 10 ubicaciones (en el eje z) hasta alcanzar una profundidad de 2.0 m con referencia a la rasante del pavimento (plano superior sobre el que circulan los vehículos).

De las tablas 4.9 y 4.10 y figura 4.6 se puede observar que los esfuerzos se disipan a una profundidad aproximada de 1.5m (60 pulgadas); sin embargo, dependiendo del tipo de suelo de fundación sobre el cual se conforme la subrasante mejorada, los esfuerzos a una profundidad de 1.5m sumados a la carga geostática del pavimento (capa de mejoramiento + sub base + base granular + carpeta asfáltica) podría producir asentamientos por consolidación, lo que se traduciría en deformaciones permanentes en el pavimento.

Para Eje Simple:

Como se puede apreciar en el esquema, se consideraron dos puntos de análisis: en el punto medio de la huella circular y en el borde del área circular.

Z		EJE SIMPLE						ESQUEMA
		Esfuerzo Vertical (psi)						
in	cm	Puntos de Analisis					Mayor	
		1	2	3	4	5		
0	0.0	80.00	41.00				80.00	
4	10.2	21.19	14.00				21.19	
10	25.4	7.09	6.04				7.09	
18	45.7	3.03	2.84				3.03	
20	50.8	2.63	2.49				2.63	
30	76.2	1.46	1.42				1.46	
40	101.6	0.93	0.92				0.93	
50	127.0	0.65	0.64				0.65	
60	152.4	0.48	0.47				0.48	
80	203.2	0.29	0.28				0.29	

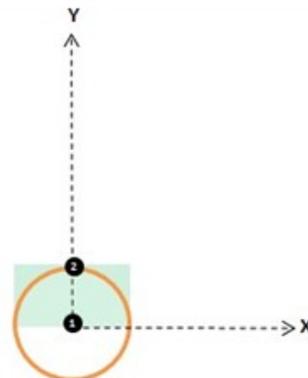


Tabla 4.9 Análisis de Esfuerzos Verticales – Eje Simple
 Fuente: Elaboración Propia

Para Eje Simple Dual:

Como se puede apreciar en el esquema, se consideraron tres puntos de análisis: en el punto medio de la huella circular, el borde del área de contacto circular y en el medio de las dos ruedas.

Z		EJE SIMPLE DUAL						ESQUEMA
		Esfuerzo Vertical (psi)						
in	cm	Puntos de Analisis					Mayor	
		1	2	3	4	5		
0	0.0	80.00	41.85	0.00			80.00	
4	10.2	23.39	19.39	17.39			23.39	
10	25.4	9.48	10.05	10.07			10.07	
18	45.7	4.85	5.22	5.26			5.26	
20	50.8	4.31	4.62	4.65			4.65	
30	76.2	2.60	2.73	2.74			2.74	
40	101.6	1.73	1.79	1.79			1.79	
50	127.0	1.23	1.26	1.26			1.26	
60	152.4	0.91	0.93	0.93			0.93	
80	203.2	0.56	0.56	0.57			0.57	

Tabla 4.10 Análisis de Esfuerzos Verticales – Eje Simple Dual
 Fuente: Elaboración Propia



Figura 4.6 Análisis de Esfuerzos Verticales
 Fuente: Elaboración Propia

4.7 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN DEL SUELO DE FUNDACIÓN

De la figura 4.6 se puede deducir que los esfuerzos generados por cargas vehiculares se disipan conforme se profundizan, alcanzando a una profundidad de 1.50 m un valor de $\sigma=0.9$ psi; sin embargo, a una profundidad de 1.50 m se deben de considerar, además de los esfuerzos antes calculados, los esfuerzos geostáticos que se transmitirán al suelo de fundación. Dependiendo de las características físicas, contenido de humedad, nivel freático, contenido de materia orgánica, compresibilidad y consistencia del suelo natural de fundación, la suma de ambos esfuerzos podría provocar asentamientos por consolidación, lo que contribuiría a una deformación permanente en el pavimento.

Teniendo en cuenta que en algunos sectores de la carretera en estudio los suelos de subrasante presentaban una deficiente resistencia, fue necesario reemplazar los suelos existentes por otros de mejora calidad (mejoramiento de subrasante), este proceso de eliminación de un estrato de suelos que se encontraba consolidado por desecación ocasionó que la capa de subrasante mejorada y en general toda la estructura del pavimento se apoye sobre un suelo natural propenso a deformaciones plásticas, por lo tanto fue necesario estimar los límites de consolidación del suelo de fundación en función a las propiedades físicas del material.

A continuación se describe el procedimiento desarrollado para el cálculo del asentamiento por consolidación:

a) Propiedades de la Estructura del Pavimento

En la figura 4.7 se muestra las principales características geométricas y propiedades físicas de las capas de la estructura del pavimento y el suelo de fundación conceptualizadas en el Estudio Definitivo.

CONDICION INICIAL	CONDICION FINAL										
	<table border="1"> <tr> <td style="background-color: #cccccc;">Carpeta Asfáltica</td> <td>Modulo Elastico= 370,000 psi Densidad = 2.452 gr/cm³</td> <td>0.10 m</td> </tr> <tr> <td style="background-color: #ffcc99;">Base Granular</td> <td>Modulo Elastico= 30,000 psi MDS= 2.318 gr/cm³ OCH= 6.6</td> <td>0.18 m</td> </tr> <tr> <td style="background-color: #ffff99;">Sub Base Granular</td> <td>Modulo Elastico= 15,000 psi MDS= 2.261 gr/cm³ OCH= 6.7</td> <td>0.20 m</td> </tr> </table>	Carpeta Asfáltica	Modulo Elastico= 370,000 psi Densidad = 2.452 gr/cm ³	0.10 m	Base Granular	Modulo Elastico= 30,000 psi MDS= 2.318 gr/cm ³ OCH= 6.6	0.18 m	Sub Base Granular	Modulo Elastico= 15,000 psi MDS= 2.261 gr/cm ³ OCH= 6.7	0.20 m	
Carpeta Asfáltica	Modulo Elastico= 370,000 psi Densidad = 2.452 gr/cm ³	0.10 m									
Base Granular	Modulo Elastico= 30,000 psi MDS= 2.318 gr/cm ³ OCH= 6.6	0.18 m									
Sub Base Granular	Modulo Elastico= 15,000 psi MDS= 2.261 gr/cm ³ OCH= 6.7	0.20 m									
<p>Suelo de Fundacion Natural</p> <p>Clasificacion SUCS = CL MDS=1.761 gr/cm³ OCH=14.7</p> <p>Conformados por materiales inconsolidados con matriz arcillo limosa con tonalidades que varían de marrón claro a oscuro y ocasionalmente se aprecian grises y elementos gravosos menores a 8"</p>	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Mejoramiento de Subrasante (Reemplazo de suelos)</td> <td rowspan="2">Variable</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Modulo Elastico= 12,000 psi MDS= 2.211 gr/cm³ OCH= 6.8 Clasificacion = AASHTO (A-1-a) SUCS (GP-GM)</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Suelo de Fundacion Natural</td> <td rowspan="2">1.00 m</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Modulo Elástico= 6,000 psi Clasificación SUCS = CL Clasificación AASHTO = A-6 MDS= 1.709 gr/cm³ MDS= 16.8 kN/m³ OCH= 14.7</td> </tr> </table>	Mejoramiento de Subrasante (Reemplazo de suelos)		Variable	Modulo Elastico= 12,000 psi MDS= 2.211 gr/cm ³ OCH= 6.8 Clasificacion = AASHTO (A-1-a) SUCS (GP-GM)		Suelo de Fundacion Natural		1.00 m	Modulo Elástico= 6,000 psi Clasificación SUCS = CL Clasificación AASHTO = A-6 MDS= 1.709 gr/cm ³ MDS= 16.8 kN/m ³ OCH= 14.7	
Mejoramiento de Subrasante (Reemplazo de suelos)		Variable									
Modulo Elastico= 12,000 psi MDS= 2.211 gr/cm ³ OCH= 6.8 Clasificacion = AASHTO (A-1-a) SUCS (GP-GM)											
Suelo de Fundacion Natural		1.00 m									
Modulo Elástico= 6,000 psi Clasificación SUCS = CL Clasificación AASHTO = A-6 MDS= 1.709 gr/cm ³ MDS= 16.8 kN/m ³ OCH= 14.7											

Figura 4.7 Propiedades de la Estructura del Pavimento
 Fuente: Elaboración Propia

b) Cálculo de la Carga Parcial de las Capas del Pavimento y Carga Neta en el Punto de Análisis del Estrato Compresible

Teniendo en cuenta las características del perfil estratigráfico del suelo de fundación se determinó analizar el asentamiento por consolidación al U=99% en el punto medio de un estrato de espesor igual a un metro, el cual se ubica a 1.78 m del nivel de rasante del pavimento.

A continuación se presentan los cálculos estimados para valorar el incremento de carga efectivo en el punto de análisis:

		H (m)	Peso Unitario (kN/m ³)	Carga Parcial de cada Estrato (kPa)
Carpeta Asfáltica Modulo Elastico= 370,000 psi Densidad = 2.452 gr/cm ³		0.10	PU= 24.05 kN/m ³	2.40 Kpa
	Base Granular Modulo Elastico= 30,000 psi MDS= 2.318 gr/cm ³ OCH= 6.6	0.18	PU= 22.73 kN/m ³	4.09 kPa
		0.20	PU= 22.17 kN/m ³	4.43 Kpa
Mejoramiento de Subrasante (Reemplazo de suelos) Modulo Elastico= 10,000 psi MDS= 2.211 gr/cm ³ OCH= 6.8 Clasificacion = AASHTO (A-1-a) SUCS (GP-GM)		0.80	PU= 21.68 kN/m ³	Contribucion Neta Relativa a la Diferencia de Carga respecto al espesor de Suelo Reemplazado: 3.94 Kpa
Suelo de Fundacion Natural Modulo Elastico= 6,000 psi Clasificacion SUCS = CL Clasificacion AASHIO = A-6 MDS= 1.709 gr/cm ³ MDS= 16.8 kN/m ³ OCH= 14.7		1.00	Carga Parcial en A (kPa)= 8.38 Carga Neta en A (kPa)= 23.25 Carga Adicional por Transito (kPa)= 6.41 Total Incremento de Carga Distribuida en A (kPa) 29.66	

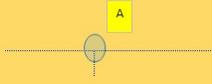


Figura 4.8 Incremento de Carga Parcial y Efectiva
 Fuente: Elaboración Propia

Para el cálculo del asentamiento por consolidación es necesario obtener algunos parámetros básicos como el coeficiente de consolidación (C_v) y el coeficiente de compresibilidad (m_v) los cuales se obtuvieron a partir de correlaciones con las propiedades físicas representativas del suelo de fundación (ver figura 4.9 y tabla 4.11): 1) Para un $LL=40$ el $C_v = 7.9 \times 10^{-8}$ m/segundo. 2) Para un suelo de mediana compresibilidad se tiene un valor máximo de $m_v = 0.0003$ m²/kN y un valor mínimo de $m_v = 0.0001$ m²/kN.

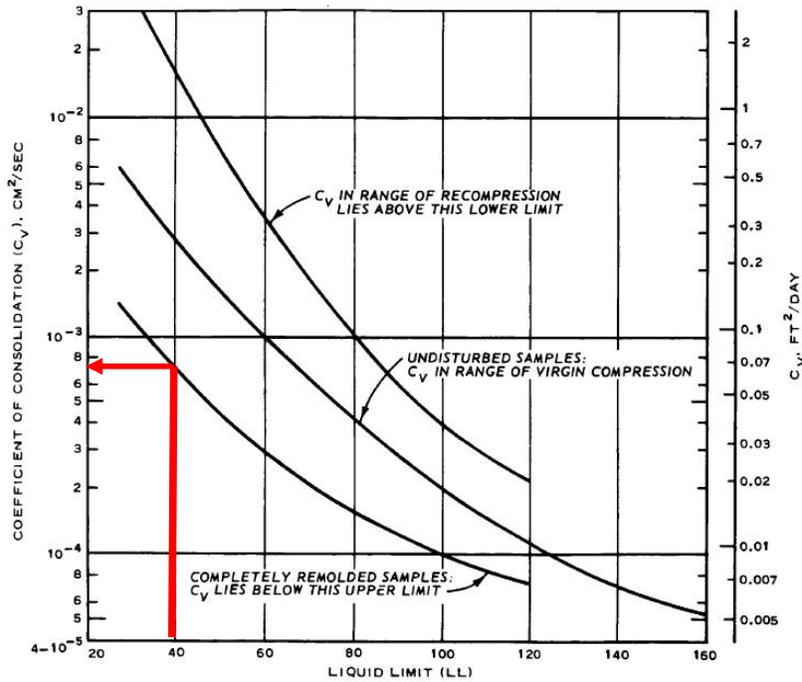


Figura 4.9 Coeficiente de Consolidación
 Fuente: Correlations of Soils Properties. Carter M., Bentley S. 1991 [6]

Type of clay	Descriptive term	Coefficient of volume compressibility, m_v (m^2/kN)
Heavy over-consolidated boulder clays, stiff weathered rocks (e.g. weathered mudstone) and hard clays	Very low compressibility	< 0.00005
Boulder clays, marls, very stiff tropical red clays	Low compressibility	0.00005-0.0001
Firm clays, glacial outwash clays, lake deposits, weathered marls, firm boulder clays, normally consolidated clays at depth and firm tropical red clays	Medium compressibility	0.0001-0.0003
Normally consolidated alluvial clays such as estuarine and delta deposits, and sensitive clays	High compressibility	0.0003-0.0015
Highly organic alluvial clays and peats	Very high compressibility	>0.0015

Tabla 4.11 Valores típicos del Coeficiente de Compresibilidad
 Fuente: Correlations of Soils Properties. Carter M., Bentley S. 1991 [6]

Teniendo en cuenta las diferentes capas estructurales del pavimento (mejoramiento, sub base, base granular y carpeta asfáltica), los que se conformaron sobre un estrato compresible de espesor igual a 1.00 metro y considerando la distancia máxima de drenaje simple ($d=1m$) se tienen los siguientes resultados:

Espesor de Mejoramiento (m)	Espesor de Estrato Compresible (m)	ΔH (mm)		Tiempo (años)
		Máximo	Mínimo	
0.40	1.00	8.31	2.77	0.70
0.60		8.60	2.87	0.70
0.80		8.90	2.97	0.70
1.00		9.19	3.06	0.70

Tabla 4.12 Resultados del Asentamiento por Consolidación

Fuente: Elaboración Propia



Figura 4.10 Asentamiento por Consolidación para una Subrasante Mejorada $h= 0.40m$

Fuente: Elaboración Propia



Figura 4.11 Asentamiento por Consolidación para una Subrasante Mejorada $h= 0.60m$

Fuente: Elaboración Propia



Figura 4.12 Asentamiento por Consolidación una Subrasante Mejorada $h= 0.80m$
 Fuente: Elaboración Propia



Figura 4.13 Asentamiento por Consolidación para una Subrasante Mejorada $h= 1.0m$
 Fuente: Elaboración Propia

De los resultados antes expuestos se tiene que la deformación plástica máxima será de 9mm y el valor mínimo será de 3mm, por lo tanto el asentamiento estará en el orden de 6mm (como valor promedio); sin embargo, para la interpretación de los resultados se debe tener en cuenta que para la elección del coeficiente de compresibilidad (m_v) se consideró un rango de valores que incluye suelos con alta, media y baja compresibilidad; además para la estimación del incremento de carga total en el punto de análisis se tomó en cuenta la carga vehicular, la cual no es una carga permanente y representó el 20% del incremento de carga total; por otra parte, el estrato compresible se encuentra en estado semi-saturado y no saturado como asume la Teoría de Consolidación. De acuerdo a lo antes descrito, se puede inferir que para los suelos limo-arcillosos que forman parte de la fundación del pavimento, la deformación plástica estará por debajo de los 6mm estimados.



CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL PROCEDIMIENTO

Para validar el procedimiento planteado se propone desarrollar una secuencia ordenada y sistemática de actividades que consideren la implementación de metodologías enmarcadas en el estado del arte y estado de la práctica en la ingeniería de pavimentos, las cuales permitan sustentar analíticamente un proceso para el dimensionamiento de espesores de subrasante mejorada en pavimentos flexibles.

El desarrollo del capítulo se inicia con la selección de sub sectores característicos dentro de la totalidad de sectores considerados para realizar mejoramientos de subrasante mediante el reemplazo de suelos, asimismo se analizará las características físicas y mecánicas del suelo de fundación, las deflexiones medidas con Viga Benkelman sobre la subrasante existente y subrasante mejorada, por su parte las deflexiones medidas con FWD sobre base granular para fines de retrocálculo modular.

Dentro de la filosofía del proceso validado se formulará un procedimiento gráfico de dimensionamiento directo para estimar el espesor adecuado de mejoramiento de subrasante aplicable para condiciones similares a la vía en estudio.

Finalmente, con los datos de entrada de la carretera en estudio se resolverá el proceso de dimensionamiento recomendado en el Manual de Carreteras del MTC, el cual será comparado con el proceso propuesto en la presente tesis.

5.1 CALIBRACIÓN DEL PROCEDIMIENTO

5.1.1 Sectorización del Tramo

El procedimiento de calibración se inicia con la sectorización del tramo de carretera a intervenir, para lo cual es necesario medir deflexiones con Viga Benkelman o FWD sobre el suelo de fundación de la carretera, registrando cuencos de deflexiones cada 20m por carril. Los sectores donde la deflexión sea mayor a la deflexión admisible a nivel de subrasante serán sectorizados para considerar un mejoramiento de la subrasante. En esta investigación se seleccionaron los siguientes sub sectores:

Sub Sector			Longitud (m)	Carril	Espesor de Mejoramiento (cm)
Nº	Inicio	Final			
1	4+025	4+425	400	Izquierdo	60
2	6+850	7+000	150	Derecho	80
3	10+075	10+275	200	Izquierdo	60
4	10+425	10+525	100	Izquierdo	40
5	10+725	10+775	50	Izquierdo	40
6	10+950	11+000	50	Derecho	100
7	11+200	11+400	200	Derecho	80
8	11+325	11+575	250	Izquierdo	80
9	13+425	13+525	100	Izquierdo	80
10	15+775	15+975	200	Izquierdo	80

Tabla 5.1 Relación de Sub Sectores
 Fuente: Elaboración Propia

En los sub sectores señalados se evaluará el perfil estratigráfico, nivel freático, contenido de materia orgánica, compacidad y consistencia del suelo; esta evaluación será complementada con muestreos de suelos y ensayos en laboratorio para inferir la condición del suelo a partir de parámetros geotécnicos.

5.1.2 Retrocálculo del Módulo Elástico del Suelo de Fundación empleando Viga Benkelman

Para estimar el Módulo Resiliente del Suelo de Fundación se programó una campaña de medición de deflexiones sobre la subrasante existente empleando el deflectómetro tipo Viga Benkelman y un camión tipo C2 con una carga en su eje simple dual posterior de 18,000 libras (8.2 ton), a partir del punto de aplicación de carga se registraron cinco deflexiones: a 25, 50, 75, 100, 500 cm a partir del punto de aplicación de carga) con lo cual se conformaría el cuenco de deflexiones. Los cuencos de deflexiones se registraron cada 20 metros/carril con el propósito de obtener la mayor cantidad de datos que representen de mejor manera al suelo de subrasante de toda la vía. Para el análisis de las deflexiones se usó el modelo conocido como el Modelo de Hogg. A continuación se resume los resultados:

SUB SECTOR 1		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	CBR (%)
km	km				VB	
4+025	4+425	Izquierdo	60	4+030	10657.1	7.1
				4+050	11727.9	7.8
				4+070	8525.7	5.7
				4+090	13076.8	8.7
				4+110	13076.8	8.7
				4+130	15457.3	10.3
				4+150	8525.7	5.7
				4+170	8717.8	5.8

				4+190	10852.1	7.2
				4+210	6375.6	4.3
				4+230	8717.8	5.8
				4+250	8525.7	5.7
				4+270	17465.5	11.6
				4+290	12999.1	8.7
				4+310	13076.8	8.7
				4+330	13076.8	8.7
				4+350	7120.5	4.7
				4+370	13076.8	8.7
				4+390	4671.7	3.1
				4+410	7455.3	5.0

Tabla 5.2 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 1
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 2		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	CBR (%) [M _R =2555CBR ^{0.64}]
km	km				VB	
6+850	7+000	Derecho	80	6+860	3875.3	2.6
				6+880	8717.8	5.8
				6+900	2185.3	1.5
				6+920	2841.9	1.9
				6+940	6481.6	4.3
				6+960	3262.4	2.2
				6+980	2598.6	1.7

Tabla 5.3 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 2
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 3		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	CBR (%) [M _R =2555CBR ^{0.64}]
km	km				VB	
10+075	10+275	Izquierdo	60	10+090	11430.9	7.6
				10+110	9330.8	6.2
				10+130	6226.1	4.2
				10+190	15457.3	10.3
				10+210	4719.5	3.1
				10+230	10802.7	7.2
				10+250	11430.9	7.6
				10+270	14498.1	9.7

Tabla 5.4 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 3
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 4		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	CBR (%) [M _R =2555CBR ^{0.64}]
km	km				VB	
10+425	10+525	Izquierdo	40	10+430	3965.3	2.6
				10+450	4358.9	2.9
				10+470	6124.1	4.1
				10+490	6832.7	4.6
				10+510	13076.8	8.7

Tabla 5.5 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 4
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 5		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	CBR (%) [M _R =2555CBR ^{0.64}]
km	km				VB	
10+725	10+775	Izquierdo	40	10+730	8102.0	5.4
				10+750	7728.7	5.2
				10+770	4974.3	3.3

Tabla 5.6 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 5
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 6		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	CBR (%) [M _R =2555CBR ^{0.64}]
km	km				VB	
10+950	11+000	Derecho	100	10+960	6538.4	4.4
				10+980	5633.9	3.8
				11+000	7830.1	5.2

Tabla 5.7 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 6
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 7		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	CBR (%) [M _R =2555CBR ^{0.64}]
km	km				VB	
11+200	11+400	Derecho	80	11+200	4400.3	2.9
				11+220	13076.8	8.7
				11+240	4507.7	3.0
				11+260	20179.0	13.5
				11+280	4426.0	3.0
				11+300	10256.8	6.8
				11+320	3965.3	2.6
				11+340	4482.6	3.0
				11+360	7655.4	5.1
				11+380	11714.2	7.8
11+400	3839.2	2.6				

Tabla 5.8 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 7
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 8		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	CBR (%) [M _R =2555CBR ^{0.64}]
km	km				VB	
11+325	11+575	Izquierdo	80	11+330	8525.7	5.7
				11+350	5328.6	3.6
				11+370	8422.5	5.6
				11+390	6607.5	4.4
				11+410	5182.0	3.5
				11+430	2892.0	1.9
				11+450	5446.3	3.6
				11+470	3679.9	2.5
				11+490	6291.2	4.2

				11+510	3797.9	2.5
				11+530	3589.0	2.4
				11+550	4270.4	2.8
				11+570	3703.3	2.5

Tabla 5.9 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 8
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 9		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	CBR (%) [MR=2555CBR ^{0.64}]
km	km				VB	
13+425	13+525	Izquierdo	80	13+430	4262.8	2.8
				13+450	4773.2	3.2
				13+470	8102.0	5.4
				13+490	4368.7	2.9
				13+510	8594.9	5.7

Tabla 5.10 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 9
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 10		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	CBR (%) [MR=2555CBR ^{0.64}]
km	km				VB	
15+775	15+975	Izquierdo	80	15+790	13076.8	8.7
				15+810	9964.7	6.6
				15+830	5230.7	3.5
				15+850	6291.2	4.2
				15+870	2241.3	1.5
				15+890	13076.8	8.7
				15+910	5570.7	3.7
				15+930	1793.1	1.2
				15+950	2427.7	1.6
15+970	2803.9	1.9				

Tabla 5.11 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 10
 Fuente: Elaboración Propia

Para realizar el análisis estadístico de los resultados se agrupó los sub sectores en función al espesor de subrasante mejorada conformado durante la construcción de la carretera:

SUB SECTOR		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	CBR (%)
2, 7, 8, 9 y 10					VB	
km	km					
6+850	7+000	Derecho	80	6+860	3875.3	2.6
				6+880	8717.8	5.8
				6+900	2185.3	1.5
				6+920	2841.9	1.9
				6+940	6481.6	4.3
				6+960	3262.4	2.2
				6+980	2598.6	1.7
11+200	11+400	Derecho	80	11+200	4400.3	2.9
				11+220	13076.8	8.7
				11+240	4507.7	3.0
				11+260	20179.0	13.5
				11+280	4426.0	3.0
				11+300	10256.8	6.8
				11+320	3965.3	2.6
				11+340	4482.6	3.0
				11+360	7655.4	5.1
				11+380	11714.2	7.8
				11+400	3839.2	2.6
11+325	11+575	Izquierdo	80	11+330	8525.7	5.7
				11+350	5328.6	3.6
				11+370	8422.5	5.6
				11+390	6607.5	4.4
				11+410	5182.0	3.5
				11+430	2892.0	1.9
				11+450	5446.3	3.6
				11+470	3679.9	2.5
				11+490	6291.2	4.2
				11+510	3797.9	2.5
				11+530	3589.0	2.4
13+425	13+525	Izquierdo	80	13+430	4262.8	2.8
				13+450	4773.2	3.2
				13+470	8102.0	5.4
				13+490	4368.7	2.9
				13+510	8594.9	5.7
15+775	15+975	Izquierdo	80	15+790	13076.8	8.7
				15+810	9964.7	6.6
				15+830	5230.7	3.5
				15+850	6291.2	4.2
				15+870	2241.3	1.5
				15+890	13076.8	8.7
				15+910	5570.7	3.7
				15+930	1793.1	1.2
				15+950	2427.7	1.6
15+970	2803.9	1.9				

	Promedio	6,060.5
	Desviación Estándar	3,701.5
	Coefficiente de Variación	21%

Tabla 5.12 Resumen Estadístico del Módulo Resiliente Retrocalculado Sub Sector 2, 7, 8, 9, 10
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	CBR (%)
1 y 3					VB	
km	km					
4+025	4+425	Izquierdo	60	4+030	10657.1	7.1
				4+050	11727.9	7.8
				4+070	8525.7	5.7
				4+090	13076.8	8.7
				4+110	13076.8	8.7
				4+130	15457.3	10.3
				4+150	8525.7	5.7
				4+170	8717.8	5.8
				4+190	10852.1	7.2
				4+210	6375.6	4.3
				4+230	8717.8	5.8
				4+250	8525.7	5.7
				4+270	17465.5	11.6
				4+290	12999.1	8.7
				4+310	13076.8	8.7
				4+330	13076.8	8.7
4+350	7120.5	4.7				
4+370	13076.8	8.7				
4+390	4671.7	3.1				
4+410	7455.3	5.0				
10+075	10+275	Izquierdo	60	10+090	11430.9	7.6
				10+110	9330.8	6.2
				10+130	6226.1	4.2
				10+190	15457.3	10.3
				10+210	4719.5	3.1
				10+230	10802.7	7.2
				10+250	11430.9	7.6
10+270	14498.1	9.7				

Tabla 5.13 Resumen Estadístico del Módulo Resiliente Retrocalculado Sub Sector 1 y 3
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	CBR (%)
4 y 5					VB	
km	km					
10+425	10+525	Izquierdo	40	10+430	3965.3	2.6
				10+450	4358.9	2.9
				10+470	6124.1	4.1
				10+490	6832.7	4.6
				10+510	13076.8	8.7
10+725	10+775	Izquierdo	40	10+730	8102.0	5.4
				10+750	7728.7	5.2
				10+770	4974.3	3.3

Promedio	6,895.4
Desviación Estándar	2,919.6
Coefficiente de Variación	42%

Tabla 5.14 Resumen Estadístico del Módulo Resiliente Retrocalculado Sub Sector 4 y 5
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 6		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	CBR (%)
km	km				VB	
10+950	11+000	Derecho	100	10+960	6538.4	4.4
				10+980	5633.9	3.8
				11+000	7830.1	5.2
					Promedio	6,667.5
					Desviación Estándar	1,103.8
					Coefficiente de Variación	17%

Tabla 5.15 Resumen Estadístico del Módulo Resiliente Retrocalculado Sub Sector 6
 Fuente: Elaboración Propia

Posteriormente a los trabajos de reemplazo del material inadecuado y de acuerdo a la profundidad definida para cada sector, el perfilado y compactado del fondo del mejoramiento, la adición del material de préstamo, el humedecimiento, la mezcla, la conformación del relleno, perfilado y compactado final a nivel de subrasante de acuerdo las especificaciones técnicas y planos del proyecto, se procedió a la evaluación deflectométrica con Viga Benkelman sobre la subrasante mejorada, los objetivos de dicha evaluación fueron los siguientes: 1) Comprobar el valor Módulo Resiliente del suelo de fundación estimado al inicio del proceso; 2) Estimar el Módulo Resiliente de la capa de mejoramiento o subrasante mejorada en los cuatro espesores considerados (40-60-80 y 100cm). A continuación se resumen los resultados por cada subsector.

