



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL USANDO VIGA BENKELMAN APLICADA A UN PAVIMENTO

Javier Balarezo-Zapata

Piura, agosto de 2017

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

Balarezo, J. (2017). *Evaluación estructural usando viga Benkelman aplicada a un pavimento* (Tesis de licenciatura en Ingeniería Civil). Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú.



Esta obra está bajo una [licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

[Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura](#)

UNIVERSIDAD DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA



**“EVALUACIÓN ESTRUCTURAL USANDO VIGA BENKELMAN APLICADA A
UN PAVIMENTO”**

Tesis para optar el Título de
Ingeniero Civil

Javier Iván Balarezo Zapata

Asesor: Mgtr. Ing. Jorge Timaná Rojas

Piura, Agosto 2017

A Dios, por su infinita bondad y amor.

A mis padres, Jorge y Liliana, por haberme forjado para ser una persona de bien, temeroso de Dios y por su inmenso amor.

A mis hermanas, Akemi, Zuccetty y Natalí; a mis abuelos, Juan, Pablo, Rosa y Corina; a Diana Marín, Fiorella, Mendo, Cindy y especialmente a Susan por su grandioso amor.

Prólogo

Los pavimentos flexibles se van deteriorando a lo largo del tiempo, esto se debe a factores como: mal diseño, defectos y/o errores en la construcción, aumento del tránsito esperado, falta o deficiencias de mantenimiento y desgaste de los materiales que conforman el pavimento. Esto produce una disminución de la serviciabilidad ya que la transitabilidad en el pavimento se ve limitada, teniendo gran repercusión en el desarrollo social, cultural y económico de un país, región o localidad, ya que el desarrollo de un país se basa claramente en la comunicación y traslado a otras comunidades. Un claro ejemplo de esto es que la reducción de tiempo de una hora a quince minutos en el viaje de una ciudad a otra puede motivar a generar negocios, turismo, reducir costo en el transporte o en tal caso realizar proyectos inmobiliarios.

Cuando un pavimento flexible se ve deteriorado es necesario actuar para garantizar su transitabilidad, este actuar demanda un análisis del pavimento, es decir tener conocimiento de su estado para después tomar decisiones las cuales se expresan en una decisión efectiva de mantenimiento. En nuestra localidad se puede observar que después de aplicado un mantenimiento, el pavimento vuelve a un mal estado debido a que no se tuvo un correcto análisis de su estado y por ende una incorrecta decisión de su mantenimiento.

Los pavimentos flexibles de la red vial nacional, generalmente se concesionan. El concesionario crea un plan vial y de esta manera se construye, rehabilita y se realiza mantenimiento en la red vial nacional. Sin embargo para los pavimentos flexibles de la red vial local no se tiene ninguna propuesta o plan que permita salvaguardarlos. De esta manera los únicos responsables de la red vial local son los gobiernos locales.

A diferencia de los principales pavimentos de Perú los cuales son evaluados por empresas multinacionales que cuentan con un sistema de gestión de pavimentos sofisticado, los pavimentos regionales y locales son normalmente evaluados y operados por los propios gobiernos locales. Estos no cuentan con una política de evaluación de mantenimiento y en muchas ocasiones solo se limitan a evaluar superficialmente el pavimento, dando mantenimiento a nivel superficial, que es en vano; cuando verdaderamente es necesario realizar una evaluación estructural ya que en muchos pavimentos el problema radica en términos de su estructura.

La evaluación estructural puede darse de diferentes maneras y con diferentes herramientas. A través de esta tesis se espera motivar a los gobiernos locales a tener como inicio de un plan de evaluación de mantenimiento, la evaluación estructural usando la viga Benkelman, la cual no demanda muchos recursos y se puede desarrollar sin ningún inconveniente. De esta manera se puede terminar con las incorrectas decisiones de mantenimiento, el

despilfarro de recursos y garantizar la transitabilidad junto con el desarrollo de la localidad, región y país.

Como aplicación de este trabajo de evaluación estructural usando viga Benkelman, se ha seleccionado el pavimento de la Universidad de Piura el cual será analizado y como opción de mantenimiento se diseñará un refuerzo estructural con proyección a 20 años.

Finalmente expreso un especial agradecimiento a mi asesor Mgtr. Ing. Jorge Timaná Rojas por su tiempo y conocimientos contribuidos al desarrollo de esta tesis.

Resumen

En el presente trabajo se propone el inicio de un plan de evaluación de mantenimiento para gobiernos locales teniendo como punto de partida la evaluación estructural usando la viga Benkelman; como aplicación de esta tesis se ha seleccionado el pavimento de la Universidad de Piura. El proceso comienza con la recolección de datos de campo, con ayuda de la viga Benkelman, la cual corresponde a un ensayo no destructivo, se efectúan las mediciones de deflexiones, con los datos obtenidos, el modelo de Hogg y nomogramas los cuales son elaborados en Matlab, se calcula el módulo de elasticidad (Esg) y CBR en términos de la subrasante, con la finalidad de saber el estado del pavimento por medio de su subrasante se comparan los valores de CBR resultantes con los propuestos por el MTC.

Finalmente se diseñó un refuerzo estructural como una medida de mantenimiento para el pavimento UDEP con proyección a 20 años, obteniéndose un espesor de 3 centímetros de asfalto necesarios para cumplir con el SN requerido para esta proyección en el pavimento. La evaluación estructural usando la viga Benkelman permite conocer el estado de los pavimentos flexibles locales y hacer inferencia para su rehabilitación o mantenimiento.

Índice

Introducción.....	1
Capítulo 1: Generalidades	
1.1 Antecedentes	3
1.2 Justificación	4
1.3 Objetivo de la tesis.....	4
1.3.1 Objetivo general	4
1.3.2 Objetivo específico.....	5
1.4 Metodología de aplicación	5
1.5 Organización de la tesis	6
Capítulo 2: Marco teórico	
2.1 Definición de pavimento	7
2.2 Pavimentos flexibles	7
2.3 Sistema de análisis.....	10
2.4 Análisis elástico de capas	12
2.4.1 Modelo bicapa.....	13
2.4.2 Modelo multicapa	14
2.4.3 Modelo de Boussinesq	14
2.4.4 Modelo de Westergaard.....	16
2.4.5 Antecedentes del modelo de Hogg.....	17
2.4.6 Ventajas y desventajas del análisis de capas.....	17
2.5 Modelo de Hogg.....	17
2.5.1 Ecuación que resuelve Hogg.....	19
2.5.2 Características y utilización del modelo.....	21
2.5.3 Creación de nomogramas	23
2.6 Ensayo no destructivo	29
2.7 Viga Benkelman.....	32
Capítulo 3: Evaluación estructural y diseño de refuerzo	
3.1 Generalidades de evaluación estructural	35
3.2 Parámetros de evaluación.....	36
3.3 Medición de deflexiones	36
3.3.1 Generalidades	36
3.3.2 Equipo requerido.....	36
3.3.3 Procedimiento en el campo.....	37

3.3.4	Cálculo de deflexiones	40
3.4	Procesamiento y análisis del modelo de Hogg.....	42
3.5	Determinación de L_0	46
3.6	Relación entre Esg y CBR	49
3.7	Determinación y análisis de CBR.....	49
3.8	Tránsito	54
3.9	Determinación de S_{Neff} y S_{Nreq}	54
3.10	Diseño de refuerzo estructural asfáltico	57
3.10.1	Antecedentes de refuerzo estructural.....	57
3.10.2	Sobrecarpetas asfálticas.....	59
3.10.2.1	Fallas en pavimentos flexibles	60
3.10.2.2	Capacidad estructural y deficiencia estructural.....	61
3.10.2.3	Diseño de sobrecarpetas – Método no destructivo de deflexión.....	62
3.10.2.4	Espesor de refuerzo estructural	63
3.11	Análisis estadístico de resultados de evaluación	70
Capítulo 4: Aplicación de la evaluación estructural al tramo del pavimento flexible UDEP		
4.1	Generalidades del pavimento UDEP	79
4.2	Medición de deflexiones de campo.....	79
4.3	Nomogramas	83
4.4	Procesamiento de datos.....	83
4.5	Estudio de tránsito	92
4.6	S_{Neff} y S_{Nreq}	93
Capítulo 5: Resultados		
5.1	Análisis e interpretación de resultados de CBR	99
5.2	Diseño de refuerzo estructural	105
Conclusiones		111
Recomendaciones.....		113
Bibliografía		115
Anexos		
Anexo A: Códigos de Matlab originales		120
Anexo B: Códigos de Matlab modificados		123
Anexo C: Desarrollo de medición de deflexiones		129
Anexo D: Nomogramas.....		137
Anexo E: Curva de deflexiones de campo vs deflexiones teóricas		141
Anexo F: CBR de calicatas UDEP		165

Introducción

Los pavimentos flexibles deteriorados en nuestra comunidad normalmente son evaluados superficialmente por inspección visual y generalmente se toma una decisión de mantenimiento a nivel superficial. En muchos casos este deterioro no se debe a efectos superficiales sino a fallas estructurales, es decir a un decremento de la capacidad portante del sistema pavimento-subrasante en la estructura vial existente.

Los gobiernos locales no tienen muy en claro la importancia de esta capacidad portante del sistema pavimento-subrasante, lo que generalmente se ignora y tiempo después de aplicado un mantenimiento “superficial” al pavimento, éste vuelve a deteriorarse.

La evaluación estructural consiste en la determinación de esta capacidad portante del sistema pavimento-subrasante, los gobiernos locales deberían de tenerla en cuenta ante cualquier acción que involucre al pavimento. Un ejemplo de ello se puede apreciar en los pavimentos donde solo circulan vehículos menores (autos y moto taxis) y al aumentar el tránsito vehicular o al dejar circular otros tipos de vehículos (buses y camiones) el pavimento comienza a deteriorarse volviéndose intransitable. Esto porque no se evaluó la capacidad estructural y no se tomó en cuenta el daño que podía ocasionar el aumento del tránsito o la circulación de otro tipo de vehículos.

Ante un problema estructural generalmente se recurre a la perforación de calicatas y a tomar muestras para su posterior ensayo de laboratorio, este procedimiento es caro, lento y es “destrutivo”. El método de evaluación estructural de los pavimentos flexibles por medio de la viga Benkelman, es un ensayo “no destructivo”, no altera la integridad del sistema y básicamente consiste en tomar deflexiones a nivel de superficie del pavimento; esto se fundamenta en que las curvas de deflexiones encierran cuantiosa información de las características del pavimento y su subrasante. Para la interpretación de esta información se utiliza un modelo matemático llamado “Modelo Hogg”, que a partir de las deflexiones medidas se obtiene los parámetros estructurales del sistema (módulo de elasticidad y CBR de la subrasante), lo que servirá a los gobiernos locales para establecer una necesidad de mantenimiento y que podría ayudar en casos como permitir o no la circulación de un tipo de vehículo en un pavimento flexible determinado, saber si un pavimento que llegó a su tiempo final de servicio podría seguir funcionando, entre otros casos.

El presente trabajo académico busca afrontar un problema en los pavimentos de la red vial local. Normalmente en la vida de los pavimentos flexibles se tienen tres etapas: construcción, rehabilitación y mantenimiento. En estas dos últimas etapas no se tienen estrategias o planes viales para la red local; generalmente el MTC se limita a emitir normas, procedimientos de ensayos y metodologías, pero ninguna propuesta para los pavimentos flexibles locales.

Capítulo 1

Generalidades

1.1 Antecedentes

La evaluación de pavimentos es parte primordial de la gestión de vías. En el Perú las vías nacionales son evaluadas y gestionadas por empresas multinacionales las cuales se presentan a licitación pública y por el principio de subsidiaridad ganan el derecho a generar negocio en el país; sin embargo no todos los pavimentos del país son evaluados y gestionados, entre ellos tenemos las vías vecinales y departamentales.

Los pavimentos locales (departamentales) raramente son evaluados. En la gran mayoría de casos se toma una acción cuando el daño es notable. Esto refleja una carencia de gestión de pavimentos de los gobiernos locales. Gestionar pavimentos requiere de herramientas sofisticadas y que en conjunto con sistemas de análisis, reportes y una base de datos centralizada, nos ayudan a determinar una acción a realizar en los pavimentos flexibles que son evaluados, generalmente esto se realiza en vías concesionadas. Los gobiernos locales no tienen gran presupuesto para lograr gestionar al 100% sus calzadas con instrumentos sofisticados, pero existen herramientas de evaluación y obtención de parámetros sencillos que pueden ayudar a realizar un seguimiento y a tomar decisiones en problemas que involucren al pavimento, utilizando pocos recursos.

La evaluación estructural es una de estas herramientas que permite conocer el estado del pavimento. De esta manera se puede realizar un seguimiento o tomar alguna acción sobre el problema que pueda involucrar su función, logrando de alguna manera una gestión y conservación del pavimento. Así mismo, la realización de esta evaluación estructural es práctica para los gobiernos locales y pueden obtenerse parámetros que aplicados a una correcta teoría ayudan a remediar algún requerimiento del pavimento.

Entre estos parámetros se tiene el CBR, el S_{Neff} y el módulo de elasticidad de la subrasante. De esta manera podrían solucionarse los problemas de los pavimentos locales y conservar la infraestructura vial; según INEI hasta el año 2012 existían 24235 km de pavimentos departamentales, de los cuales no se tiene ningún reporte sobre el estado de conservación.

Esto debería preocupar a los gobiernos locales y al gobierno central ya que tanto las vías nacionales como las redes locales necesitan ser evaluadas y gestionadas para garantizar el desarrollo del país.

1.2 Justificación

Los pavimentos de la ciudad son evaluados superficialmente, esto es aceptable cuando el daño notado en la superficie es leve o las fallas ocurridas en ella no son causadas por problemas estructurales. Sin embargo realizar una evaluación estructural ayudaría a tener un mejor panorama de lo ocurrido en el pavimento, a través de la capacidad del valor de soporte de la subrasante (CBR), las deflexiones admisibles que puede resistir el pavimento, las carencias y faltas estructurales, la capacidad estructural efectiva del pavimento (S_{Neff}), entre otros parámetros. Realizar esta evaluación ayudaría a tomar buenas decisiones sobre los problemas ocurridos en el pavimento, se puede notar que después de un tiempo de realizado un tipo de mantenimiento “superficial” o de reparo, el pavimento vuelve a dañarse.

La evaluación estructural a nivel de carreteras nacionales es realizada utilizando tecnología de punta, por ejemplo al obtener un parámetro funcional como el IRI (Índice de Rugosidad Internacional) se utilizan máquinas de medición cuyo costo asciende a los 100 mil dólares, o en otro caso el utilizar el FWD (Failing Weight Deflectometer) para medir deflexiones tiene un costo de compra de 200 mil dólares, la adquisición de estas herramientas es imposible para los gobiernos locales de bajos recursos. Por este motivo se propone realizar la evaluación estructural de los pavimentos usando la viga Benkelman. Dicha herramienta tiene un costo de adquisición de 2 mil dólares y está al alcance de cualquier régimen local.

1.3 Objetivo de la tesis

Este trabajo busca mostrar de forma sistemática el procedimiento y la toma de datos para realizar la evaluación estructural de un pavimento flexible, con la finalidad de conocer si existe una carencia estructural y concretar una intervención para salvaguardar los pavimentos flexibles locales, que por mucho tiempo se encuentran sin rehabilitación y mantenimiento.

Los procedimientos descritos en la literatura se encuentran limitados, pues en muchos casos no se logra entender los procesos de medición y cálculo de deflexiones, es difícil encontrar fuentes de información para entender lo anteriormente descrito, en algunos casos estas fuentes se encuentran restringidas, en otro idioma o simplemente se carece de información como es el uso y la obtención de nomogramas. Estas limitaciones alcanzan a los gobiernos locales, de esta manera se dificulta la aplicación de la evaluación estructural a la realidad.

El aporte de esta tesis frente a estas limitadas publicaciones radica en brindar información detallada sobre la ejecución de la evaluación estructural, de una manera clara y sin restricciones. Además ayuda a interpretar los resultados obtenidos de la evaluación estructural para luego tomar una decisión respecto a los pavimentos flexibles y así mejorar la calidad de vida de los ciudadanos.

1.3.1 Objetivo general

El objetivo de esta tesis es dar a conocer la evaluación estructural con viga Benkelman como inicio de un plan de evaluación de mantenimiento para los gobiernos locales, dicha evaluación dará a conocer el estado del pavimento en términos de parámetros de la subrasante, es decir se obtendrá su módulo de elasticidad (E_{sg}) y su CBR.

Esta evaluación será aplicada a un tramo del pavimento flexible de la Universidad de Piura, con la finalidad de saber si el pavimento flexible se encuentra bien estructuralmente (Esg, CBR), y con el aumento de flujo vehicular en los próximos años (20) qué refuerzo estructural requerirá el pavimento para garantizar su serviciabilidad como parte de un mantenimiento. El refuerzo estructural no es de carácter granular sino de carácter asfáltico, es decir se obtendrá un espesor de asfalto que será necesario para reforzar estructuralmente el pavimento (Hac).

1.3.2 Objetivo específico

Motivar el uso de la viga Benkelman disponible en la Universidad de Piura. Se anima a que su uso, forme parte de los ensayos de laboratorio del curso de diseño de pavimentos ya que esto ayudará en la formación profesional de los alumnos de pregrado.

Desarrollar un procedimiento adecuado para la evaluación estructural de pavimentos flexibles usando la viga Benkelman.

La presente tesis aporta un buen ejemplo para los gobiernos locales, al evaluar estructuralmente con la viga Benkelman y al diseñar un refuerzo estructural de asfalto para un pavimento.

1.4 Metodología de aplicación

Para alcanzar los objetivos antes mencionados se realizará lo siguiente:

- Medición de deflexiones con la viga Benkelman (en el pavimento de la UDEP).
- Elaboración de nomogramas en Matlab que nos ayudarán a relacionar las deflexiones antes medidas para obtener el módulo de elasticidad de la subrasante (Esg). Con el valor de Esg podremos hallar un valor de CBR para cada punto medido por medio de la siguiente relación $E_{sg} = K * CBR$, donde K es el factor de CBR.
- Una vez obtenidos los valores de CBR y con la tabla de valores experimentales que propone el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, se podrá conocer el estado de la subrasante (muy pobre, pobre, regular, buena o muy buena).
- Proyección del tránsito que tendrá la Universidad de Piura en los próximos 20 años.
- Obtenida la proyección del tránsito, se hallará el número estructural requerido (SNreq) según ASSHTO 93. También se obtendrá un número estructural efectivo (SNeff) esto se logrará relacionando los valores parámetros del modelo de Hogg (L_0, E_{sg}) con SNeff según ASSHTO 93.

- El requerimiento del refuerzo estructural se evaluará por Índice de Capacidad Estructural, el cual es una relación entre S_{Neff} y S_{Nreq} ($ICE = \frac{S_{Neff}}{S_{Nreq}} * 100$), si dicho valor ICE es menor que 100 entonces será necesario un refuerzo estructural el cual se expresará en un espesor de asfalto.

1.5 Organización de la tesis

La presente tesis está dividida en cinco capítulos.

El primer capítulo inicia con los antecedentes de la evaluación estructural en los pavimentos flexibles, se mencionan los objetivos y la metodología empleada en este trabajo.

En el segundo capítulo se desarrolla el marco teórico, en él se definirán los términos utilizados para el entendimiento y desarrollo de la presente tesis.

En el tercer capítulo se desarrolla el procedimiento adecuado para la medición de lecturas de campo, el cálculo de deflexiones, el procesamiento de datos con el modelo de Hogg, la determinación de la carencia estructural de un pavimento y el diseño de refuerzo estructural asfáltico como medida de mantenimiento.

En el cuarto capítulo, se aplica la teoría explicada en los capítulos anteriores al pavimento flexible de la Universidad de Piura, esta aplicación servirá a los gobiernos locales como un buen ejemplo de evaluación estructural usando viga Benkelman teniendo como alternativa de mantenimiento la determinación de un espesor asfáltico.

En el quinto capítulo, se muestra la calificación de CBR del pavimento flexible de la Universidad de Piura, de acuerdo al MTC y se obtiene el espesor de refuerzo asfáltico necesario para el pavimento con un periodo de diseño de 20 años.

Capítulo 2

Marco teórico

2.1 Definición de pavimento

Se define al pavimento como un elemento estructural apoyado sobre un terreno de fundación llamado subrasante (AASHTO, 1993). Está conformado por un conjunto de capas de materiales seleccionados y superpuestos que reciben en forma directa las cargas de tránsito y las transmiten a cada estrato de forma disipada hasta llegar a la subrasante; todo pavimento debe proporcionar una superficie de rodamiento, capaz de resistir los esfuerzos cortantes y destructivos producidos por las cargas de tránsito durante su vida útil y tener un adecuado funcionamiento.

Los parámetros necesarios para un adecuado funcionamiento son los siguientes: anchura apropiada, trazo horizontal y vertical, adecuada adherencia entre el vehículo y el pavimento aún en condiciones húmedas; resistencia a las cargas de tránsito, esfuerzos cortantes y a la intemperie, además de contar con un buen drenaje y una visibilidad adecuada.