SUB SECTOR 1		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	E* (psi)
km	km				VB	VB
4+025	4+425	Izquierdo	60	4+020	5863.9	18055.6
				4+060	4078.4	17587.0
				4+100	4110.7	20998.6
				4+140	5389.2	16107.4
				4+180	4984.2	21086.1
				4+220	3623.3	26853.6
				4+260	4984.2	21086.1
				4+300	5313.5	14940.4
				4+340	8959.0	34998.6
			4+380	10897.3	24910.4	

Tabla 5.16 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 1
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 2		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	E* (psi)
km	km				VB	VB
6+850	7+000	Derecho	80	6+880	4272.4	15668.5
				6+920	7013.9	16688.2
				6+960	4954.6	14669.1
				7+000	4826.8	12866.4

Tabla 5.17 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 2
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 3		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	E* (psi)
km	km				VB	VB
10+075	10+275	Izquierdo	60	10+060	4409.2	14988.0
				10+100	4974.3	19077.5
				10+140	4870.5	17689.7
				10+180	6530.6	16433.8
				10+220	5389.2	16107.4
				10+260	7249.1	15090.0

Tabla 5.18 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 3
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 4		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	E* (psi)
km	km				VB	VB
10+425	10+525	Izquierdo	40	10+420	5328.6	27233.0
				10+460	6722.4	21515.2
				10+500	4474.8	28249.9

Tabla 5.19 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 4
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 5		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	E* (psi)
km	km				VB	VB
10+725	10+775	Izquierdo	40	10+740	6283.1	31919.8
				10+780	6427.3	30758.8

Tabla 5.20 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 5
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 6		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	E* (psi)
km	km				VB	VB
10+950	11+000	Derecho	100	10+960	4466.0	16481.4
				11+000	5606.6	17339.7

Tabla 5.21 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 6
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 7		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	E* (psi)
km	km				VB	VB
11+200	11+400	Derecho	80	11+200	7471.0	24778.4
				11+240	6427.3	17577.0
				11+280	7471.0	24778.4
				11+320	6403.8	24302.7
				11+360	4787.1	16470.4
				11+400	3553.8	22332.6

Tabla 5.22 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 7
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 8		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	E* (psi)
km	km				VB	VB
11+325	11+575	Izquierdo	80	11+340	4806.1	16052.7
				11+380	3553.8	22332.6
				11+420	7205.1	18083.5
				11+460	4547.9	13348.4
				11+500	6538.4	13470.8
				11+540	3035.8	19470.0

Tabla 5.23 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 8
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 9		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	E* (psi)
km	km				VB	VB
13+425	13+525	Izquierdo	80	13+420	5426.1	12886.9
				13+460	5876.5	15716.0
				13+500	6382.4	19484.0

Tabla 5.24 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 9
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 10		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	E* (psi)
km	km				VB	VB
15+775	15+975	Izquierdo	80	15+780	4976.2	17341.1
				15+820	4954.6	14669.1
				15+860	4971.9	15260.3
				15+900	8102.0	14133.8
				15+940	3791.9	16409.2

Tabla 5.25 Resultados de Módulo Resiliente Retrocalculado – Sub Sector 10
 Fuente: Elaboración Propia

Para realizar el análisis estadístico de los resultados se agrupó los sub sectores en función al espesor de subrasante mejorada:

SUB SECTOR		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	E* (psi)
4 y 5					VB	VB
km	km					
10+425	10+525	Izquierdo	40	10+420	5328.6	27233.0
				10+460	6722.4	21515.2
				10+500	4474.8	28249.9
10+725	10+775	Izquierdo	40	10+740	6283.1	31919.8
				10+780	6427.3	30758.8
Promedio					5,847.2	27,935.3
Desviación Estándar					928.0	4,051.5
Coeficiente de Variación					16%	15%

Tabla 5.26 Resumen Estadístico del Módulo Resiliente Retrocalculado Sub Sector 4 y 5
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 6		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	E* (psi)
km	km				VB	VB
10+950	11+000	Derecho	100	10+960	4466.0	16481.4
				11+000	5606.6	17339.7
Promedio					5,036.3	16,910.6
Desviación Estándar					806.5	606.9
Coeficiente de Variación					16%	4%

Tabla 5.27 Resumen Estadístico del Módulo Resiliente Retrocalculado Sub Sector 6
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 2, 7, 8, 9 y 10		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	E* (psi)
km	km				VB	VB
6+850	7+000	Derecho	80	6+880	4272.4	15668.5
				6+920	7013.9	16688.2
				6+960	4954.6	14669.1
				7+000	4826.8	12866.4
11+200	11+400	Derecho	80	11+200	7471.0	24778.4
				11+240	6427.3	17577.0
				11+280	7471.0	24778.4
				11+320	6403.8	24302.7
				11+360	4787.1	16470.4
11+325	11+575	Izquierdo	80	11+400	3553.8	22332.6
				11+340	4806.1	16052.7
				11+380	3553.8	22332.6
				11+420	7205.1	18083.5
				11+460	4547.9	13348.4
13+425	13+525	Izquierdo	80	11+500	6538.4	13470.8
				11+540	3035.8	19470.0
				13+420	5426.1	12886.9
				13+460	5876.5	15716.0
15+775	15+975	Izquierdo	80	13+500	6382.4	19484.0
				15+780	4976.2	17341.1
				15+820	4954.6	14669.1
				15+860	4971.9	15260.3
				15+900	8102.0	14133.8
Promedio					5,472.9	17,449.6
Desviación Estándar					1,398.3	3,771.8
Coeficiente de Variación					26%	22%

Tabla 5.28 Resumen Estadístico del Módulo Resiliente Retrocalculado Sub Sector 2, 7, 8, 9, 10
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	E* (psi)
1 y 3					VB	VB
km	km					
4+025	4+425	Izquierdo	60	4+020	5863.9	18055.6
				4+060	4078.4	17587.0
				4+100	4110.7	20998.6
				4+140	5389.2	16107.4
				4+180	4984.2	21086.1
				4+220	3623.3	26853.6
				4+260	4984.2	21086.1
				4+300	5313.5	14940.4
				4+340	8959.0	34998.6
				4+380	10897.3	24910.4
10+075	10+275	Izquierdo	60	10+060	4409.2	14988.0
				10+100	4974.3	19077.5
				10+140	4870.5	17689.7
				10+180	6530.6	16433.8
				10+220	5389.2	16107.4
				10+260	7249.1	15090.0
Promedio					5,726.7	19,750.6
Desviación Estándar					1,905.3	5,366.9
Coeficiente de Variación					33%	27%

Tabla 5.29 Resumen Estadístico del Módulo Resiliente Retrocalculado Sub Sector 1 y 3
 Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 se representa gráficamente los resultados del Módulo Resiliente de fundación obtenidos a partir de mediciones sobre el suelo de fundación y sobre la subrasante mejorada.

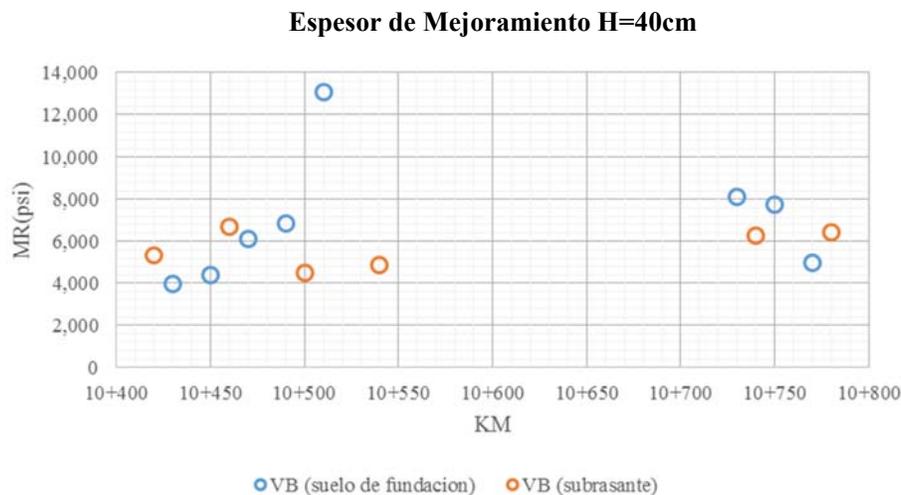


Figura 5.1 Comparación del Módulo Retrocalculado antes y después del mejoramiento
 $H_{MEJORAMIENTO}=0.40m$
 Fuente: Elaboración Propia

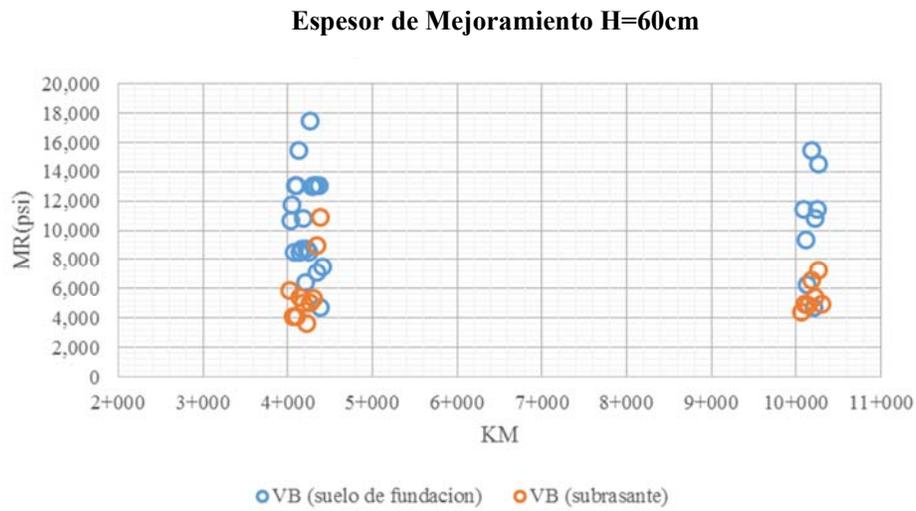


Figura 5.2 Comparación del Módulo Retrocalculado antes y después del mejoramiento
 $H_{\text{MEJORAMIENTO}}=0.60\text{m}$
Fuente: Elaboración Propia

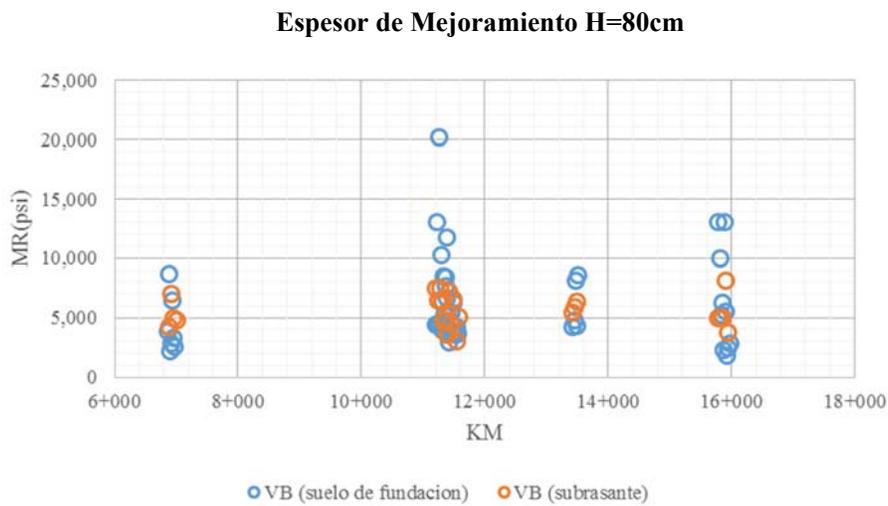


Figura 5.3 Comparación del Módulo Retrocalculado antes y después del mejoramiento
 $H_{\text{MEJORAMIENTO}}=0.80\text{m}$
Fuente: Elaboración Propia

Espesor de Mejoramiento H=100cm

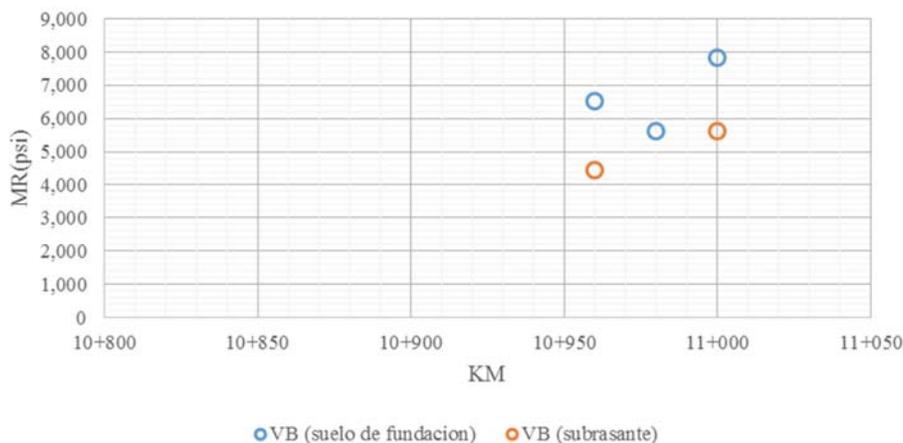


Figura 5.4 Comparación del Módulo Retrocalculado antes y después del mejoramiento
 $H_{MEJORAMIENTO}=1.00m$
 Fuente: Elaboración Propia