Los esfuerzos producidos por las cargas en el pavimento decrecen a medida que aumenta la profundidad, es por eso que se colocan los materiales de mayor capacidad de carga es decir los materiales de mayor calidad en las capas superiores y los de menor calidad en las capas inferiores, esta división de capas corresponde a un factor económico, ya que se busca reducir los esfuerzos entre cada capa con un mínimo espesor de cada una de ellas. La resistencia de cada capa no solo depende de la calidad de material sino también de procesos constructivos, siendo la compactación y la humedad factores de gran importancia ya que al tener una estructura bien compactada a una adecuada humedad se evitarán deformaciones producto de la consolidación por cargas.

2.2 Pavimentos flexibles

En el siglo XX se construyeron numerosas autopistas y carreteras basadas en pavimentos flexibles, esto permitió desarrollar muchos criterios para determinar el espesor de asfalto, fallas ocasionadas en el pavimento y una serie de parámetros en términos de diseño. Hasta la fecha se ha logrado un incremento en técnicas constructivas y de tecnología del asfalto, generalmente gracias a métodos empíricos. En Perú este tipo de pavimento se empezó a usar desde la segunda década del siglo XX.

Como se sabe esta tesis está referida a una evaluación estructural en pavimentos flexibles por lo que es necesario explicar detalladamente cada elemento que conforma un

pavimento flexible. Cabe resaltar que el pavimento flexible referente en este trabajo es aquel que tiene una capa de asfalto en la superficie de rodamiento.

Un pavimento flexible está constituido por una capa asfáltica, de sub-base y de base, apoyada sobre un terreno de fundación llamada subrasante. A continuación se detalla cada uno de estos elementos.

Carpeta asfáltica

Es aquella capa relativamente delgada (entre 2.5” y 6”) conformada por una mezcla de material bituminoso de asfalto colocada en la parte superior de la base. La carpeta asfáltica debe proporcionar una superficie de rodamiento adecuada con textura y color convenientes.

Su función principal es proteger la base de los esfuerzos destructivos del tránsito, impedir el paso del agua de lluvia a las capas inferiores ya que su saturación podría producir un colapso de todo el paquete estructural. Además debe resistir al intemperismo y los efectos abrasivos del tránsito ya que es la capa que estará en contacto directo con él. Se puede decir que la carpeta asfáltica tiene características funcionales y estructurales, esto lleva fundamentalmente a obtener un contenido óptimo de asfalto para garantizar que la carpeta cumpla con lo anteriormente mencionado; se debe tener en cuenta que un exceso de asfalto podría causar una pérdida de estabilidad en la carpeta asfáltica incluso hacer resbalosa la superficie (*Montejo, 2001*).

Base

Esta capa de pavimento se coloca por encima de la capa sub-base y debajo de la carpeta asfáltica. Tiene por finalidad resistir los esfuerzos producidos por las cargas del tránsito, distribuirlos y transmitirlos a la sub-base hasta llegar a la subrasante. Las bases pueden ser construidas de materiales granulares como piedras trituradas, gravas o mezclas naturales de agregados, pero al ser un elemento que proporciona resistencia, en algunos casos es necesario utilizar mezclas bituminosas, mezclas estabilizadas con cemento portland o algún otro ligante con la finalidad de garantizar una resistencia adecuada, este tipo de bases son llamadas “estabilizadas”. En algunos casos la base debe drenar el agua que se introduce a través de la carpeta asfáltica e impedir la ascensión capilar del agua procedente del subsuelo.

Sub-base

Es la capa de material seleccionado que se coloca por encima de la subrasante y debajo de la base. El material seleccionado puede ser arena, grava, residuos de material de cantera y en algunos casos es posible usar el material de la subrasante mezclado con cemento. Esta capa tiene como finalidad transmitir los esfuerzos producidos por las cargas de tránsito originados en la carpeta asfáltica hasta la subrasante. La sub-base también tiene como función servir de capa de drenaje del agua que se infiltra a través de las capas superiores, el de impedir la ascensión capilar, el de controlar o eliminar en lo posible los cambios de volúmenes asociados a la humedad presente en la subrasante, impidiendo que se refleje en la superficie del pavimento.

Subrasante

Llamado también “terreno de fundación”, es aquel que sirve de apoyo o fundación del pavimento después de haber realizado acciones de corte y relleno para su posterior compactación con una óptima humedad. Una vez compactada debe garantizar que

tendrá la resistencia apropiada ya que recibirá todas las cargas de tránsito, tendrá las secciones transversales y pendientes según lo especificado en los planos de diseño.

La capacidad de la subrasante es de gran importancia ya que el espesor que debe tener el pavimento, sea flexible o rígido, depende en gran parte de ella. En los casos de tener una subrasante pésima, es necesario sustituir el material del suelo por uno de mejor calidad o estabilizar con cemento, cal o algún otro aglomerante; si el terreno de fundación es malo habrá que colocar una capa de sub-base granular antes de colocar la capa de base; si la subrasante es regular solo basta con construir una capa de base y por último al tener una subrasante excelente en la que no habrá saturación de agua podría prescindirse de la base y sub-base y bastaría con colocar encima la carpeta asfáltica (Timaná, 2012).

De lo mencionado anteriormente se puede decir que la subrasante tiene propiedades físicas (granulometría, clasificación de los suelos y relación humedad-densidad) que se relacionan con el tipo de material a utilizar y propiedades netamente ingenieriles (módulo resiliente, módulo de Poisson, CBR y módulo de reacción de la subrasante) que ofrecen una estimación de la calidad de los materiales usados en la subrasante. Finalmente el análisis de ambas propiedades ayuda a construir una subrasante compactada adecuadamente, lo que garantiza que el pavimento a construir descansará sobre un terreno de resistencia apropiada y no sufrirá ningún daño.

Actualmente las propiedades ingenieriles se encuentran correlacionadas con las propiedades físicas, esto quiere decir que al tener un material con buenas propiedades ingenieriles cumplirá con el tipo de material a utilizar en la subrasante (Timaná, 2012). Con esto se concluye que basta tener una buena valoración de las propiedades ingenieriles para garantizar una buena subrasante; existen algunos ensayos para obtener un valor de estimación de las propiedades ingenieriles siendo el valor de soporte (CBR) el más importante y utilizado.

CBR

El valor de soporte es un método desarrollado por la división de carreteras del Estado de California de EE.UU. Sirve para evaluar la calidad del suelo para subrasante, determinando la capacidad de soporte del suelo y agregados compactados en laboratorio a niveles de compactación variables y con una humedad óptima.

El ensayo del CBR (california bearing ratio) mide la resistencia al corte del suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas, permitiendo encontrar un valor en porcentaje (*AASHTO-T193-93*). Para ello se compacta con un martillo especial el material del suelo en 3 cilindros de diferentes moldes hasta alcanzar una densidad máxima, después en cada cilindro se aplica una carga hasta lograr comprimir en 0.25 mm (0.1" según la norma *ASTM D1883-07*) la muestra compactada, dicha carga es anotada y comparada con la carga para un suelo ideal la cual fue fijada por el Estado de California en un valor de 1000 PSI, otorgando un valor en porcentaje. Como ejemplo de esto se tiene que si con una carga de 500, 600 y 400 PSI se logra comprimir 0.25 mm nuestra muestra, el CBR del terreno tendrá un valor de 50%, 60% y 40%.

Por último se grafican los 3 valores de densidad vs CBR y se opta por escoger como valor de CBR al que más se aproxime a la densidad máxima del material de suelo. En

definitiva, la capacidad de soporte de la subrasante es fundamental pues de ella depende el comportamiento funcional y estructural del pavimento (Timaná, 2012).

Lo anteriormente expuesto es necesario para iniciar la construcción del pavimento, pero muy bien se sabe que la ciudad está en constante crecimiento y vive una globalización a diario, se tiene mayor población, más poder adquisitivo, aumento de turismo y un crecimiento de comercio, todo esto se ve reflejado en el incremento del tránsito vehicular de la ciudad, así también muchos pavimentos ya cumplieron y otros están cerca de llegar a su tiempo final de vida útil, teniendo en cuenta esto se formulan las siguientes preguntas, **¿Es necesario evaluar los pavimentos de nuestra ciudad?, ¿Qué sería lo más importante a evaluar en un pavimento?, ¿Cómo se evaluaría un pavimento?.**

2.3 Sistema de análisis

Los primeros en diseñar y construir carreteras fueron los romanos siendo “la vía Apia romana” la más importante del imperio. Esta calzada se construyó en necesidad de instalar bases estratégicas que se mantuvieran unidas permitiendo un fácil acceso para atacar a los enemigos y reponerse después de cada batalla. Sin embargo la construcción de la vía Apia trajo consigo desarrollo, comercio y estabilidad a las ciudades que se conectaban con ella. Los romanos se dieron cuenta de la importancia y de la utilidad de los caminos en el imperio, siendo los primeros en advertir la necesidad de mantener y administrar las vías; la administración fue responsabilidad de los gobiernos locales y para la conservación, el imperio creó organizaciones que mantenían en constante observación las carreteras y controlaban la circulación del número y tipo de vehículos en la compleja red vial. Ver figura 1.



Figura 1. Vía Apia-Roma.

Fuente: Diseño de pavimentos. (Timaná, 2014).

En 1775 desatada la inestabilidad política, social, económica y con una venidera revolución francesa, el inspector general de caminos de Francia, Pierre Jerome Tresaguet también reconoció la necesidad de mantener y administrar las vías; con ayuda de Napoleón Bonaparte creó un gran sistema de caminos franceses.

En una edad contemporánea, EE.UU desde 1920 desarrolló un área de investigación de pavimentos para estudiar tanto empírica como teóricamente los pavimentos con la finalidad de mejorar el diseño, construcción y el mantenimiento de carreteras.

En conclusión y respondiendo a la pregunta, **¿Es necesario evaluar los pavimentos de nuestra ciudad?**, se puede afirmar que es de suma importancia evaluar los pavimentos de la red vial ya que con el paso del tiempo los imperios, monarquías y gobiernos han reconocido que la gestión de carreteras o caminos es indispensable para el desarrollo social, cultural y económico de sus regiones, siendo la evaluación de los pavimentos el “elemento primordial” de análisis para su gestión (*Salgado, 2016*). En vista de esto se han desarrollado un sinnúmero de sistemas para la evaluación y estudio de los pavimentos.

Hoy en Perú, se observa que muchas empresas multinacionales especialistas en pavimentos impulsan proyectos y postulan a licitaciones de conservación vial debido al trabajo que falta realizar en este ámbito y al buen negocio que representa. Sin embargo cabe dejar en claro que esta conservación vial se da en pavimentos de integración nacional, dejando la administración y la conservación de los pavimentos de las provincias y distritos bajo responsabilidad de los gobiernos locales.