Como se puede ver en los resultados anteriores los módulos elásticos retrocalculados del suelo de fundación a partir de mediciones deflectométricas antes y después de la conformación del mejoramiento de subrasante son valores equivalentes. Para demostrar la equivalencia de los resultados modulares antes y después del mejoramiento, se utilizó una prueba estadística de hipótesis para la diferencia de medias, donde se parte de analizar dos poblaciones mediante indicadores como la media poblacional, número de datos, desviación estándar y varianza de cada población, luego se plantea una hipótesis nula ($H_0 = \mu_1 = \mu_2$) donde se afirma que las medias poblacionales son iguales si el estadístico de prueba Z (calculado) es menor que el Z_R de una Curva de distribución normal, de darse lo contrario se valida la hipótesis alterna ($H_a = \mu_1 \neq \mu_2$) que indica que ambas poblaciones son diferentes. El análisis para cada caso es el siguiente:

Análisis de Datos 1 (Antes del mejoramiento)		Análisis de Datos 2 (Después del mejoramiento)	
Media	6895.4	Media	5847.2
Desviación estándar	2919.6	Desviación estándar	928.0
Varianza de la muestra	8524108.1	Varianza de la muestra	861231.9
Número de datos	8	Número de datos	5
Nivel de Rechazo	5%	Nivel de Confianza	95%
Estadístico de Prueba (Z)			
Z(calculado)	0.942		
Z_R (Curva de distribución normal)	1.960		

Tabla 5.30 Comparación estadística de los módulos retrocalculados antes y después del mejoramiento de subrasante (D=40cm)
 Fuente: Elaboración Propia

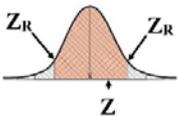
Análisis de Datos 1 (Antes del mejoramiento)		Análisis de Datos 2 (Después del mejoramiento)	
Media	7464.0	Media	5726.7
Desviación estándar	4904.6	Desviación estándar	1905.3
Varianza de la muestra	24054956.9	Varianza de la muestra	3630295.9
Número de datos	28	Número de datos	16
Nivel de Rechazo	5%	Nivel de Confianza	95%
Estadístico de Prueba (Z)			
Z(calculado)	1.667		
Z _R (Curva de distribución normal)	1.960		

Tabla 5.31 Comparación estadística de los módulos retrocalculados antes y después del mejoramiento de subrasante (D=60cm)
 Fuente: Elaboración Propia

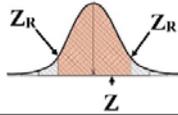
Análisis de Datos 1 (Antes del mejoramiento)		Análisis de Datos 2 (Después del mejoramiento)	
Media	6060.5	Media	5472.9
Desviación estándar	3701.5	Desviación estándar	1398.3
Varianza de la muestra	13701027.4	Varianza de la muestra	1955325.8
Número de datos	46	Número de datos	24
Nivel de Rechazo	5%	Nivel de Confianza	95%
Estadístico de Prueba (Z)			
Z(calculado)	0.954		
Z _R (Curva de distribución normal)	1.960		

Tabla 5.32 Comparación estadística de los módulos retrocalculados antes y después del mejoramiento de subrasante (D=80cm)
 Fuente: Elaboración Propia

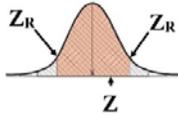
Análisis de Datos 1 (Antes del mejoramiento)		Análisis de Datos 2 (Después del mejoramiento)	
Media	6667.5	Media	5036.3
Desviación estándar	1103.8	Desviación estándar	806.5
Varianza de la muestra	1218317.3	Varianza de la muestra	650484.2
Número de datos	3	Número de datos	2
Nivel de Rechazo	5%	Nivel de Confianza	95%
Estadístico de Prueba (Z)			
Z(calculado)	1.907		
Z _R (Curva de distribución normal)	1.960		

Tabla 5.33 Comparación estadística de los módulos retrocalculados antes y después del mejoramiento de subrasante (D=100cm)
 Fuente: Elaboración Propia

Como se puede apreciar en las tablas 5.30, 5.31, 5.32, 5.33, se ha verificado que los resultados de módulos elásticos del suelo de fundación con mediciones deflectométricas antes y después de la conformación del mejoramiento de subrasante son equivalentes, validando la hipótesis nula ($H_0 = \mu_1 = \mu_2$).

Luego del análisis anterior y debido a la menor dispersión de resultados obtenidos en el retrocálculo modular a partir de deflexiones medidas sobre la subrasante mejorada, se definió emplear estos resultados para los fines de cálculos de la tesis, estos resultados se resumen en la tabla 5.34.

		Módulo Resiliente Retrocalculado con deflexiones medidas con Viga Benkelman	
		MR_{SF}	E*
		(psi)	(psi)
Espesor de Mejoramiento (cm)	40	5,847.20	27,935.30
	60	5,726.70	19,750.60
	80	5,472.90	17,449.60
	100	5,036.30	16,910.60

Tabla 5.34 Resumen del Módulo Resiliente Retrocalculado con VB
 Fuente: Elaboración Propia

5.1.3 Retrocálculo del Módulo Equivalente de Subrasante empleando Deflectómetro de Impacto

Para evaluar y cuantificar la evolución en términos de resistencia de la subrasante mejorada (capa de mejoramiento + suelo de fundación), representado por el Módulo Equivalente de ambas capas, fue necesario programar una campaña de medición de deflexiones sobre la base granular del pavimento utilizando un deflectómetro de impacto de la marca KUAB de propiedad de la empresa GESTVIAL; la medición se realizó entre el km 0+000 al km 18+180, en donde se había concluido la conformación e imprimación de la capa de base granular.

Las características del procedimiento de ensayo consistió en: 1) Una configuración de dos masas, el factor más importante en la producción de una carga pulsante que simula los efectos reales de las cargas de tráfico y los vehículos en movimiento. 2) Una placa de carga segmentada, la cual asegura una distribución de la presión en forma uniforme sobre el área total de la placa. 3) Sismómetros o sensores para la medición de la deflexión con un rango de 0 a 200 mils (0 a 5080 micrones). Los datos obtenidos en campo fueron: 1) Estación de ensayo. 2) Fecha y hora del ensayo. 3) Carga del ensayo (kg-f). 4) Las deflexiones correspondientes a 0-20-30-45-60-90 y 120 cm de distancia a partir del punto de aplicación de carga (micras). 5) Temperatura del aire (°C). 6) Temperatura de la superficie (°C).

En cada estación de ensayo se empleó tres alturas de caída produciéndose de esa manera otras tantas cargas de impacto. Para fines de análisis solo se consideraron los

resultados obtenidos con el tercer impacto, con el cual se obtuvo una carga aproximada de 40 kN (9000 libras).

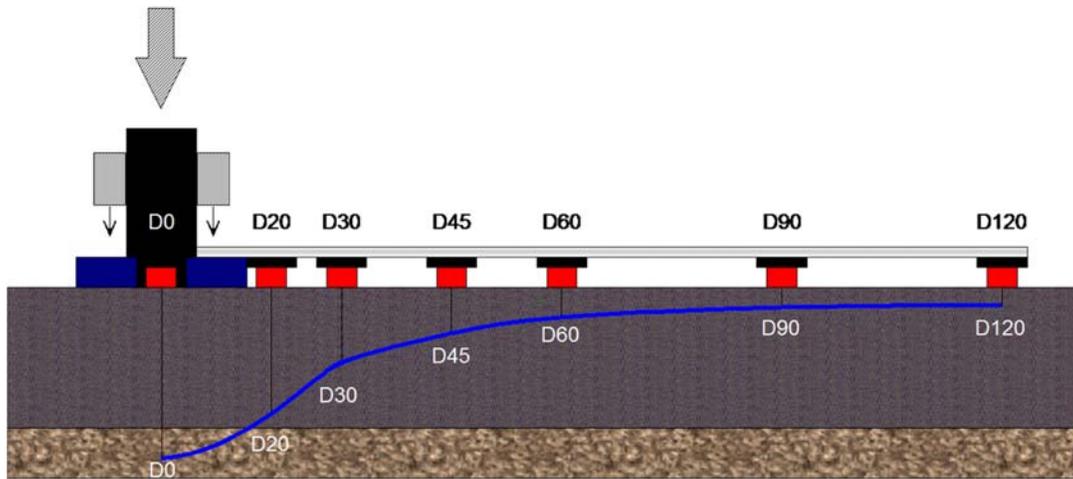


Figura 5.5 Esquema de medición de deflexiones con FWD

Fuente: <http://fwdug.org/meeting-information>

El equipo de auscultación estructural de pavimentos denominado FWD KUAB responde al concepto genérico de DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO. El sistema mide la deflexión producida en la superficie del pavimento al aplicarle una carga perpendicular pre establecida.

Una placa circular se apoya sobre el pavimento, la fuerza dinámica se aplica mediante un sistema generador compuesto de dos masas. Una masa se deja caer desde una altura determinada (falling weight) produciendo un impacto de muy breve duración cuyo valor de pico define la magnitud de la fuerza; el valor se establece con anterioridad y se mide durante la ejecución del ensayo.

El equipo de medida registra el pico o valor máximo de la deflexión en el punto de aplicación de la carga y en una serie de puntos separados secuencialmente para obtener el cuenco de deflexiones. La figura 5.6 se aprecia la forma y duración de la carga.

El equipo consta de un vehículo donde está instalado el sistema de control y el remolque, donde van instalados los sistemas de aplicación de carga, medida de deflexiones y toma de testigos, cubierto por una carcasa metálica que le protege del agua, aceite, polvo, etc. El sistema de medida y el sistema hidráulico están controlados por una PC portátil, instalada en el vehículo de arrastre, desde donde el operador organiza la ejecución y la recolección de la información.

La placa de ensayo es de forma circular de 30 cm de diámetro, recubierta de caucho para adaptarse a la superficie del pavimento, el sistema de dos masas tiene la ventaja que la transmisión se realiza de forma suave (semejante a la forma en que los vehículos inciden sobre el pavimento). El sistema está diseñado para ser insensible a las fuerzas laterales que se pueden crear por desniveles del pavimento.

El FWD KUAB mide la deflexión mediante transductores de deflexión denominados sismómetros, que usan un sistema de masa y muelle como referencia y un transformador diferencial LVDT como sensor. El rango de medida es de 0 a 5 mm. Dispone de 7 sismómetros que se colocan a voluntad del operador y según el tipo de estudio que se vaya a realizar. Una disposición frecuente para pavimentos flexibles es la secuencia siguiente 0-20-30-45-60-90-120 cm, aunque se puede llegar a alcanzar un máximo de 250 cm.

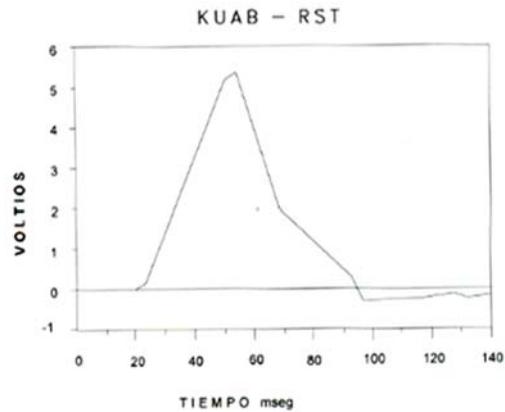


Figura 5.6 Forma y duración de la carga FWD
Fuente: Ficha Técnica FWD KUAB Modelo 50 – GESTVIAL



Fotografía 5.1 Vista interior del Deflectómetro de Impacto Marca KUAB
Fuente: Elaboración Propia



Fotografía 5.2 Vista Panorámica del Deflectómetro de Impacto Marca KUAB
Fuente: Elaboración Propia

Los datos de deflexiones se analizaron mediante la metodología descrita en la Guía de diseño de pavimentos AASHTO 1993 [2], el cual permite estimar el Módulo de Elasticidad de la Subrasante mediante un procedimiento de retrocalculo, siguiendo esta metodología al final del proceso es necesario afectar el valor del módulo elástico obtenido por un factor “C”, el cual garantiza una compatibilidad entre el módulo obtenido en laboratorio y el módulo retrocalculado a partir de deflexiones. De acuerdo a recomendaciones de la Guía AASHTO 1993 [2] se asignará un valor de $C=0.33$ cuando los suelos de fundación sean clasificados -según la clasificación AASHTO- como A-7-6 y A-6, cuyas características son típicas del suelo de subrasante del Experimento de Carreteras AASHO.



Fotografía 5.3 Medición de deflexiones sobre capa base con deflectómetro de Impacto Marca KUAB
Fuente: Elaboración Propia



Fotografía 5.4 Registro de Deflexiones
 Fuente: Elaboración Propia

A continuación se presentan los resultados correspondientes a cada Sub Sector:

SUB SECTOR 1		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	EP (psi)
km	km				FWD	FWD
4+025	4+425	Izquierdo	60	4+025	36452.4	69032.5
				4+075	39235.0	70663.5
				4+125	36366.4	63494.0
				4+175	35528.5	66284.3
				4+225	38937.8	72490.1
				4+275	54678.6	90700.7
				4+325	35365.5	62871.3
				4+375	42360.9	65647.0
			4+425	40792.0	71811.4	

Tabla 5.35 Resultados del Módulo Elástico Retrocalculo con FWD – Sub Sector 1
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 2		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	EP (psi)
km	km				FWD	FWD
6+850	7+000	Derecho	80	6+850	42302.8	86134.1
				6+900	31150.2	82495.3
				6+950	36844.4	94882.7
				7+000	38072.5	79233.5

Tabla 5.36 Resultados del Módulo Elástico Retrocalculo con FWD – Sub Sector 2
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 3		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	EP (psi)
km	km				FWD	FWD
10+075	10+275	Izquierdo	60	10+075	37608.2	70914.4
				10+125	24651.3	54682.0
				10+175	27633.3	58235.3
				10+225	31436.0	86079.9
				10+275	45085.9	75322.0

Tabla 5.37 Resultados del Módulo Elástico Retrocalculo con FWD – Sub Sector 3
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 4		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	EP (psi)
km	km				FWD	FWD
10+425	10+525	Izquierdo	40	10+425	34728.3	62700.3
				10+475	28983.8	52988.7
				10+525	36026.6	60010.9

Tabla 5.38 Resultados del Módulo Elástico Retrocalculo con FWD – Sub Sector 4
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 5		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	EP (psi)
km	km				FWD	FWD
10+725	10+775	Izquierdo	40	10+725	35044.0	52642.7
				10+775	32530.3	104687.5

Tabla 5.39 Resultados del Módulo Elástico Retrocalculo con FWD – Sub Sector 5
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 6		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	EP (psi)
km	km				FWD	FWD
10+950	11+000	Derecho	100	10+950	49421.1	79855.1
				11+000	41900.5	69984.4

Tabla 5.40 Resultados del Módulo Elástico Retrocalculo con FWD – Sub Sector 6
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 7		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	EP (psi)
km	km				FWD	FWD
11+200	11+400	Derecho	80	11+200	41228.3	80952.0
				11+250	50721.6	88913.1
				11+300	48185.5	82439.9
				11+350	47010.3	69391.4
				11+400	39335.1	69377.6

Tabla 5.41 Resultados del Módulo Elástico Retrocalculo con FWD – Sub Sector 7
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 8		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	EP (psi)
km	km				FWD	FWD
11+325	11+575	Izquierdo	80	11+325	47590.6	78130.6
				11+375	50390.1	76501.3
				11+425	39135.5	81944.6
				11+475	39740.6	78982.9
				11+525	41228.3	72400.4
				11+575	37244.9	72506.7

Tabla 5.42 Resultados del Módulo Elástico Retrocalculo con FWD – Sub Sector 8
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 9		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	EP (psi)
km	km				FWD	FWD
13+425	13+525	Izquierdo	80	13+425	47886.2	84397.2
				13+475	42360.9	76156.9
				13+525	24651.3	72166.0

Tabla 5.43 Resultados del Módulo Elástico Retrocalculo con FWD – Sub Sector 9
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 10		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	EP (psi)
km	km				FWD	FWD
15+775	15+975	Izquierdo	80	15+775	52446.8	81324.9
				15+825	38500.3	91065.6
				15+875	43557.5	80316.6
				15+925	42831.6	91180.4
				15+975	51142.2	97520.9

Tabla 5.44 Resultados del Módulo Elástico Retrocalculo con FWD – Sub Sector 10
 Fuente: Elaboración Propia

Para realizar el análisis estadístico de los resultados se agrupó los sub sectores en función al espesor de subrasante mejorada:

SUB SECTOR		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	EP (psi)
4 y 5					FWD	FWD
km	km					
10+425	10+525	Izquierdo	40	10+425	34728.3	62700.3
				10+475	28983.8	52988.7
				10+525	36026.6	60010.9
10+725	10+775	Izquierdo	40	10+725	35044.0	52642.7
				10+775	32530.3	104687.5
Promedio					33,462.6	66,606.0
Desviación Estándar					2,811.0	21,733.4
Coeficiente de Variación					8%	33%

Tabla 5.45 Resumen Estadístico del Módulo Resiliente Retrocalculado FWD Sub Sector 4 y 5
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	EP (psi)
2, 7, 8, 9 y 10					FWD	FWD
km	km					
6+850	7+000	Derecho	80	6+850	42302.8	86134.1
				6+900	31150.2	82495.3
				6+950	36844.4	94882.7
				7+000	38072.5	79233.5
11+200	11+400	Derecho	80	11+200	41228.3	80952.0
				11+250	50721.6	88913.1
				11+300	48185.5	82439.9
				11+350	47010.3	69391.4
11+325	11+575	Izquierdo	80	11+400	39335.1	69377.6
				11+325	47590.6	78130.6
				11+375	50390.1	76501.3
				11+425	39135.5	81944.6
				11+475	39740.6	78982.9
				11+525	41228.3	72400.4
13+425	13+525	Izquierdo	80	11+575	37244.9	72506.7
				13+425	47886.2	84397.2
				13+475	42360.9	76156.9
				13+525	24651.3	72166.0
15+775	15+975	Izquierdo	80	15+775	52446.8	81324.9
				15+825	38500.3	91065.6
				15+875	43557.5	80316.6
				15+925	42831.6	91180.4
				15+975	51142.2	97520.9

Promedio	42,328.6	81,235.4
Desviación Estándar	6,696.2	7,771.5
Coefficiente de Variación	16%	10%

Tabla 5.46 Resumen Estadístico del MR Retrocalculado FWD Sub Sector 2, 7, 8, 9, 10

Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	EP (psi)
1 y 3					FWD	FWD
km	km					
4+025	4+425	Izquierdo	60	4+025	36452.4	69032.5
				4+075	39235.0	70663.5
				4+125	36366.4	63494.0
				4+175	35528.5	66284.3
				4+225	38937.8	72490.1
				4+275	54678.6	90700.7
				4+325	35365.5	62871.3
				4+375	42360.9	65647.0
10+075	10+275	Izquierdo	60	4+425	40792.0	71811.4
				10+075	37608.2	70914.4
				10+125	35214.3	54682.0
				10+175	27633.3	58235.3
				10+225	31436.0	86079.9
				10+275	45085.9	75322.0

Promedio	38,335.3	69,873.5
----------	----------	----------

		Desviación Estándar	6,400.7	9,710.5
		Coefficiente de Variación	17%	14%

Tabla 5.47 Resumen Estadístico del Módulo Resiliente Retrocalculado FWD Sub Sector 1 y 3
 Fuente: Elaboración Propia

SUB SECTOR 6		Carril	Espesor Mejoramiento (cm)	Progresiva	MR _{SR} (psi)	EP (psi)
km	km				FWD	FWD
10+950	11+000	Derecho	100	10+950	49421.1	79855.1
				11+000	41900.5	69984.4

		Promedio	45,660.8	74,919.7
		Desviación Estándar	5,317.9	6,979.6
		Coefficiente de Variación	12%	9%

Tabla 5.48 Resumen Estadístico del Módulo Resiliente Retrocalculado FWD Sub Sector 6
 Fuente: Elaboración Propia

		Módulo Resiliente Retrocalculado con deflexiones medidas con FWD	
		MR _{EQUIVALENTE}	EP (Base+Sub base)
		(psi)	(psi)
Espesor de Mejoramiento (cm)	40	33,462.6	66,606.0
	60	38,335.3	69,873.5
	80	42,328.6	81,235.4
	100	45,660.8	74,919.7

Tabla 5.49 Resumen Estadístico del Módulo Resiliente y Módulo Compuesto Retrocalculado
 Fuente: Elaboración Propia

Considerando el retrocálculo modular a partir de deflexiones medidas con Viga Benkelman y las mediciones con FWD se tiene el siguiente resumen de resultados

:

		Viga Benkelman		FWD		
		MR _{SF}	EP	MR _{EQUIVALENTE}	MR _{EQUIVALENTE} Corregido	EP (base+sub base)
		(psi)	(psi)	(psi)	(psi)	(psi)
Espesor de Mejoramiento (cm)	40	5,847.2	27,935.3	33,462.5	11,042.6	66,606.0
	60	5,726.7	19,750.6	38,335.3	12,650.6	69,873.4
	80	5,472.9	17,449.6	42,328.5	13,968.4	81,235.4
	100	5,036.3	16,910.6	45,660.7	15,068.0	74,919.7

Tabla 5.50 Resultados de la Evaluación Estructural con VB y FWD
 Fuente: Elaboración Propia

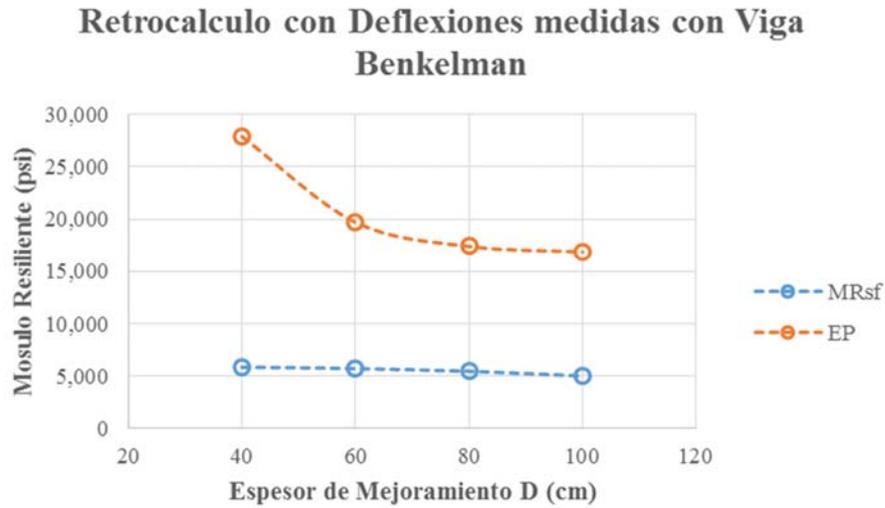


Figura 5.7 Resultados de Retrocalculo Modular con VB
Fuente: Elaboración propia

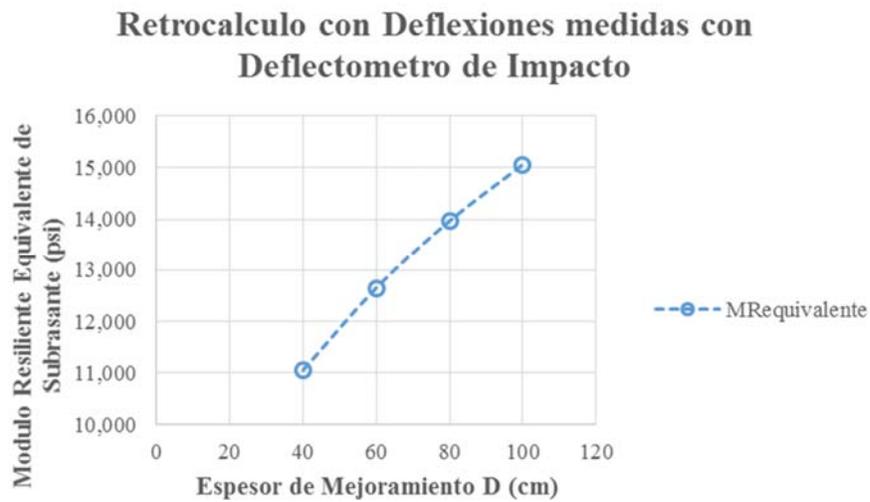


Figura 5.8 Resultados de Retrocalculo Modular con FWD
Fuente: Elaboración propia

5.1.4 Verificaciones del Proceso de Calibración

Con los resultados antes obtenidos se plantea realizar dos verificaciones: Primero se verificará que el Módulo Resiliente de la capa de mejoramiento (E^*) sea mayor al Módulo Resiliente del mejoramiento (EP) obtenido cuando en la ecuación AASHTO 1993 [2] se cumpla la igualdad siguiente: $d_0 = d_{ADMISIBLE}$

$$d_0 = 1.5Pa \left[\frac{1}{MR \sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \sqrt{\frac{E_r}{MR}} \right)^2}} + \frac{1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \right)^2}}}{E_r} \right]$$

Ecuación 5.1

Si $d_0 = d_{admisible} = 0.051$ pulgadas

Resolviendo la ecuación 5.1 se tiene que el mínimo valor modular de la capa de mejoramiento debe de ser:

Espesor de Mejoramiento		Deflexión Admisible	MR de Subrasante Natural	MR de la capa de mejoramiento (E^*)
D	D	Subrasante		VB
(cm)	(pulgada)	(pulgada)	(psi)	(psi)
40	15.75	0.05122	5,847	21,528
60	23.62	0.05122	5,727	18,340
80	31.50	0.05122	5,473	17,239
100	39.37	0.05122	5,036	16,808

Tabla 5.51 Verificación del Mínimo valor de EP (cuando $d_0 = d_{admisible}$)
 Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto, de acuerdo a los resultados obtenidos se tiene:

Para D=40cm → $E^*=27,935$ psi > EP=21,528 psi → CUMPLE!
 Para D=60cm → $E^*=19,750$ psi > EP=18,340 psi → CUMPLE!
 Para D=80cm → $E^*=17,449$ psi > EP=17,239 psi → CUMPLE!
 Para D=100cm → $E^*=16,910$ psi > EP=16,808 psi → CUMPLE!

Además se verificará que el Módulo Resiliente equivalente retrocalculado con mediciones FWD sea mayor o igual al módulo resiliente de diseño del pavimento (12.6 ksi). De cumplirse con las condiciones descritas se habrá seleccionado un adecuado espesor de mejoramiento (D).

Para D=40cm → $MR_{\text{equivalente}} = 11,042 \text{ psi} > 12,600 \text{ psi} \rightarrow \text{NO CUMPLE!}$
Para D=60cm → $MR_{\text{equivalente}} = 12,650 \text{ psi} > 12,600 \text{ psi} \rightarrow \text{CUMPLE!}$
Para D=80cm → $MR_{\text{equivalente}} = 13,968 \text{ psi} > 12,600 \text{ psi} \rightarrow \text{CUMPLE!}$
Para D=100cm → $MR_{\text{equivalente}} = 15,068 \text{ psi} > 12,600 \text{ psi} \rightarrow \text{CUMPLE!}$

De los resultados antes expuestos se deduce que un espesor de mejoramiento de 40cm para las condiciones, variables y parámetros del proyecto sería insuficiente.

Para resumir la propuesta metodológica, en la Figura 5.9 se presenta un diagrama flujo que resume las actividades de calibración del procedimiento.