En la presente tesis no se pretende criticar gestión local alguna, lo que se persigue es incentivar a los gobiernos locales a realizar una correcta evaluación del pavimento iniciando así una política de evaluación de mantenimiento y logrando en alguna medida una conservación vial de sus pavimentos sin tener un alto presupuesto.

Es necesario aclarar que el tema de conservación vial demanda más que realizar una evaluación del pavimento. Para ello se requiere un sistema de gestión, que consiste en un conjunto de herramientas, estudios y análisis para la toma de decisiones de la conservación de un pavimento. No se detalla este tema ya que no es objetivo de este trabajo, pero sí se propone a la evaluación estructural como el inicio de una política de evaluación para el mantenimiento de los pavimentos de la comunidad.

Como bien se sabe, lo más importante antes de iniciar la construcción de un pavimento es conocer el terreno de fundación donde se apoyará, la vida del pavimento depende mucho de la calidad de la subrasante, razón por la cual se realiza un ensayo de “CBR” para avalar que el pavimento cumplirá con lo esperado en el diseño, pero si se supone los casos de pavimentos ya construidos en los que se está llegando a su tiempo final de vida útil, cuando ya superó este tiempo, donde hay un aumento del tránsito o en el caso de ocurrir un deterioro en su superficie (baches, ahuellamiento, fisuras, etc.); ¿Qué se puede decir del pavimento?, ¿Se limitaría a cerrar las calles donde los pavimentos ya cumplieron su tiempo de vida útil?, ¿Solo basta dar mantenimiento superficial donde el pavimento está deteriorado?, con el aumento del tránsito ¿Se dejaría circular los vehículos pesados por cualquier vía?, **¿Qué sería lo más importante a evaluar en un pavimento?**. Como respuesta a estas preguntas se puede decir que lo más importante a evaluar en un pavimento sería su estructura, la cual se ve reflejada en su capacidad estructural (soporte), pues esta informa sobre el estado en el que se encuentra el pavimento, además que ayuda a establecer y cuantificar una necesidad de mantenimiento, de esta manera los casos y cuestiones antes mencionados y que son frecuentes en la comunidad pueden solucionarse (*Hoffman y Del Águila, 1985*).

2.4 Análisis elástico de capas

Los modelos matemáticos desde hace muchos años han sido grandes herramientas en la solución de problemas de ingeniería, los pavimentos flexibles no son ajenos a esto, motivo por el cual existen gran cantidad de modelos que son utilizados para representar la compleja realidad de los pavimentos, a fin de encontrar una solución adecuada a los problemas que presentan.

Se menciona que hasta la fecha se han desarrollado un sinnúmero de sistemas para la evaluación y estudio de pavimentos, entre los que para una evaluación estructural de pavimentos flexibles se tienen sistemas de análisis con elementos finitos, elástico de capas, sin malla, con FEM 2D y FEM3D (Flores, 2012).

Se consideró utilizar en el presente trabajo el análisis elástico de capas por medio del modelo de Hogg, cuya base se fundamenta en un sistema bicapa utilizando un modelo matemático desarrollado y solucionado por él, con la finalidad de expresar el estado del pavimento a través de la capacidad de soporte de la subrasante “CBR”. De esta manera se confirma que el “CBR” de la subrasante no solo es importante al iniciar la construcción de un pavimento sino también en diferentes tiempos de su vida y puede servir para tomar decisiones de algún tipo de mantenimiento.

A modo de historia se dice que todo comenzó con Boussinesq, quien propuso en 1885 como primer análisis considerar al pavimento como “un semiespacio homogéneo, que tiene un área y una profundidad infinita con una carpeta delgada encima, donde son aplicadas las cargas”, a fin de tener una buena representación del pavimento bajo la acción de cargas (Reyes, 1999).

Donald M. **Burmister** (1945) en 1943, basándose de los conceptos y el primer análisis propuesto por Boussinesq desarrolló y presentó en la Universidad de Columbia la **teoría de capas elásticas**. Esta teoría se podía aplicar a estructuras de pavimentos, teniendo en cuenta las propiedades de los materiales usados en cada estrato que conformaba el suelo con la finalidad de hallar los estados de esfuerzos a cualquier profundidad. El procedimiento de este modelo es complejo ya que su solución comprende transformadas de Fourier, de Hankel y series de Bessel.

Antes de dar a conocer los modelos desarrollados en el análisis elástico de capas (teoría de capas elásticas), se precisa lo expuesto por Flores (2012) y Legua (2009); que el sistema (pavimento) en este análisis es dividido en un número arbitrario de capas, los espesores y propiedades de las capas varían gradualmente pero el módulo de elasticidad E y el módulo de Poisson ν se consideran constantes en cada capa. Así también se debe tener en cuenta las siguientes suposiciones. Ver figura 2.

- Cada capa es homogénea y elástica lineal con un espesor finito pequeño.
- No es considerado el peso propio.
- Una presión circular es aplicada en la superficie del pavimento.
- Existe compatibilidad de esfuerzos y deformaciones en dos capas adyacentes.

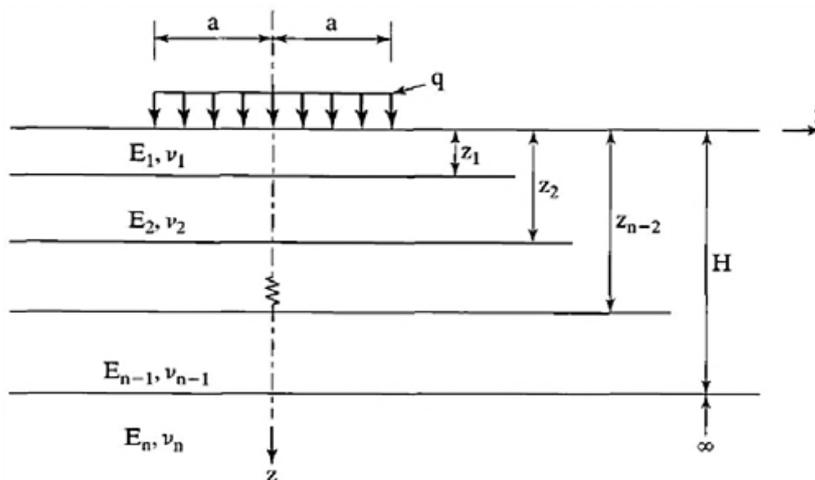


Figura 2. Análisis de capas elástica.

Fuente: *Burmister, 1945.*

2.4.1 Modelo bicapa

En este modelo el sistema se divide en dos capas, se aplica una carga de presión uniforme “ q ” sobre un área circular de radio “ a ”, Burmister y **Huang** (1993) proponen ábacos para este modelo a partir del modelo multicapa, el comportamiento del suelo no es homogéneo, es necesario incluir una capa de transmisión ya que es difícil representar esta transmisión del pavimento a la subrasante. Los ábacos propuestos ayudan a obtener las siguientes respuestas como análisis del pavimento flexible. Ver figura 3.

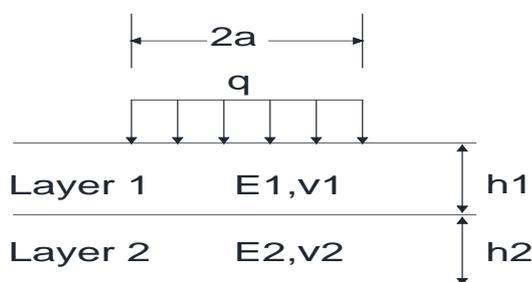


Figura 3. Modelo Bicapa.

Fuente: *Huang, 1993.*

- Distribución del esfuerzo vertical (σ_z) para $h_1 = a$.
- Esfuerzo vertical en la interface entre el pavimento y la subrasante bajo el centro de la carga (σ_c).
- Desplazamiento de la superficie bajo el centro de la carga ($U_{z=0}$).
- Deformación de tracción en el fondo de la capa 1 bajo el centro de carga (ϵ_r).

De lo anterior se puede decir que este modelo depende de la razón entre del espesor de la primera capa y el radio del área circular h_1/a , así también de los módulos de elasticidad de las capas E_1 y E_2 .

2.4.2 Modelo multicapa

El sistema está conformado por $n-1$ capas horizontales de espesor h_i , módulo de elasticidad E_i y módulo de Poisson ν_i y se aplica una carga de presión uniforme “ q ” sobre un área circular de radio “ a ”. Ver figura 4.

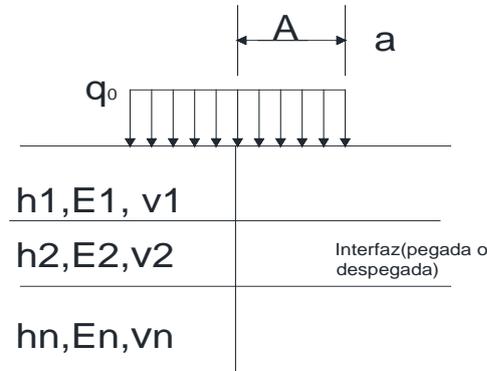


Figura 4. Modelo Multicapa.

Fuente: Reyes, 1999.

Para las variables anteriormente definidas, la deflexión en el centro de carga formulada por Palmer y Barber (Reyes, 2003), está dada por la siguiente expresión:

$$w_0 = \frac{2qa(1 - \nu^2)}{E_n} \left[\frac{1 - \frac{E_n}{\hat{E}}}{\left[1 + \left(\frac{h_1 + \dots + h_{n-1}}{h_{n-2}} \right)^2 \left(\frac{\hat{E}}{E_n} \right)^{\frac{2}{3}} \right]} + \frac{E_n}{\hat{E}} \right] \dots \dots \dots (Ecuación 1)$$

Donde:

$$\hat{E} = E_1 \left(\frac{h_1 + h_2 \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}} + h_3 \sqrt[3]{\frac{E_3}{E_1}} + \dots + h_{n-1} \sqrt[3]{\frac{E_{n-1}}{E_1}}}{\sum_{i=1}^{n-1} h_i} \right)^3 \dots \dots \dots (Ecuación 2)$$

2.4.3 Modelo de Boussinesq

Boussinesq se basó en la aplicación de una presión uniforme “ q ” sobre un área circular de radio “ a ”, suponiendo que el macizo es lineal, isotrópico y homogéneo con módulo de elasticidad E_s y módulo de Poisson ν . Con este modelo es posible determinar esfuerzos y deformaciones a una profundidad z . Ver figura 5.

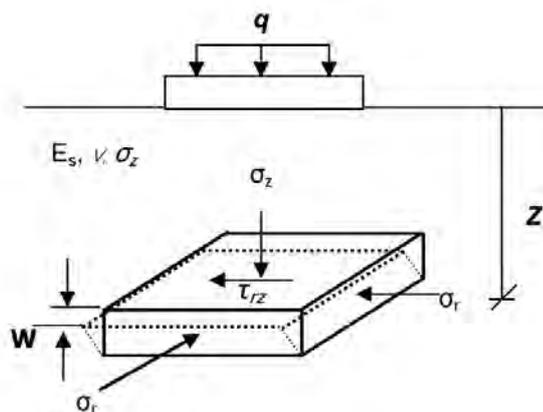


Figura 5. Modelo de Boussinesq.
Fuente: *Burmister, 1945.*

Las deformaciones y esfuerzos en el eje de carga están dados por las siguientes ecuaciones:

$$w = \frac{q}{E_s} \left[2(1 - \nu^2)(a^2 - z^2)^{\frac{1}{2}} - \frac{(1 + \nu)z^2}{(a^2 - z^2)^{\frac{1}{2}}} + (\nu + 2\nu^2 - 1)z \right] \dots \dots (Ecuación 3)$$

En la superficie del macizo ($z = 0$)

$$w_0 = 2 \frac{q}{E_s} a(1 - \nu^2) \dots \dots (Ecuación 4)$$

Esfuerzo vertical y radial

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right] \dots \dots (Ecuación 5)$$

$$\sigma_r = \frac{q}{2} \left[(1 + 2\nu) - \frac{2(1 + \nu)z}{(a^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}} + \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right] \dots \dots (Ecuación 6)$$

Cizallamiento máximo

$$t_{max} = \frac{\sigma_z - \sigma_r}{2} \dots \dots (Ecuación 7)$$

Este modelo también puede ser solucionado desarrollando la ecuación de la elíptica de Poisson de la elastostática para lo cual es necesario trabajar con formulaciones variacionales (*Legua, 2009*).

2.4.4 Modelo de Westergaard

Westergaard aporta que la carga P está aplicada sobre un área elíptica de semiejes a y b , donde a está siempre paralelo al lado de la placa si la cara es próxima a ella. Además él supone que el pavimento es un medio homogéneo, isotrópico y elástico, de módulo de elasticidad E , coeficiente de Poisson ν y de espesor constante h , por último caracteriza al suelo por una serie de resortes donde el desplazamiento vertical w es proporcional a la presión vertical en ese punto (Reyes, 2003). Ver figura 6.

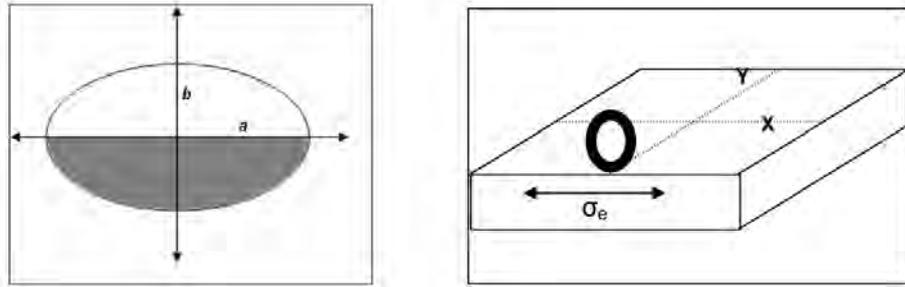


Figura 6. Modelo de Westergaard.

Fuente: Elaboración propia.

El cálculo de deflexiones en el punto M de coordenadas (x, y) bajo la carga o próxima a ella y el cálculo de los esfuerzos σ_x y σ_y en la base de la placa en las direcciones (x, y) ; y en el eje de la carga está dado por las siguientes fórmulas:

Deflexión

$$w_0 = \frac{P}{8kl^2} \left\{ 1 - \left(\frac{a^2 + b^2 + 4x^2 + 4y^2}{16\pi l^2} \right) \ln \left[\frac{Eh^3}{k \left(\frac{a+b}{2} \right)^4} \right] - \left[\frac{a^2 + 4ab + b^2}{16\pi l^2} \right] + \left[\frac{(a-b)(x^2 - y^2)}{2\pi l^2(a+b)} \right] \right\} \dots \dots (Ecuación 8)$$

Donde:

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}} \dots \dots (Ecuación 9)$$

k = Módulo de reacción

w_0 = Es la deflexión

P = Peso de la carga

Esfuerzos

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_y} = \frac{3P}{8\pi h^2} \left[(1 + \nu) \operatorname{Ln} \left[\frac{Eh^3}{k \left(\frac{a+b}{2} \right)^4} \right] \mp 2(1 + \nu) \left(\frac{a-b}{a+b} \right) \right] \dots (\text{Ecuación 10})$$

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_y} = \frac{P}{h^2} \left[0.275(1 + \nu) \operatorname{Log} \left[\frac{Eh^3}{k \left(\frac{a+b}{2} \right)^4} \right] \mp 0.239(1 + \nu) \left(\frac{a-b}{a+b} \right) \right] (\text{Ecuación 11})$$

2.4.5 Antecedentes del modelo de Hogg

En el año 1944, A.H.A Hogg presentó una solución matemática del modelo que se conoce por su nombre. Este modelo es una extensión del modelo bicapa y cuya solución radica en desarrollar la ecuación diferencial en derivadas parciales que modela un pavimento, esto se logra con ayuda de la transformada de Hankel y los conceptos de “teorías de placas y láminas”.

2.4.6 Ventajas y desventajas del análisis de capas

Los modelos antes vistos son de gran ayuda para analizar pavimentos, siguen vigentes y han sido adaptados en programas computacionales para su facilidad de uso. Es evidente que la desventaja presente en el análisis de capas es que no se puede limitar a tener módulos elásticos constantes de los materiales ya que, en el caso de los granulares, estos no siguen un comportamiento lineal; además se tiene el inconveniente de no poder representar el contacto entre capas de materiales adyacentes.

2.5 Modelo de Hogg

Hogg representa al pavimento en dos capas, una primera capa que es una placa delgada con una cierta rigidez a la flexión y horizontalmente infinita apoyada sobre una segunda capa perfectamente áspera, elástica, homogénea e isotrópica de espesor infinito o limitado por una base rígida. La primera capa representa al paquete estructural y la segunda a la subrasante del pavimento (Hogg, 1944). Ver figura 7.

Antes de dar la solución que plantea Hogg se debe tener en cuenta los parámetros del modelo (ver tabla 1) y las siguientes suposiciones (Timoshenko y Woionwsky, 1975):

- El plano medio se confunde con la fibra neutra.
- Las secciones planas permanecen planas durante la deformación.
- Los esfuerzos normales que persiguen una deformación transversal pueden despreciarse.
- Los desplazamientos verticales de la fibra neutra de la placa satisfacen la ecuación de Lagrange para placas delgadas.

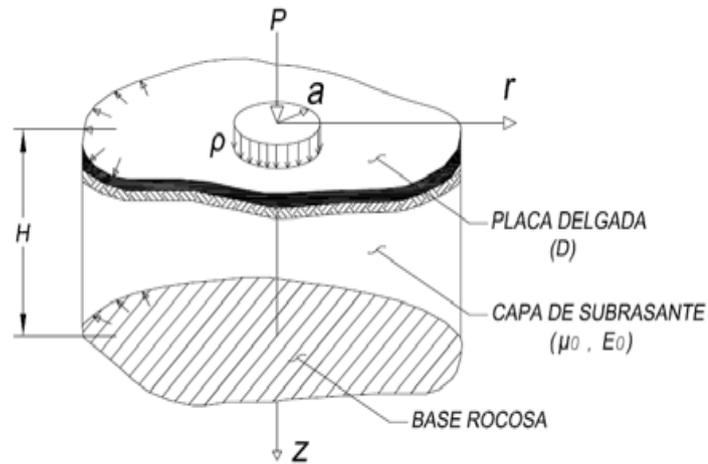


Figura 7. Modelo de Hogg.

Fuente: Hogg, 1944.

Tabla 1. Parámetros del modelo de Hogg.

PARÁMETROS BÁSICOS DEL MODELO	$D = \frac{E_p * h_p^3}{12(1 - \mu_p^2)}$	Rigidez a la flexión de la placa ($t - m$)
	$L_0 = \left(\frac{D(1 + \mu_0)(3 - 4\mu_0)}{2(1 - \mu_0)E_{sg}} \right)^{\frac{1}{3}}$	Longitud característica (cm)
	E_{sg}	Módulo de elasticidad de la subrasante ($\frac{kg}{cm^2}$)
	μ_0	Módulo de Poisson de la subrasante (adimensional)
	H	Profundidad del estrato rocoso (cm)
Parámetros de Evaluación	L_0, E_{sg}, D	Se obtienen conociendo dos valores de deflexiones medidas

Fuente: Elaboración propia en base a Hoffman, 1977.

2.5.1 Ecuación que resuelve Hogg

Anteriormente se comentó que Hogg planteó desarrollar la ecuación diferencial en derivadas parciales como solución a su modelo, la ecuación es la siguiente:

$$D\nabla^4 w = \rho - \sigma_z \dots \dots (Ecuación 12)$$

Donde:

$$\sigma_z = E_{sg} \frac{dw}{dr} \dots \dots (Ecuación 13)$$

$$D = \frac{E_p t^3}{12(1 - \mu_p^2)}$$

w = Desplazamiento vertical de la fibra neutra.

t = Espesor del pavimento.

E_p = Módulo de elasticidad del pavimento.

E_{sg} = Módulo de elasticidad de la subrasante.

ρ = Suma de presiones verticales $\rho = p - \sigma_z$ ó $\rho = -\sigma_z$ en el exterior del círculo.

p = Presión del pavimento.