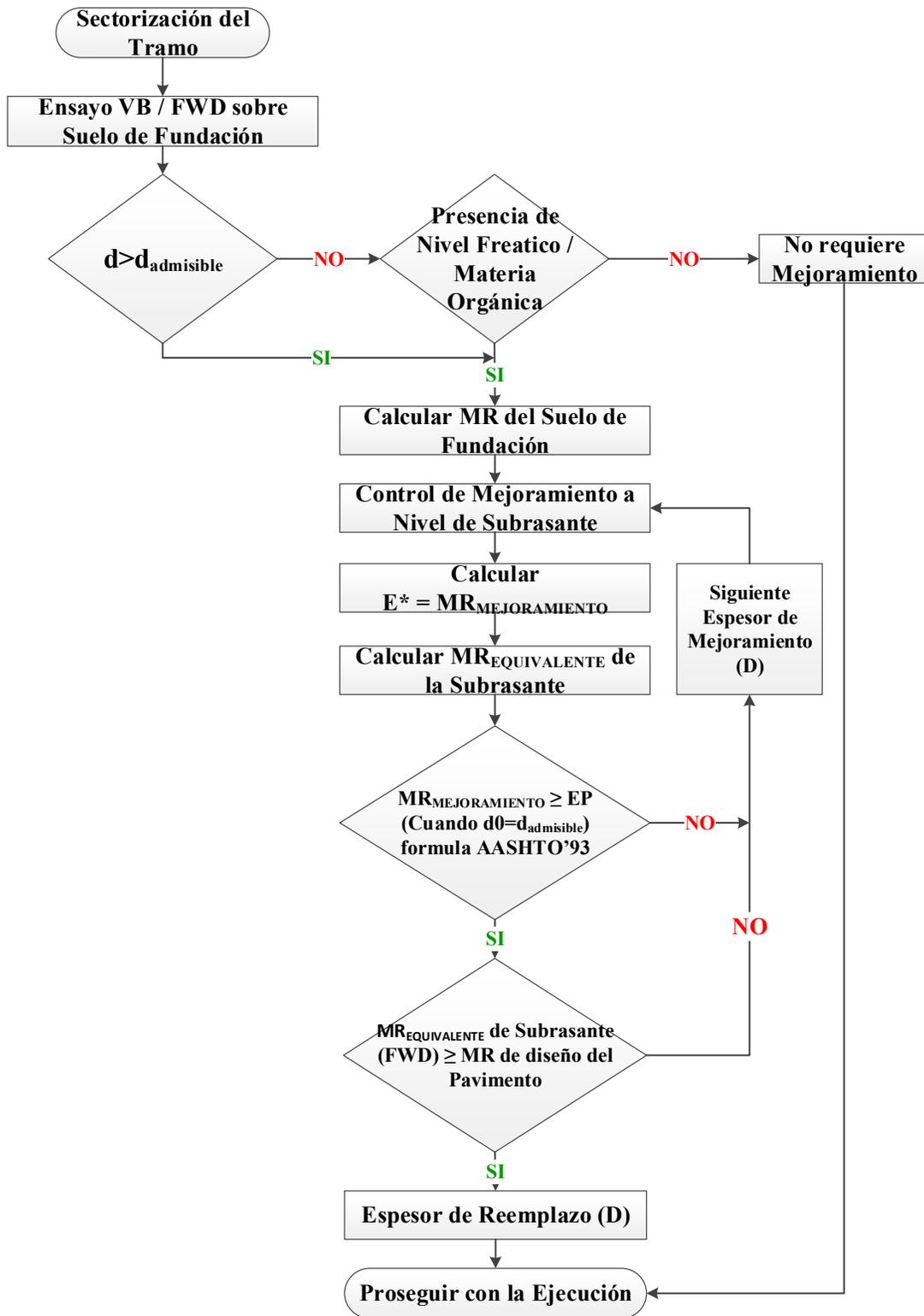


Figura 5.9 Diagrama de Flujo del proceso de calibración
 Fuente: Elaboración Propia

5.2 DIMENSIONAMIENTO DIRECTO DE ESPESORES DE SUBRASANTE MEJORADA

Para facilitar la aplicación del proceso de dimensionamiento expuesto en la presente tesis, se resumirá el proceso descrito en una carta de diseño aplicación directa para el ingeniero de carreteras. Esta carta de diseño considera un indicador representativo de proceso, el cual vincule la capacidad de soporte (módulos de resiliencia) y los datos de entrada básicos en la evaluación de campo (deflexiones).

El indicador designado es el denominado factor de Longitud de Curva (R5), el mismo que puede ser estimado en campo de forma directa a partir de la medición de cuencos de deflexiones medidos sobre el suelo de fundación, el objetivo es cuantificar la diferencia entre el R5 requerido (calibrado en la presente tesis) y el R5 existente en campo, con lo cual se obtendrá el espesor de mejoramiento correspondiente.

Para el cálculo del Factor de Longitud de Curva (R5) se debe resolver la siguiente ecuación:

$$R5 = R * \left(\frac{A^C - B}{\left(A * \left(\frac{D0}{DR} - 1 \right) \right)^C - B} \right) \quad \text{Ecuación 5.2}$$

Donde:

- R5 = Factor de Longitud de Curva (cm)
- R = Distancia a la que se mide la deflexión DR
- D0 = Deflexión máxima
- DR = Deflexión a la distancia R
- A, B, C = Coeficientes de correlación (Tabla 4.1)

H/Lo=10	u	A	B	C
∞	Cualquier Valor	3.115	0	0.584
DR/D0>0.7	0.5	2.46	0	0.592
DR/D0<0.7	0.5	371.1	2	0.219
DR/D0>0.426	0.4	2.629	0	0.548
DR/D0<0.426	0.4	2283.4	3	0.2004

Tabla 5.52 Coeficientes de ajuste para el cálculo de R5
 Fuente: Elaboración Propia en función a la referencia [14]

Para la calibración del indicador R5 fue necesario cuantificar los valores iniciales a partir de la evaluación deflectométrica realizada en el suelo de fundación (antes del mejoramiento) los cuales como se muestran en la Tabla 5.52 son equivalentes, dado que pertenecen a suelos con similares características físicas y mecánicas; a partir de la colocación de los diferentes espesores de mejoramiento (D=40-60-80-100cm) y una nueva

evaluación deflectométrica se cuantificó la evolución del Factor R5 de acuerdo al espesor de mejoramiento considerado, evidenciando una tendencia creciente a mayor espesor de mejoramiento.

D (cm)	R5 (antes)	R5 (después)	$\Delta R5$
40	56.5	62.0	5.5
60	54.7	64.9	10.2
80	55.0	65.3	10.3
100	54.7	74.9	20.2

Tabla 5.53 Factor de Longitud de Curva R5 (cm)
 Fuente: Elaboración Propia

Para fines de la calibración del Factor R5 requerido se consideró un valor inicial R5 promedio, con lo cual se obtuvieron los siguientes resultados:

D (cm)	R5 (antes)	R5 (después)	$\Delta R5$
40	55.3	62.0	6.7
60		64.9	9.6
80		65.3	10.0
100		74.9	19.7

Tabla 5.54 Evaluación del Factor de Longitud de Curva R5 (cm)
 Fuente: Elaboración Propia

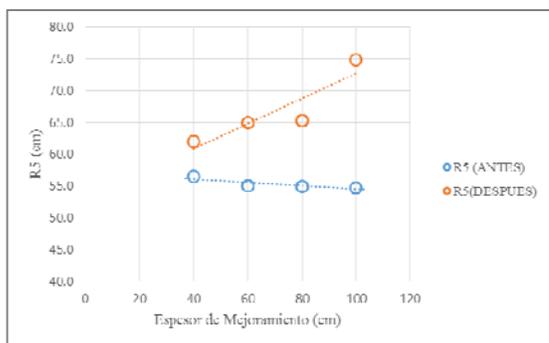


Figura 5.10 Factor de Longitud de Curva R5 (antes y después del mejoramiento)
 Fuente: Elaboración Propia

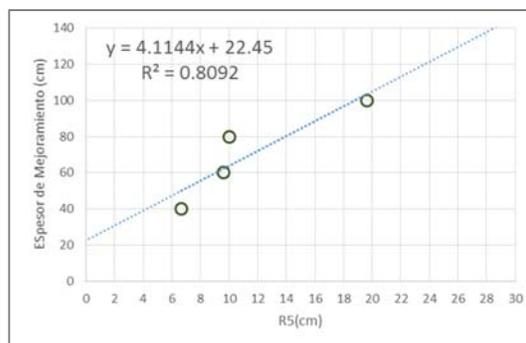


Figura 5.11 Evolución del factor R5 después del mejoramiento
 Fuente: Elaboración Propia

Para definir el indicador R5 (requerido) se evaluará el correspondiente al mínimo espesor de mejoramiento de subrasante que cumpla con las verificaciones del proceso de calibración, es decir, que el módulo resiliente equivalente de la subrasante sea superior al módulo resiliente de diseño y que el módulo resiliente de la capa de mejoramiento sea mayor al módulo resiliente EP cuando $d_0 = d_{\text{admisible}}$. Teniendo en cuenta este criterio y a

partir de los resultados expuestos en las tablas 5.52 y 5.53 se tiene que el mínimo espesor de mejoramiento que cumple los requerimientos es para $D=60\text{cm}$ al cual le corresponde un Factor de Longitud de Curva $R5=65\text{cm}$, el cual pasa a ser el R5 requerido.

Para fines prácticos y directos para la estimación del espesor requerido de mejoramiento de subrasante se ha elaborado una carta de diseño a partir de los resultados mostrados en las figuras 5.10 y 5.11.

Carta de Diseño para determinar el Espesor de Subrasante Mejorada

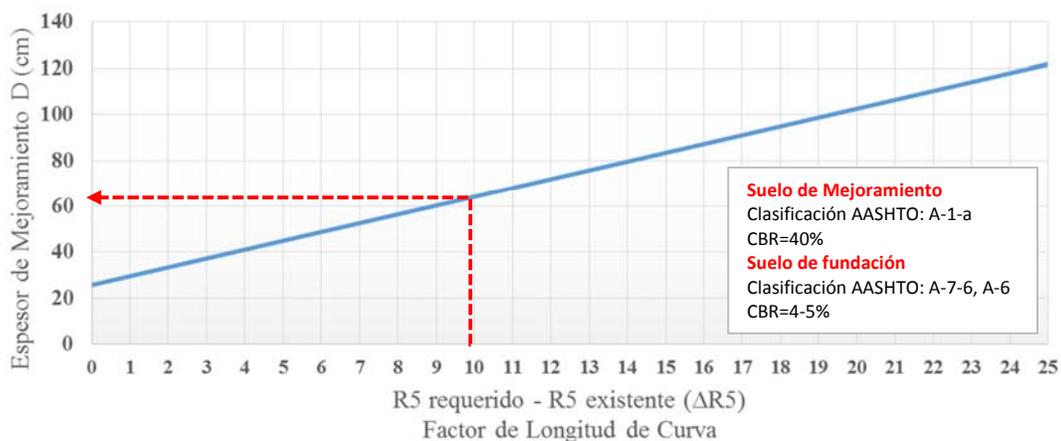


Figura 5.12 Carta de diseño para dimensionar el espesor de subrasante mejorada
 Fuente: Elaboración Propia

Por ejemplo, para el caso de la carretera en estudio se tiene los siguientes datos de entrada:

$R5$ (requerido)= 65cm (factor calibrado)

$R5$ (existente) = 55cm (dato de entrada)

$\Delta R5= 10\text{cm}$

Ingresando a la carta de diseño con el valor $\Delta R5=10\text{cm}$, se tiene que el espesor necesario de mejoramiento es de **60cm**.

5.3 PROCEDIMIENTO DEL MANUAL DE CARRETERAS DEL MTC

A continuación se desarrolla un ejemplo de aplicación empleando el método designado en el Manual de Carreteras MTC [24] y usando los datos de entrada del proyecto de experimentación a escala real.

Datos:

Tramo: Carretera Chanchamayo - Villarica, Tramo: Pte. Raither – Pte. Paucartambo
 ESAL (10 años): 5.55E+06 SN_{REQUERIDO}: 3.79
 ESAL (20 años): 1.47E+07 SN_{REQUERIDO}: 4.36

Procedimiento:

- Se calculará el número estructural SN del pavimento para 20 años, el material a emplear (*como reemplazo*) tendrá un CBR>10% e IP menor a 10, o en todo caso será similar. Cuando en los sectores adyacentes al sector de sustitución de suelos presentan un CBR>10%, para el cálculo del SN se utilizará el mayor valor de CBR de diseño, que representa el material de reemplazo, este número estructural SN calculado se denominará SN_m (mejorado), luego se calculará el SN del pavimento para el CBR del material de subrasante existente (menor a 6%), que se denominará SN_e (existente).

$$\begin{aligned} SN_m (20 \text{ años}) &= 4.36 \quad (SN_{MEJORADO}) \\ SN_e (20 \text{ años}) &= 5.02 \quad (SN_{EXISTENTE}) \end{aligned}$$

Nota: El SN_m se calculó con un CBR de 12% que era el máximo CBR del sector adyacente al mejoramiento y el SN_e se calculó con un CBR de 6%

- Se realizará la diferencia algebraica de números estructurales:

$$\begin{aligned} \Delta SN &= SN_e - SN_m \\ \Delta SN &= 0.66 \end{aligned}$$

- Habiéndose elegido el material de reemplazo (CBR≥10%) a colocar (según SN_m calculado), se obtendrán los valores correspondientes de coeficiente estructural (a_i) y coeficiente de drenaje (m_i), luego de obtener dichos valores se procederá a obtener el espesor E, aplicando la siguiente ecuación:

$$E = \frac{\Delta SN}{a_i * m_i}$$

Considerando: a_i= 0.021 (1/cm) = 0.053 (1/in)
 m_i= 1.00

$$E = 12.4 \text{ in} = 30\text{cm} \quad (E=\text{Espesor de mejoramiento})$$

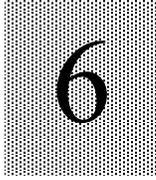
Con la intención de estimar la sensibilidad de los resultados del proceso recomendado en el Manual de Carreteras MTC [24] se plantean dos condiciones adicionales a la inicial:

Primero, si consideramos que la zona adyacente al sector de sustitución de suelos tiene un CBR=20% y el CBR existente es de 6%, el espesor de mejoramiento necesario será de $E=53$ cm.

Segundo, si consideramos que la zona adyacente al sector de sustitución de suelos tiene un CBR=20% y el CBR existente es de 4%, el espesor de mejoramiento necesario será de $E=75$ cm.

5.4 ANALISIS COMPARATIVO

- El proceso recomendado en el Manual de Carreteras MTC [24] considera un coeficiente estructural para la capa de reemplazo de $a_4=0.021(1/\text{cm})$ como una generalidad, sin sustentar adecuadamente dicho valor y sin tomar en cuenta que este indicador está directamente relacionado al espesor final de mejoramiento.
- Se demostró que al aplicar el proceso recomendado en el Manual de Carreteras, mínimas variaciones en los datos de entrada (CBR existente y CBR adyacente a la zona de sustitución) alteran el resultado final, con lo cual se sub y sobre dimensiona fácilmente el espesor necesario de mejoramiento.
- El proceso recomendado en el Manual de Carreteras no garantiza que el módulo equivalente de la subrasante mejorada sea mayor a la del diseño del pavimento.
- El Manual de Carreteras MTC concluye en recomendar espesores de remplazo en función al tráfico (ESAL) y al CBR del material de reemplazo; sin embargo, estos espesores de diseño con coinciden con el proceso numérico cuando se aplica estrictamente.
- El proceso analítico-calibrado de la presente tesis contempla una mayor cantidad de variables de diseño y se sustenta en resultados de laboratorio y sobre todo en pruebas in-situ en el pavimento con equipos de última generación, donde se refleja el verdadero comportamiento y respuesta de los componentes de la estructura.
- En la secuencia de pasos para la calibración del proceso propuesto se considera la interacción entre el suelo de fundación (suelo natural) y la capa de subrasante mejorada a través del Módulo Equivalente de la subrasante, el cual es un indicador del comportamiento mecánico de la subrasante cuando se tiene suelos estratificados de acuerdo a la filosofía del diseño de pavimentos según AASHTO.
- Al dimensionar espesores de subrasante mejorada por el proceso expuesto en esta investigación se garantiza que el Módulo Resiliente de la subrasante mejorada cumpla con ser superior al Módulo Resiliente de diseño del pavimento.
- Para la aplicación directa y rápida del método analítico-calibrado se ofrece una carta de diseño que facilita la estimación del espesor necesario de mejoramiento de subrasante.