En Flores (2012) se tiene el siguiente procedimiento para la solución de la ecuación de Hogg:

Terazawa (1926), propone solucionar el problema de Boussinesq por las series de Bessel, obteniendo:

$$w = \int_0^{\infty} W(k) J_0(Kr) dk \dots \dots (Ecuación 14)$$

Así al reemplazar (ecuación 14) en $\sigma_z = E_{sg} \frac{dw}{dr}$, se obtiene:

$$\sigma_z = - E_{sg} \int_0^{\infty} m W(m) J_0(mr) dm \dots \dots (Ecuación 15)$$

Y el término $\nabla^4 w$ se puede escribir en coordenadas polares de la siguiente forma:

$$\nabla^4 w = \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \left[r \frac{d}{dr} \left\{ \frac{1}{r} \frac{d}{dr} \left(r \frac{dw}{dr} \right) \right\} \right]$$

Al sustituir la ecuación 14 en la expresión anterior se tiene:

$$\nabla^4 w = \int_0^\infty m^4 W(m) J_0(mr) dm \dots \text{(Ecuación 16)}$$

Si se reemplaza la ecuación 14 y 16 en $D\nabla^4 w = \rho - \sigma_z$, se tiene:

$$p = \int_0^\infty (Dm^4 + E_{sg}m) W(m) J_0(mr) dm \dots \text{(Ecuación 17)}$$

Como p depende de a ($p = f(a)$), es decir $p = \frac{\text{peso del camión}}{\pi a^2}$; esta puede expresarse por series de Bessel, como:

$$p = \int_0^\infty P(m) J_0(ma) dm$$

Al comparar la ecuación 17 con la expresión anterior, se tiene:

$$W(m) = \frac{P(m)}{Dm^4 + E_{sg}m}$$

Ahora, la transformada de Hankel p produce

$$P(m) = m \int_0^\infty \alpha f(\alpha) J_0(ma) d\alpha$$

Al sustituir las dos expresiones anteriores en la ecuación 14, resulta:

$$w = \int_0^\infty \frac{m}{Dm^4 + E_{sg}m} \int_0^\infty \alpha f(\alpha) J_0(mr) d\alpha J_0(ma) dm$$

Si la transformada de Hankel (Wyle, 1982) es aplicada a la expresión anterior se obtiene:

$$w = \int_0^\infty \frac{J_0(mr) J_1(ma)}{Dm^4 + E_{sg}m} dm$$

Por último al introducir condiciones de fronteras (Hogg, 1944) adecuadas a la expresión anterior se tiene:

$$w(r) = \frac{(1 + \mu_0)(3 - 4\mu_0)pa}{2(1 - \mu_0)E_{sg}} \int_0^\infty \frac{J_0\left(\frac{mr}{L_o}\right) J_1\left(\frac{ma}{L_o}\right)}{m^4 + m\phi\left(\frac{mh}{L_o}\right)} dm \dots \text{(Ecuación 18)}$$

Donde μ_0, L_o, E_0, p están definidos en la tabla 1, “ r ” es la distancia horizontal en la superficie de la placa desde eje de carga y “ ϕ ” viene dado por:

$$\phi\left(\frac{mh}{L_o}\right) = \frac{\sinh m \cdot \cosh m + \frac{m}{3 - 4\mu_0}}{\sinh^2 m - \frac{m^2}{(3 - 4\mu_0)^2}} \dots \dots \text{(Ecuación 19)}$$

2.5.2 Características y utilización del modelo

En este capítulo se precisa por qué se optó por el “Modelo de Hogg” como modelo de evaluación estructural para pavimentos flexibles.

Los pavimentos tienen un comportamiento (performance) superficial y estructural, durante su vida útil pueden sufrir fallas funcionales (superficiales) y fallas estructurales (en el paquete estructural), este tipo de fallas en su estructura tienen influencia en su comportamiento funcional e incitar a fallas superficiales, razón por la cual en esta tesis se hace un llamado a la autoridades locales correspondientes, a utilizar y realizar una evaluación estructural a los pavimentos antes de aplicar cualquier tipo de mantenimiento superficial, en pavimentos que están llegando al final de su vida útil y en los casos antes mencionados.

Las fallas estructurales son producidas por falta de cohesión entre los materiales que forman el paquete estructural “granular” de tal forma que no puede soportar las cargas de tránsito y también por la falta de resistencia o deterioro de la subrasante, estas fallas se relacionan con las deformaciones y deflexiones en el pavimento.

Las deflexiones y deformaciones del pavimento se encuentran relacionadas con los esfuerzos y deformaciones de compresión en la subrasante, por tal motivo la capacidad portante a la que se encuentra la subrasante es un indicador significativo del comportamiento de un pavimento.

El modelo de Hogg permite caracterizar los materiales que conforman el sistema pavimento-subrasante, en base al análisis e interpretación de curvas de deflexiones; para este modelo no se necesita conocer el espesor de las capas, esto es una gran ventaja ya que en muchos pavimentos evaluados es difícil controlar o se desconoce el espesor y las deflexiones teóricas del modelo dependen solo de un parámetro llamado, longitud característica. En conclusión el modelo de Hogg permite obtener el módulo de elasticidad de la subrasante y con este valor poder hallar la capacidad portante (CBR) de ella, todo esto es posible a partir de mediciones de deflexiones en la superficie del pavimento; también permite comparar las deflexiones propias del modelo (teóricas) con las deflexiones medidas por algún ensayo; además, ayuda a establecer una necesidad de refuerzo.

El desarrollo del modelo se basa en el uso de curvas de 2 nomogramas como los presentados en las figuras 8 y 9; con el avance tecnológico hoy es posible obtener soluciones utilizando programas computacionales teniendo como código la solución matemática de la ecuación de Hogg.

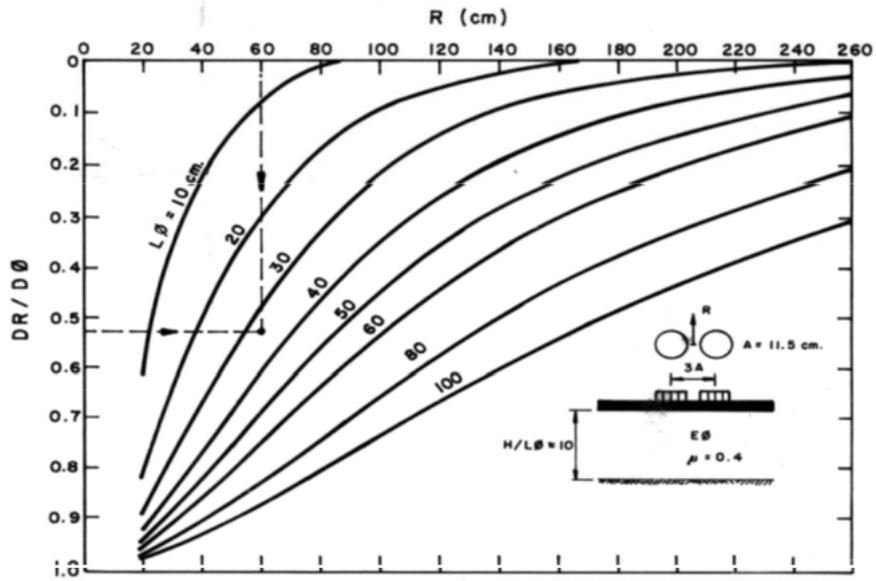


Figura 8. Nomograma 1- $\frac{DR}{D_0}$ vs R .

Fuente: Estudios de Evaluación Estructural de Pavimentos Basados en la Interpretación de Curvas de Deflexiones. (Hoffman y Del Águila, 1985).

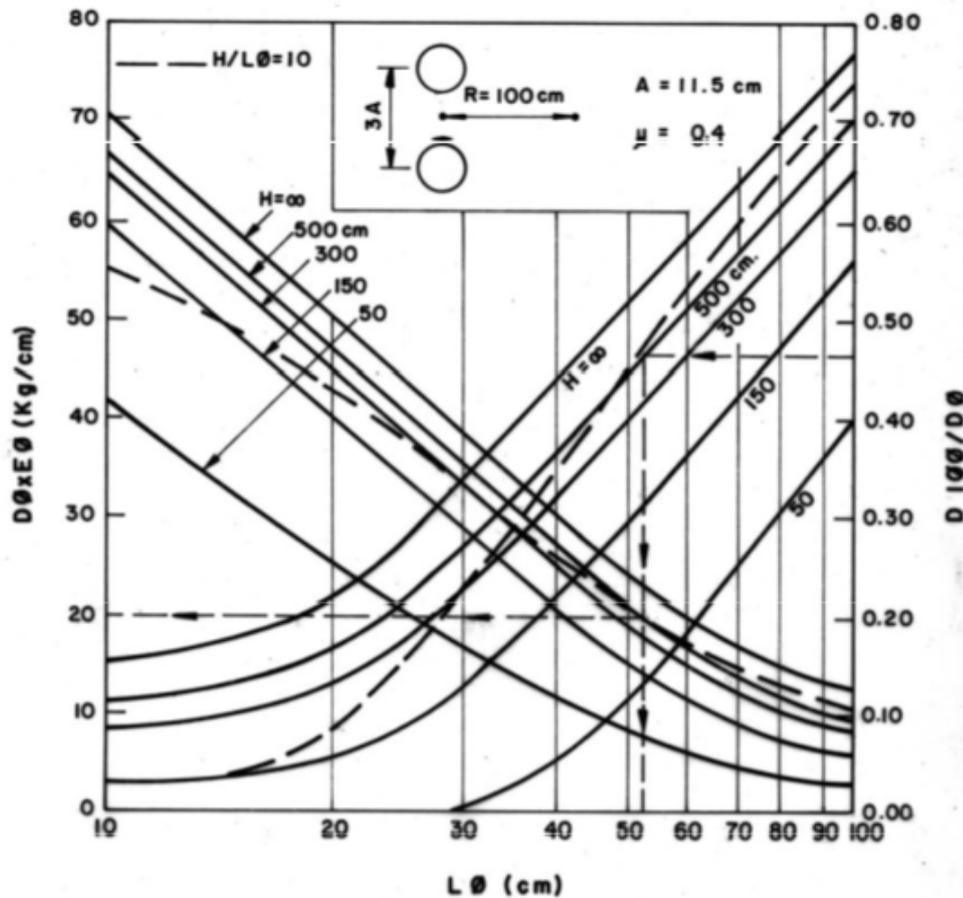


Figura 9. Nomograma 2. $D_0 \times E_0$ vs L_0 vs $\frac{DR}{D_0}$.

Fuente: Estudios de Evaluación Estructural de Pavimentos Basados en la Interpretación de Curvas de Deflexiones. (Hoffman y Del Águila, 1985).

Los códigos presentados son de gran ayuda, pero en su forma original es imposible obtener algún resultado, ya que se presentan sin especificación de uso, hace falta desarrollar una secuencia y un código principal de entrada para su funcionamiento. Es mérito de este trabajo, dar a conocer y entregar los códigos correctos para su funcionamiento, las variables que son necesarias cambiar, y los valores a ingresar para obtener los dos nomogramas del modelo de Hogg.

A continuación se muestra la secuencia creada en esta tesis y el nombre de cada código utilizado para su funcionamiento y obtención del primer y segundo nomograma (ver tabla 2) en base a los códigos originales de Flores (2012). La programación de cada código se puede observar en el anexo B.

Tabla 2. Secuencia y códigos utilizados para la creación de nomogramas.

Nomograma	Nombre del conjunto de códigos	Nombre de los códigos
Primero	Nomograma 1	dR_d0 g.m grafica.m integra.m nomograma_1.m principal.m
Segundo	Nomograma 2.a	dR_d0 g.m grafica.m integra.m nomograma_2.m principal.m
	Nomograma 2.b	dR_d0 dR_e0 g.m grafica.m integra.m nomograma_2.m nomograma_3.m principal.m

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla 2, el conjunto de códigos llamado Nomograma 1 permite graficar directamente el primer nomograma.

El caso del segundo nomograma es diferente, para graficarlo es necesario crear 2 conjuntos de códigos (nomograma 2.a y 2.b); la función de cada uno de ellos es graficar ambos lados del segundo nomograma. Ver figura 11.

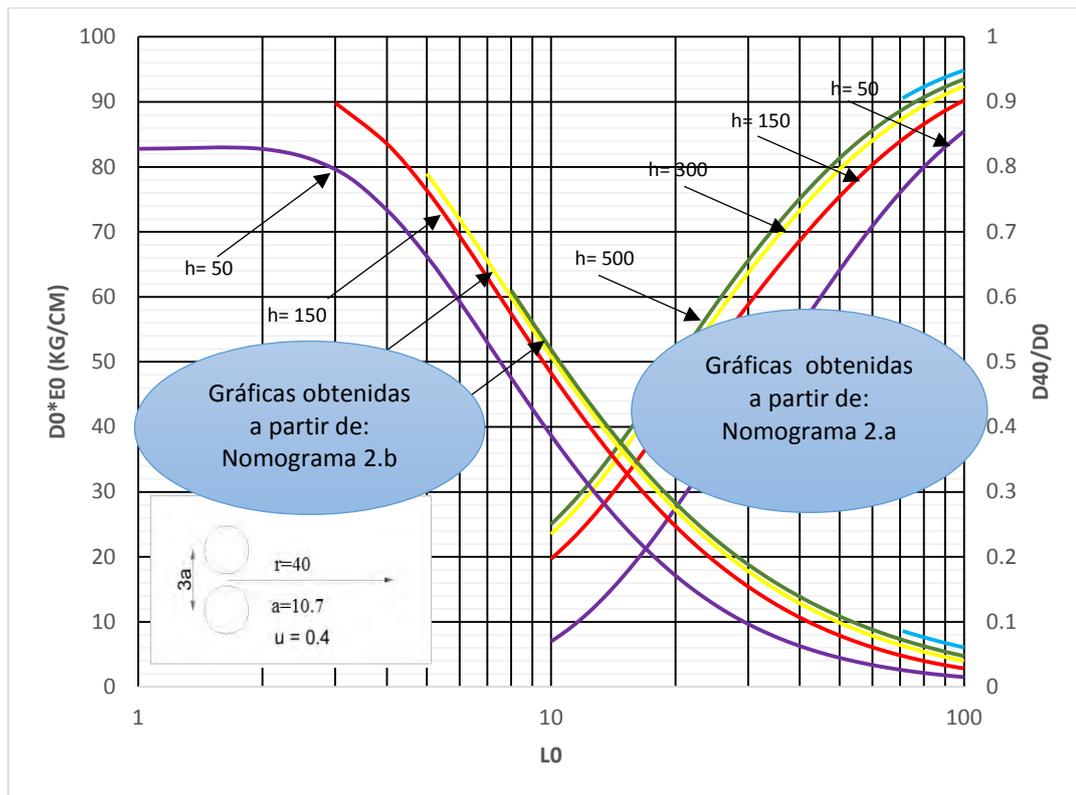


Figura 11. Segundo nomograma creado a partir de nomograma 2.a y 2.b.

Fuente: Elaboración propia.

Los códigos en su forma original no tienen una función de entrada. Para poder graficar los nomogramas del modelo de Hogg es importante definir los datos de entrada que tendrá cada nomograma, para esto se crearon 3 códigos de entrada, uno para cada conjunto de códigos. Así mismo se da a conocer las variables que son necesarias ingresar para la generación de los nomogramas.

Para la obtención del primer nomograma es necesario resolver la siguiente relación:

$$\frac{w(r)}{w(0)} = \frac{\int_0^\infty \frac{J_0\left(\frac{mr}{L_0}\right) J_1\left(\frac{ma}{L_0}\right)}{m^4 + m\phi\left(\frac{mh}{L_0}\right)} dm}{\int_0^\infty \frac{J_0(0) J_1\left(\frac{ma}{L_0}\right)}{m^4 + m\phi\left(\frac{mh}{L_0}\right)} dm} \dots \dots (Ecuación 20)$$

Donde $\phi\left(\frac{mh}{L_0}\right)$ viene dado por la ecuación 19, vista anteriormente.

$$\phi\left(\frac{mh}{L_0}\right) = \frac{\sinh m \cdot \cosh m + \frac{m}{3 - 4\mu_0}}{\sinh^2 m - \frac{m^2}{(3 - 4\mu_0)^2}} \dots (Ecuación 19)$$

La resolución de esta relación se encuentra desarrollada en los códigos, dR_d0, g.m e integra.m, presentados anteriormente en la tabla 2 y cuya programación puede observarse en el anexo B. Lo que principalmente realizan estos códigos es la iteración y el desarrollo de la relación entre deflexiones para valores de:

r , desde 0 hasta 260 cm cada 1 cm

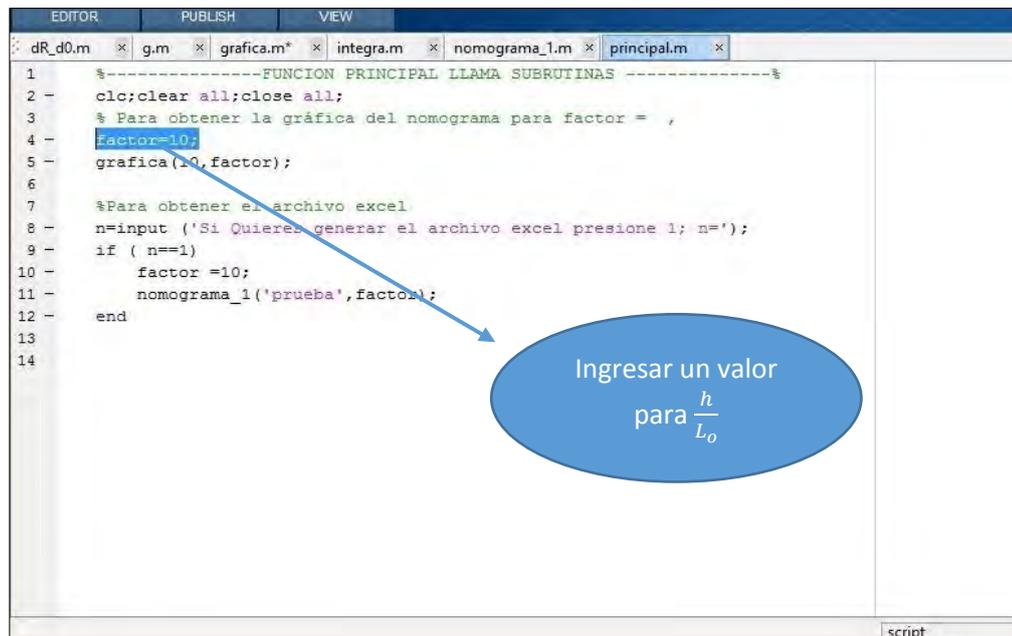
L_o , de [10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100]

De esta manera se hace posible tejer el primer nomograma. Se debe tener en cuenta que la relación en sí, depende de las variables μ_0 , a y $\frac{h}{L_o}$. La variable μ_0 es el módulo de Poisson y su valor puede variar en el rango de [0.40-0.50], la variable a es el radio de huella, éste se detalla en el capítulo 3 y su valor se obtiene por la siguiente ecuación:

$$a = \text{Radio de huella} = \sqrt{\frac{\text{Carga en cada llanta doble}}{\pi * \text{presion de llantas}}}$$

$$a = \sqrt{\frac{P}{\pi * p}} \dots \dots (\text{Ecuación 21})$$

Los valores de las variables tienen que estar definidos en la programación de cada código antes de iniciar su funcionamiento. Entonces solo quedaría dar valores a $\frac{h}{L_o}$, es por este motivo que dicho valor se convierte en un dato de entrada y que en el código principal de entrada para nomograma 1 tiene el nombre de “factor”. Ver figura 12.



```

1  %-----FUNCION PRINCIPAL LLAMA SUBROUTINAS -----%
2  -   clc;clear all;close all;
3  -   % Para obtener la gráfica del nomograma para factor = ,
4  -   factor=10;
5  -   grafica(10, factor);
6
7
8  -   %Para obtener el archivo excel
9  -   n=input ('Si Quieres generar el archivo excel presione 1; n=');
10 -   if ( n==1)
11 -       factor =10;
12 -       nomograma_1('prueba', factor);
13 -   end
14

```

Ingresar un valor para $\frac{h}{L_o}$

Figura 12. Código principal de entrada nomograma 1-principal.m.

Fuente: Elaboración propia.

El concepto de $\frac{h}{L_o}$ se detalla en el capítulo 3, su valor de entrada puede ser [5, 10, 15, 20]. No se debe olvidar de cambiar los valores de las variables y de asegurarse de hacerlo en cada código que contenga alguna variable.

Para la obtención del segundo nomograma, es necesario obtener las gráficas de:

$$\frac{W(r)}{W(0)} \text{ vs } L_o \text{ (Lado derecho)}$$

$$W(r) * Esg \text{ vs } L_o \text{ (Lado izquierdo)}$$

Ambas gráficas tienen de variables a μ_0 y a , además de la variable pll para nomograma 2.b El valor de la variable pll está dada por la presión de las llantas expresada en $\frac{kg}{cm^2}$.

Los códigos de nomograma 2.a y 2.b para este segundo nomograma, principalmente se encargan de iterar las funciones de:

$$\frac{W(r)}{W(0)}$$

$$W(r) * Esg$$

Para valores de:

L_o , de [1 a 100 cm] y [10 a 100 cm]

h , de [50, 150, 300, 500]

De esta manera solo se tiene como dato de entrada la variable r , es por eso que esta variable se considera en el código principal de entrada para nomograma 2.a y nomograma 2.b, como dato de entrada. Ver figura 13 y 14.

```

1      %-----FUNCION PRINCIPAL LLAMA SUBROUTINAS -----%
2 -    clc;clear all;close all;
3      % Para obtener la gráfica del nomograma2,
4 -    ngraf=5;
5 -    grafica(ngraf);
6
7      %Para obtener el archivo excel
8 -    n=input ('SiQuieres generar el archivo excel presione 1; n=');
9
10 -   if ( n==1)
11 -       disp('El factor puede ser 30, 70, 25, 100, etc');
12 -       factor = input('Seleccione el factor, factor = ');
13 -       nomograma_2('prueba',factor);
14 -   end
15

```

Figura 13. Código principal de entrada nomograma 2.a-principal.m.