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- El presente trabajo de tesis propone un procedimiento analítico-calibrado para dimensionar el espesor de subrasante mejorada a partir de pruebas in-situ y el análisis de esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles.
- Debido a la falta de un procedimiento analítico de diseño los mejoramientos de subrasante suelen estar dimensionados en base a la experiencia del diseñador, recomendando en algunos casos grandes espesores o en su defecto espesores insuficientes, lo que altera el presupuesto inicial de obra generando adicionales y/o deterioros prematuros del pavimento, respectivamente.
- El Manual de Carreteras del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, en la Sección Suelos y Pavimentos establece un procedimiento para determinar el espesor de reemplazo en función al valor de soporte del suelo existente, asignándole un coeficiente estructural a la capa de subrasante mejorada de $a_4=0.021$ como una generalidad.
- Para validar el procedimiento planteado en la tesis se desarrolló una secuencia ordenada y sistemática de actividades que consideraron metodologías enmarcadas en el estado del arte y estado de la práctica en la ingeniería de pavimentos, las cuales permitieron sustentar analíticamente el proceso para el dimensionamiento de espesores de subrasante mejorada en pavimentos flexibles.
- Si bien en la bibliografía vial existen una gran cantidad de ecuaciones que correlacionan el CBR con el Modulo Resiliente, es en este momento que debemos recordar que toda ecuación de correlación es empírica, lo que significa que es 100% aplicable al lugar de donde procede, entonces pierde confiabilidad cuando intentamos extrapolarla a condiciones “parecidas”.
- Para estimar el Módulo Resiliente del Suelo de Fundación, el Módulo Resiliente de la capa de mejoramiento y el Modulo Resiliente Equivalente de la subrasante, se recurrió a técnicas de retrocalculo (Método de Hogg y AASHTO 1993), las cuales

en la actualidad son de fácil implementación en hojas de cálculo Excel, no requiriendo un software especializado.

- El proceso analítico-calibrado de la presente tesis contempla una mayor cantidad de variables de diseño que el proceso del Manual de Carreteras del MTC y se sustenta en resultados de laboratorio y sobre todo en pruebas in-situ en el pavimento con equipos de última generación, donde se refleja el verdadero comportamiento y respuesta de los componentes de la estructura.
- Al dimensionar espesores de subrasante mejorada por el proceso calibrado en esta investigación se garantiza que el Módulo Resiliente de la subrasante mejorada cumpla con ser igual o mayor al Módulo Resiliente de diseño del pavimento.
- Para la aplicación directa y rápida del método analítico-calibrado se ofrece una carta de diseño que está en función a un indicador denominado Factor de Longitud de Curva (R5).
- En relación al proceso recomendado en el Manual de Carreteras del MTC se demostró que mínimas variaciones en los datos de entrada (CBR existente y CBR adyacente a la zona de sustitución) alteran el resultado final, por ejemplo la variación de 4 a 6% del CBR del suelo existente –aplicado en el procedimiento de diseño del MTC– resulta en espesores de reemplazo con una diferencia mayor a 20cm, diferencia que no se toma en cuenta en la recomendación de dicho Manual.
- El Manual de Carreteras MTC concluye en recomendar espesores de reemplazo en función al tráfico (ESAL) y al CBR del material de reemplazo; sin embargo, estos espesores de diseño no coinciden con el espesor resultante de aplicar el proceso numérico.
- A una profundidad de 1.50m los esfuerzos verticales originados por cargas de ruedas simples y simples duales se disipan a valores casi nulos, por lo tanto, se podría considerar que la máxima profundidad de excavación y reemplazo de suelos (cuando se trata de una plataforma en corte) debiera ser de 1.50m medidos desde la rasante del pavimento; sin embargo, debido a la acción de esfuerzos geostáticos y el según el tipo de suelo de fundación, cuando se sobredimensiona el espesor de mejoramiento de subrasante podrían ocasionarse deformaciones plásticas por consolidación en la plataforma del pavimento.
- De acuerdo al análisis de resultados de la investigación se concluye que a mayores espesores de mejoramiento el módulo resiliente de la capa de mejoramiento disminuye -lo cual parecería contradictorio- pero se explica porque al igual que en los terraplenes, en los mejoramientos se distinguen tres partes: Base, Cuerpo y Corona de Mejoramiento, y siguen los mismos requerimientos técnicos del terraplén. Por lo tanto, para el mejoramiento de H=60cm el módulo resiliente E^* representa al módulo equivalente de dos capas (base y cuerpo de mejoramiento); mientras que para los mejoramientos donde H=80 y 100cm, el módulo E^* representa al módulo equivalente de tres capas (base, cuerpo y corona de mejoramiento); solo cuando el mejoramiento es de H=40cm el módulo E^*

representa a una sola capa denominada corona de mejoramiento y que es la de mejor calidad y resistencia en comparación a las capas subyacentes consideradas en mejoramientos de subrasante.

- Al comparar los resultados obtenidos en la presente tesis con los procesados por la metodología recomendada en el Manual de Carreteras MTC, se concluye que los resultados son disimiles debido a que el procedimiento del Manual de Carreteras MTC no tiene un sustento técnico y no considera todas las variables y parámetros que inciden en el dimensionamiento del espesor adecuado de subrasante mejorada en pavimentos flexibles.

6.2 RECOMENDACIONES

- Futuros trabajos de investigación deben orientarse a complementar los resultados obtenidos en la presente tesis, este propósito se logrará implementando el proceso en la construcción de carreteras con variables (suelo de fundación, suelos de reemplazo, espesores de mejoramiento) disimiles a las consideradas en la presente investigación.
- Debido a las limitaciones del ensayo del CBR (condiciones estándares de humedad y compactación, confinamiento, escala de ejecución), el CBR es un parámetro cuyo uso debe estar condicionado al completo entendimiento de sus limitaciones, y que debe ser considerado solo como un valor de referencia, debiendo ser contrastado o verificado con métodos más evolucionados como el retrocálculo modular.
- Si bien es recomendable el uso de metodologías no destructivas (medición de deflexiones con Viga Benkelman o FWD) en el proceso para determinar los módulos elásticos del suelo, se deberá tener en cuenta la estación del año en la que se realicen las mediciones, dado que el efecto del nivel freático podría incidir en los resultados.
- En el caso de suelos tipo turbas, se recomienda desarrollar mejoramientos profundos y conformar en la base del mejoramiento bolonerías (TM 10'') en matriz granular que permita la compactación de las capas superiores y así evitar deformaciones en la conformación de las capas sobreyacentes del pavimento.
- Para la determinación del Módulo Resiliente de diseño en suelos de fundación estratificado, similar al que se tiene cuando se realiza mejoramientos de subrasante, se debe emplear un valor equivalente o combinado del Módulo Resiliente, tal como lo recomienda la publicación complementaria a la guía de AASHTO [11]. En esta publicación indica que por practicidad cuando la parte superior del estrato es de menor resistencia se toma esta para el diseño y en caso contrario se calcula el módulo equivalente.
- En futuras experiencias se debe considerar en el proceso analítico-calibrado el uso de productos geosintéticos como p.ej. geomallas.

- La continuación de trabajos de investigación así como la identificación de diferentes variables al proceso calibrado debería suscitar interés y atención para las empresas constructoras dado el potencial que se podría conseguir en términos técnicos y económicos.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] **AASHTO.** (2008). Mechanistic-empirical pavement design guide: a manual of practice. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. PP213
- [2] **AASHTO.** (1993). AASHTO guide for design of pavement structures, 1993. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. PP624
- [3] **Asphalt Institute.** (2000). Asphalt Overlays for Highway and Street Rehabilitation. Asphalt Institute, Lexington, KY. PP177
- [4] **Asphalt Institute.** (1982). Research and development of the Asphalt Institute's thickness design manual (MS-1) ninth edition. Asphalt Institute, College Park Md. PP86
- [5] **Burak F. Tanyu, Woon-Hyung Kim, Tuncer B. Edil y Craig H. Benson** (2005) Development of Methodology to Include Structural Contribution of Alternative Working Platforms in Pavement Structure. TRR. Journal of the Transportation Research Board N° 1936. Washington D.C. PP77
- [6] **Carter M., Bentley S.** (1991). Correlations of Soils Properties. Pentech Press Limited Graham Lodge, Graham Road, Londom. PP70
- [7] **Conrevial.** (1984). "Estudio de rehabilitación de carreteras en el país". Informe elaborado por el Consorcio de Rehabilitación Vial, Capítulo VI, Volumen C. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Lima. PP325
- [8] **Das, B.M.** (2008). "Fundamentals of geotechnical engineering" Thirdh Edition. CL-Engineering ed. ISBN-10-495-29572-8. PP637
- [9] **Del Águila, P.; Olarte, J.** (2011) "Experiencias sobre la implementación de la nueva guía mecanístico - empiricista (MEPDG) en el Perú". Ponencia presentada al XVI Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto. Rio de Janeiro, Brasil.
- [10] **Del Águila, P.M.** (2012), "Determinación del Módulo Resiliente del Suelo de Fundación mediante Método Empírico - Mecanicista". Curso sobre Evaluación Estructural de Pavimentos. Colegio de Ingenieros del Perú, Arequipa.
- [11] **FHWA.** (1997). Design Pamphlet for the Determination of Design Subgrade in Support of the 1993 AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures. Federal Highway Administration FHWA-RD-97-083, Georgetown Pike. PP33

- [12] **Gutiérrez W.** (2011) “Modelación Geotécnica de Pavimentos Flexibles con Fines de Análisis y Diseño en el Perú”. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú. PP84
- [13] **Hoffman, M.S.,** (1977). “Application of Elasticity Models for the Evaluation of Flexible Pavements”. Research Report N° 015-664, Transportation Research Institute, Technion, Israel. PP42
- [14] **Hoffman, M.S., and Del Águila, P.M.** (1985). “Estudio de Evaluación Estructural de Pavimentos basados en la interpretación de curvas de deflexiones (Ensayos No Destructivo)”. Manual técnico presentado por el Consorcio Berger-Lagesa al Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Lima. PP39
- [15] **Hogg, A.H.A.** (1944). “Equilibrium of a thin slab on an elastic foundation of finite depth”. Philosophical Magazine, Vol. 35 (243), 1944.
- [16] **Huang, Y.H.** (2004). Pavement Analysis and Design. Pearson/Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ. PP767
- [17] **IDPP.** (1997). Traducción autorizada de la Guía AASHTO para el Diseño de Estructuras de Pavimentos 1993. Instituto para el Desarrollo de los Pavimentos en el Perú, Lima, Perú. PP165
- [18] **Lambe, T.W. y Whitman, R.V.** (2001). “Mecánica de Suelos”. Ed. Limusa. México. PP575
- [19] **Madrid, M., Madrid, R.** (2002). “Aspectos Metodológicos en el Proceso de Mejoramiento de Suelos”, V Congreso Nacional del Asfalto, Lima, Perú.
- [20] **Menéndez, J.R.** (2013). Ingeniería de Pavimentos. Instituto de la Construcción y Gerencia, Lima, Perú. PP538
- [21] **Montejo, F.A.** (1998). Ingeniería de pavimentos para carreteras. Universidad católica de Colombia, Bogotá. PP378
- [22] **MTC.** (2001a). Manual de Diseño Geométrico de Carreteras DG-2001: Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, Lima, Perú. PP332
- [23] **MTC.** (2013b). Manual de Carreteras: Especificaciones Técnicas Generales para Construcción EG-2013. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, Lima, Perú. PP1282
- [24] **MTC.** (2013c). Manual de Carreteras: Suelos, Geología, Geotecnia y Pavimentos. Sección Suelos y Pavimentos. Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, Lima, Perú. PP355

- [25] **MTC** (2013d), Provías Nacional. “Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Chanchamayo – Villa Rica, Tramo: Puente Raither – Puente Paucartambo – Villa Rica”. Estudio Definitivo. PP625
- [26] **Papagiannakis, A.T., and Masad, E.A.** (2008). Pavement design and materials. Wiley. PP535
- [27] **Rada, G.R., and Witzak, M.W.** (1982). “Material Layer Coefficients of Unbound Granular Materials from Resilient Modulus” Transportation Research Record 852, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1981. PP21.
- [28] **Reyes, F.A.** (2003). “Diseño Racional de Pavimentos”. Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá. PP582
- [29] **Shell.** (1978). Shell Pavement Design Manual: Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic. Shell International Petroleum Company. PP326
- [30] **Ueshita, K., Meyerhof G.G.,** (1967). Deflection of Multilayer Soil Systems. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 93. PP 257-282.
- [31] **Velásquez, L.F.** (2006). Análisis Elástico de la Deflexión de Equipos de Medición Dinámica FWD en la Auscultación de Pavimentos Flexibles. Universidad del Cauca, Popayán. PP193
- [32] **Wiseman, G. et al.** (1977). “Simple elastic models for pavement evaluation using measured surface deflection bowls”. Proceedings of the Fourth international conference on the structural design of asphalt pavements, Volume II. Ann Arbor, Michigan. PP35
- [33] **Yoder, E.J., and Witzak, M.W.** (1975). Principles of pavement design. John Wiley & Sons Inc. PP699

ANEXOS

**REHABILITACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CHANCHAMAYO - VILLARICA
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS**

MEDICIÓN DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN

SECTOR	: Puente Raither - Villarica	SUPERFICIE	: Suelo de Fundación
TRAMO	: Puente Raither - Puente Paucartambo	CARGA EJE	: 8200
FECHA	: 2010-2011	PRESIÓN	: 80 PSI
CARRIL	: Ambos	R. BRAZOS	: 1:2

PROGRESIVA (KM)	CARRIL	LECTURAS EN EL DIAL (0.01 mm)						TEMPERATURAS			OBSERVACIONES
		R0=0	R1=25cm	R2=50cm	R3=75cm	R4=100cm	R10=>500cm	HORA	AMBIENTE	ASFALTO	
								(hh:mm)	°C	°C	
Espesor de Subrasante Mejorada D=40cm											
10+430	I	0	5	13	30	37	43				
10+450	I	0	10	30	45	53	60				
10+470	I	0	5	10	20	25	30				
10+490	I	0	5	15	27	31	34				
10+510	I	0	5	10	13	17	20				
10+730	I	0	10	20	30	33	36				
10+750	I	0	20	30	35	43	50				
10+770	I	0	6	25	22	31	40				
Espesor de Subrasante Mejorada D=60cm											
4+030	I	0	4	8	13	17	20				
4+050	I	0	2	8	14	17	19				
4+070	I	0	5	10	15	20	25				
4+090	I	0	2	10	13	17	20				
4+110	I	0	5	10	15	18	20				
4+130	I	0	10	15	20	23	25				
4+150	I	0	5	10	20	23	25				
4+170	I	0	5	15	20	25	30				
4+190	I	0	6	10	16	19	22				
4+210	I	0	10	13	25	29	33				
4+230	I	0	5	15	22	26	30				
4+250	I	0	3	10	15	20	25				
4+270	I	0	5	12	15	17	19				
4+290	I	0	5	12	16	19	22				
4+310	I	0	4	10	15	18	20				
4+330	I	0	5	10	15	18	20				
4+350	I	0	4	8	20	23	25				
4+370	I	0	2	10	15	18	20				
4+390	I	0	5	10	25	30	35				
4+410	I	0	2	10	15	21	27				
10+090	I	0	10	20	25	28	30				
10+110	I	0	7	15	23	26	29				
10+130	I	0	9	20	32	37	41				
10+190	I	0	10	15	20	23	25				
10+210	I	0	3	4	20	22	24				
10+230	I	0	10	15	21	24	27				
10+250	I	0	10	20	25	28	30				
10+270	I	0	3	10	15	17	19				
Espesor de Subrasante Mejorada D=80cm											
6+860	D	0	10	22	45	50	55				
6+880	D	0	10	15	25	28	30				
6+900	D	0	12	25	55	68	80				
6+920	D	0	10	30	45	60	75				
6+940	D	0	15	25	35	40	45				

**REHABILITACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CHANCHAMAYO - VILLARICA
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS**

MEDICIÓN DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN

SECTOR	: Puente Raither - Villarica	SUPERFICIE	: Suelo de Fundación
TRAMO	: Puente Raither - Puente Paucartambo	CARGA EJE	: 8200
FECHA	: 2010-2011	PRESIÓN	: 80 PSI
CARRIL	: Ambos	R. BRAZOS	: 1:2

PROGRESIVA (KM)	CARRIL	LECTURAS EN EL DIAL (0.01 mm)						TEMPERATURAS			OBSERVACIONES
		R0=0	R1=25cm	R2=50cm	R3=75cm	R4=100cm	R10=>500cm	HORA	AMBIENTE	ASFALTO	
								(hh:mm)	°C	°C	
6+960	D	0	14	35	55	65	75				
6+980	D	0	20	40	70	80	90				
11+200	D	0	10	40	50	60	69				
11+220	D	0	5	10	15	18	20				
11+240	D	0	10	30	50	55	59				
11+260	D	0	10	15	20	21	21				
11+280	D	0	8	20	40	45	49				
11+300	D	0	10	20	25	29	32				
11+320	D	0	5	20	40	46	52				
11+340	D	0	8	15	20	30	40				
11+360	D	0	10	20	30	34	37				
11+380	D	0	5	20	25	28	30				
11+400	D	0	10	30	50	57	64				
11+330	I	0	5	10	20	23	25				
11+350	I	0	5	16	30	35	40				
11+370	I	0	11	22	30	34	37				
11+390	I	0	3	11	22	26	30				
11+410	I	0	3	10	24	33	41				
11+430	I	0	9	20	31	47	62				
11+450	I	0	9	25	38	44	49				
11+470	I	0	7	25	45	53	60				
11+490	I	0	10	30	42	46	50				
11+510	I	0	10	25	40	50	59				
11+530	I	0	3	16	27	40	52				
11+550	I	0	50	70	100	100	100				
11+570	I	0	10	27	42	52	62				
13+430	I	0	10	20	35	43	50				
13+450	I	0	8	14	30	35	40				
13+470	I	0	6	20	25	31	36				
13+490	I	0	10	15	30	40	50				
13+510	I	0	8	20	25	30	35				
15+790	I	0	5	10	15	18	20				
15+810	I	0	9	30	35	38	40				
15+830	I	0	10	25	37	44	50				
15+850	I	0	10	30	40	45	50				
15+870	I	0	10	25	40	60	80				
15+890	I	0	5	10	15	18	20				
15+910	I	0	10	50	55	62	69				
15+930	I	0	10	35	50	75	100				
15+950	I	0	10	15	25	43	61				
15+970	I	0	15	30	35	51	67				
Espesor de Subrasante Mejorada D=100cm											
10+960	D	0	4	20	25	33	40				
10+980	D	0	2	13	27	35	42				
11+000	D	0	5	10	18	24	29				

**REHABILITACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CHANCHAMAYO - VILLARICA
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS**

MEDICIÓN DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN

SECTOR	: Puente Raither - Villarica	SUPERFICIE	: Subrasante Mejorada
TRAMO	: Puente Raither - Puente Paucartambo	CARGA EJE	: 8.2 Ton
FECHA	: 2010-2011	PRESIÓN	: 80 psi
CARRIL	: Ambos	R. BRAZOS	: 1:4

PROGRESIVA (KM)	CARRIL	LECTURAS EN EL DIAL (0.01 mm)						TEMPERATURAS			OBSERVACIONES
		R0=0	R1=25cm	R2=50cm	R3=75cm	R4=100cm	R10=>500cm	HORA	AMBIENTE	ASFALTO	
								(hh:mm)	°C	°C	
Esesor de Subrasante Mejorada D=40cm											
10+380	I	0	3	7	14	16	19				
10+420	I	0	4	8	13	18	20				
10+460	I	0	3	5	13	17	19				
10+500	I	0	4	8	15	19	22				
10+540	I	0	4	8	13	17	22				
10+700	I	0	3	6	9	14	18				
10+740	I	0	2	6	10	13	17				
10+780	I	0	3	7	11	14	17				
10+820	I	0	5	10	13	16	19				
Esesor de Subrasante Mejorada D=60cm											
4+020	I	0	4	8	15	17	19				
4+060	I	0	3	10	12	17	23				
4+100	I	0	2	5	7	13	21				
4+140	I	0	3	9	13	16	21				
4+180	I	0	3	5	10	17	19				
4+220	I	0	2	6	8	13	20				
4+260	I	0	1	5	10	14	19				
4+300	I	0	2	7	14	19	22				
4+340	I	0	2	4	6	10	11				
4+380	I	0	4	6	8	11	12				
10+060	I	0	3	8	14	19	24				
10+100	I	0	2	5	11	15	20				
10+140	I	0	4	8	13	17	21				
10+180	I	0	5	9	12	15	19				
10+220	I	0	4	9	13	18	21				
10+260	I	0	5	10	14	17	19				
10+300	I	0	3	6	11	14	20				
Esesor de Subrasante Mejorada D=80cm											
11+300	I	0	2	4	7	10	14				
11+340	I	0	2	4	6	8	10				
11+380	I	0	3	5	7	15	19				
11+420	I	0	4	7	9	12	16				
11+460	I	0	5	9	15	19	23				
11+500	I	0	5	10	13	16	20				
11+540	I	0	3	5	8	15	22				
11+580	I	0	2	5	7	9	11				
13+420	I	0	3	10	15	17	22				
13+460	I	0	2	5	8	9	11				
13+500	I	0	2	6	9	12	16				
15+780	I	0	2	3	4	5	7				
15+820	I	0	2	7	12	18	21				
15+860	I	0	3	6	8	10	12				
15+900	I	0	5	10	15	16	18				

**REHABILITACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CHANCHAMAYO - VILLARICA
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS**

MEDICIÓN DE DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN

SECTOR	: Puente Raither - Villarica	SUPERFICIE	: Subrasante Mejorada
TRAMO	: Puente Raither - Puente Paucartambo	CARGA EJE	: 8.2 Ton
FECHA	: 2010-2011	PRESIÓN	: 80 psi
CARRIL	: Ambos	R. BRAZOS	: 1:4

PROGRESIVA (KM)	CARRIL	LECTURAS EN EL DIAL (0.01 mm)						TEMPERATURAS			OBSERVACIONES
		R0=0	R1=25cm	R2=50cm	R3=75cm	R4=100cm	R10=>500cm	HORA	AMBIENTE	ASFALTO	
								(hh:mm)	°C	°C	
15+940	I	0	2	6	8	10	13				
6+880	D	0	1	3	6	9	11				
6+920	D	0	2	4	11	15	17				
6+960	D	0	3	6	12	19	21				
7+000	D	0	2	5	14	16	23				
11+200	D	0	3	5	7	10	13				
11+240	D	0	5	7	12	14	17				
11+280	D	0	2	4	7	10	13				
11+320	D	0	2	4	7	10	14				
11+360	D	0	2	4	6	8	10				
11+400	D	0	3	5	7	15	19				
Espesor de Subrasante Mejorada D=100cm											
10+960	D	0	3	6	9	11	19				
11+000	D	0	2	5	9	13	17				

**REHABILITACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CHANCHAMAYO - VILLARICA
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS**

MEDICIÓN DE DEFLEXIONES CON FWD

SECTOR : Puente Raither - Villarica SUPERFICIE : Base Granular

TRAMO : Puente Raither - Puente Paucartambo

FECHA : 2011-2012

CARRIL : Ambos

PROGRESIVA (KM)	CARRIL	DEFLEXIONES (µm)							CARGA		OBSERVACIONES
		D0=0	D1=20cm	D2=30cm	D3=45cm	D4=60cm	D5=90cm	D6=120cm	KN	Lb	
Esesor de Subrasante Mejorada D=40cm											
10+425	I	388	222	146	93	64	36	25	41.3	9287.5	
10+475	I	461	266	168	97	63	32	19	41.9	9413.7	
10+525	I	395	214	131	73	47	24	16	41.5	9329.6	
10+725	I	436	220	118	54	30	15	10	41.7	9365.0	
10+775	I	286	237	140	73	45	27	20	42.2	9495.7	
Esesor de Subrasante Mejorada D=60cm											
4+025	I	358	209	141	94	70	47	35	41.9	9427.0	
4+075	I	344	196	131	84	62	39	28	41.6	9356.1	
4+125	I	379	212	140	88	64	40	27	41.7	9378.3	
4+175	I	371	217	143	93	67	43	28	41.7	9378.3	
4+225	I	339	196	131	88	67	46	34	41.7	9382.7	
4+275	I	261	141	91	60	46	33	26	41.5	9325.1	
4+325	I	385	218	141	82	51	24	15	41.7	9369.4	
4+375	I	353	182	116	66	43	22	15	41.8	9407.1	
4+425	I	336	189	118	70	44	24	16	42.1	9455.8	
10+075	I	348	205	136	91	70	47	36	41.3	9294.1	
10+125	I	477	293	203	139	109	74	54	41.8	9391.6	
10+175	I	440	275	185	124	94	62	45	41.7	9382.7	
10+225	I	327	212	152	109	83	54	38	41.5	9336.2	
10+275	I	315	171	101	57	37	20	13	41.4	9296.3	
Esesor de Subrasante Mejorada D=80cm											
11+325	I	302	162	99	66	53	41	34	41.4	9311.8	
11+375	I	301	153	91	55	42	29	24	41.6	9349.5	
11+425	I	312	197	118	71	52	35	27	42.1	9464.7	
11+475	I	318	194	125	80	58	35	23	42.0	9444.8	
11+525	I	333	187	123	75	51	29	20	41.5	9325.1	
11+575	I	344	200	138	90	63	36	23	41.3	9274.2	
13+425	I	286	161	97	61	48	36	30	41.8	9393.8	
13+475	I	319	182	113	69	50	33	23	41.6	9360.6	
13+525	I	400	269	188	139	113	81	62	41.8	9400.5	
15+775	I	285	147	90	58	44	32	27	41.8	9402.7	
15+825	I	293	186	126	89	72	55	47	41.3	9276.4	
15+875	I	305	177	112	76	61	44	35	41.9	9422.6	
15+925	I	282	172	114	80	65	51	44	41.8	9391.6	
15+975	I	254	147	97	67	55	45	39	41.9	9427.0	
6+850	D	294	166	112	81	67	51	42	42.1	9458.1	
6+900	D	337	207	147	110	95	75	63	42.1	9460.3	
6+950	D	290	195	134	93	73	52	39	42.1	9462.5	
7+000	D	322	192	132	90	70	49	36	41.5	9338.4	
11+200	D	309	187	122	81	60	39	29	41.6	9342.9	
11+250	D	271	152	97	59	43	27	19	41.9	9409.3	
11+300	D	290	160	95	61	49	38	30	41.5	9338.4	
11+350	D	329	164	96	62	50	37	29	41.5	9331.8	

**REHABILITACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CHANCHAMAYO - VILLARICA
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS**

MEDICIÓN DE DEFLEXIONES CON FWD

SECTOR : Puente Raiher - Villarica SUPERFICIE : Base Granular

TRAMO : Puente Raiher - Puente Paucartambo

FECHA : 2011-2012

CARRIL : Ambos

PROGRESIVA (KM)	CARRIL	DEFLEXIONES (µm)							CARGA		OBSERVACIONES
		D0=0	D1=20cm	D2=30cm	D3=45cm	D4=60cm	D5=90cm	D6=120cm	KN	Lb	
11+400	D	348	196	127	85	67	50	39	41.3	9287.5	
Esesor de Subrasante Mejorada D=100cm											
10+900	D	287	151	87	52	39	29	24	41.7	9373.9	
10+950	D	294	156	90	59	48	36	28	41.2	9258.7	
11+000	D	339	184	103	57	40	24	15	41.7	9376.1	