Fuente: Elaboración propia.

```

1 | %-----FUNCION PRINCIPAL LLAMA SUBROUTINAS -----%
2 - hold on;
3   % Para obtener la gráfica del nomograma2,
4 - ngraf=5;
5 - grafica(ngraf);
6 - hold on
7
8   %Para obtener el archivo excel
9 - n=input ('Si Quieres generar el archivo excel presione 1; n=');
10
11 - if ( n==1)
12 -     disp('El factor puede ser 40, 70, 25, 100, etc');
13 -     factor = input('Seleccione el factor, factor = ');
14 -     nomograma_2('prueba',factor);
15 -     nomograma_3('prueba',factor);
16 - end
17

```

Figura 14. Código principal de entrada nomograma 2.b-principal.m.
Fuente: Elaboración propia.

Al ejecutar nomograma 2.a y 2.b se tendrá una ventana de entrada para cada uno de ellos, en cada ventana se debe ingresar el valor de distancia r (factor). Ver figura 15.

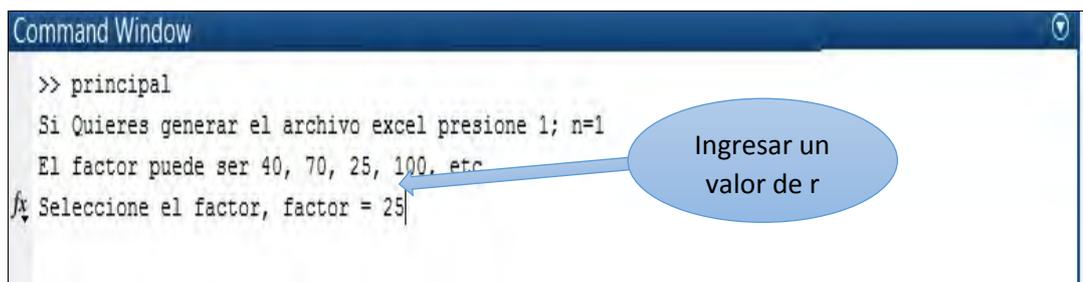


Figura 15. Ventana de entrada para nomograma 2.a y 2.b.
Fuente: Elaboración propia.

Para un mejor entendimiento en la tabla 3 se dan a conocer los datos de entrada para cada conjunto de códigos, el valor de variable que es necesario cambiar y en que código se encuentra ubicada.

Tabla 3. Datos de entrada, variables a cambiar y ubicación de códigos.

Nombre del conjunto de códigos	Datos de entrada	Variable	Ubicación
Nomograma 1	$\frac{h}{L_o} = [5,10,15,20]$	a	grafica.m nomograma_1.m
		μ_0	g.m
Nomograma 2.a	Distancia r	a	grafica.m nomograma_1.m
		μ_0	g.m
Nomograma 2.b	Distancia r	a	grafica.m nomograma_2.m nomograma_3.m
		μ_0	g.m
		pll	dR_e0.m

Fuente: Elaboración propia.

Cabe indicar que la creación de los dos nomogramas del modelo de Hogg se realiza de una manera sencilla; además, de la generación de los nomogramas en Matlab, el nomograma 1, nomograma 2.a y nomograma 2.b exporta los valores de sus iteraciones a Excel, de esta manera es también posible obtener las gráficas de los dos nomogramas en este programa.

La limitación de manipular los códigos y generar los nomogramas en Matlab es el de aprender su lenguaje de programación en un nivel básico. Se recomienda a las personas que tengan algún problema en la generación de estos nomogramas consultar con algún profesional que entienda del programa.

Finalmente, los 3 conjuntos de códigos deben encontrarse en una misma plataforma en Matlab, luego cada uno de ellos debe ser ejecutado en orden, la obtención de cada nomograma se ilustra en la figura 16.

2.6 Ensayo no destructivo

El modelo de Hogg demanda de datos de entrada en su desarrollo, siendo las mediciones de deflexiones parte de estos datos. La medición de deflexiones a nivel superficial se puede realizar con ensayos no destructivos, de esta manera se tiene un fiel reflejo del sistema pavimento-subrasante al tener como muestra de ensayo al propio pavimento, sin destruir el pavimento, de una manera rápida, económica y que puede realizarse en cualquier momento, sin necesidad de realizar trabajos previos. Las deflexiones medidas encierran una valiosa información de las características estructurales del pavimento y de la subrasante (Hoffman y Del Águila, 1985).

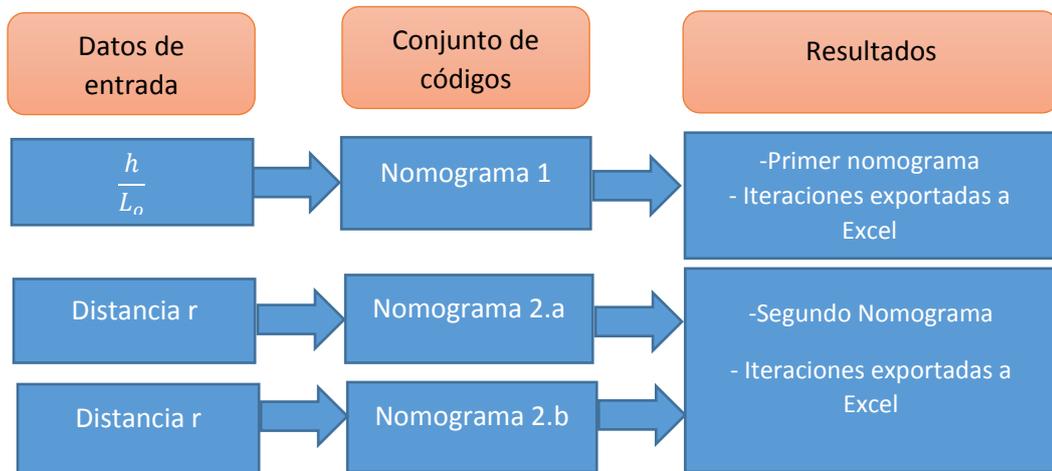


Figura 16. Obtención de nomogramas.

Fuente: Elaboración propia.

Entre los ensayos no destructivos se tiene al “Falling Weight Deflectometer” (FWD), este instrumento mecánico electrónico, permite medir deflexiones por un peso impactado en una placa apoyada en el pavimento, consta de 7 medidores en su estructura, es rápido pero la desventaja del FWD es el precio alto que demanda utilizarlo (ver figura 17). También se tiene a la viga Benkelman cuyo uso es manual, es fácil de usar, es rápido y el precio por utilizarlo no es elevado; una desventaja que presenta es la descalibración debido al uso.



Figura 17. Instrumento FWD.

Fuente: Salgado, 2016.

La viga Benkelman es una herramienta aliada en la evaluación estructural, por medio de ésta se puede medir deflexiones a nivel de superficie a cada distancia. Para lograr estas mediciones es necesario aplicar una carga de 18000 lb, proveniente de las llantas dobles del eje trasero simple de un camión. Estas deflexiones son medidas en un punto inicial de

referencia y a cada distancia conforme avanza el camión, de esta manera se crea la curva de deflexiones. En el capítulo 3 se detallan los equipos necesarios y el procedimiento adecuado para llevar a cabo el ensayo de la viga Benkelman. En la figura 18, se muestra cómo se forma la curva de deflexiones.

Las deflexiones obtenidas por la viga Benkelman se adecúan al modelo matemático utilizado en este trabajo. Anteriormente se mencionó que el modelo de Hogg utiliza como entradas la relación entre la deflexión a cierta distancia y la deflexión máxima; con estos datos es posible obtener el módulo de elasticidad de la subrasante y la longitud característica, que permiten obtener parámetros estructurales que ayudan a realizar un análisis de la situación estructural del pavimento. Se puede lograr obtener estos dos parámetros de una forma gráfica (nomogramas) y de una manera numérica.

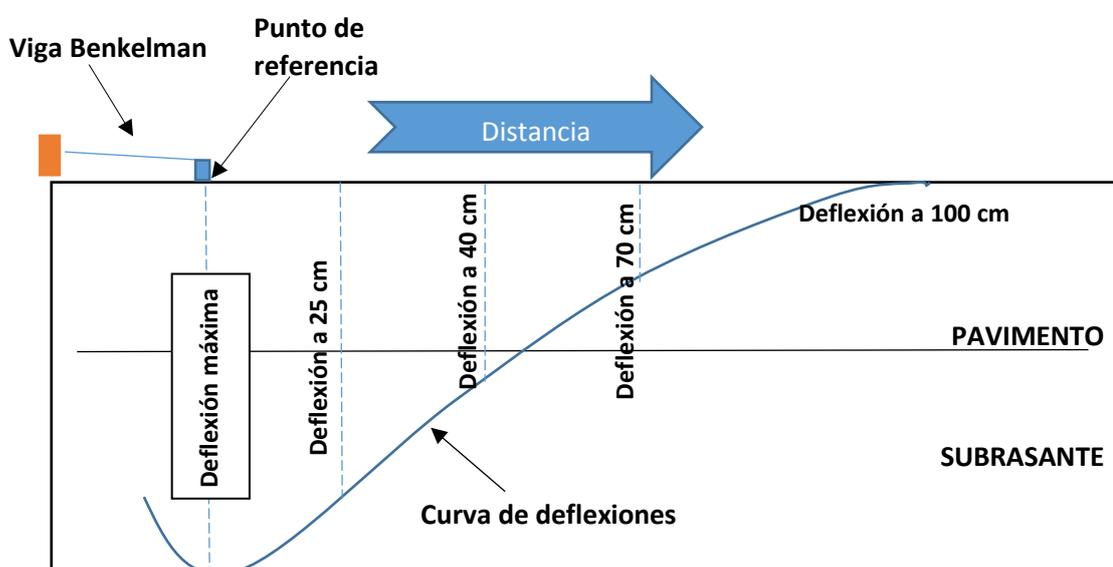


Figura 18. Curva de deflexiones.

Fuente: Elaboración propia.

Se indicó anteriormente que los modelos matemáticos son utilizados para realizar una evaluación estructural de los pavimentos. Generalmente, cada modelo requiere de parámetros de entrada para luego ser procesados en su metodología y finalmente conseguir un análisis del pavimento. En el caso del modelo de Hogg, los parámetros de entrada (deflexiones) que requiere pueden obtenerse utilizando una variedad de deflectómetros, sin embargo en algunos casos el modelo de carga es diferente al de Hogg y es necesaria una corrección o correlación de los parámetros obtenidos. Por otro lado, la viga Benkelman es la que mejor se adecúa al modelo de Hogg, ya que se pueden obtener los parámetros de entradas tal como se requiere en el modelo, sin necesidad de correlacionar o corregir y siguiendo un mismo modelo de carga. Se puede decir que el modelo de Hogg y la viga Benkelman se complementan entre sí.

En la figura 19, se muestra un esquema de la metodología del modelo de Hogg en la evaluación estructural de este trabajo.

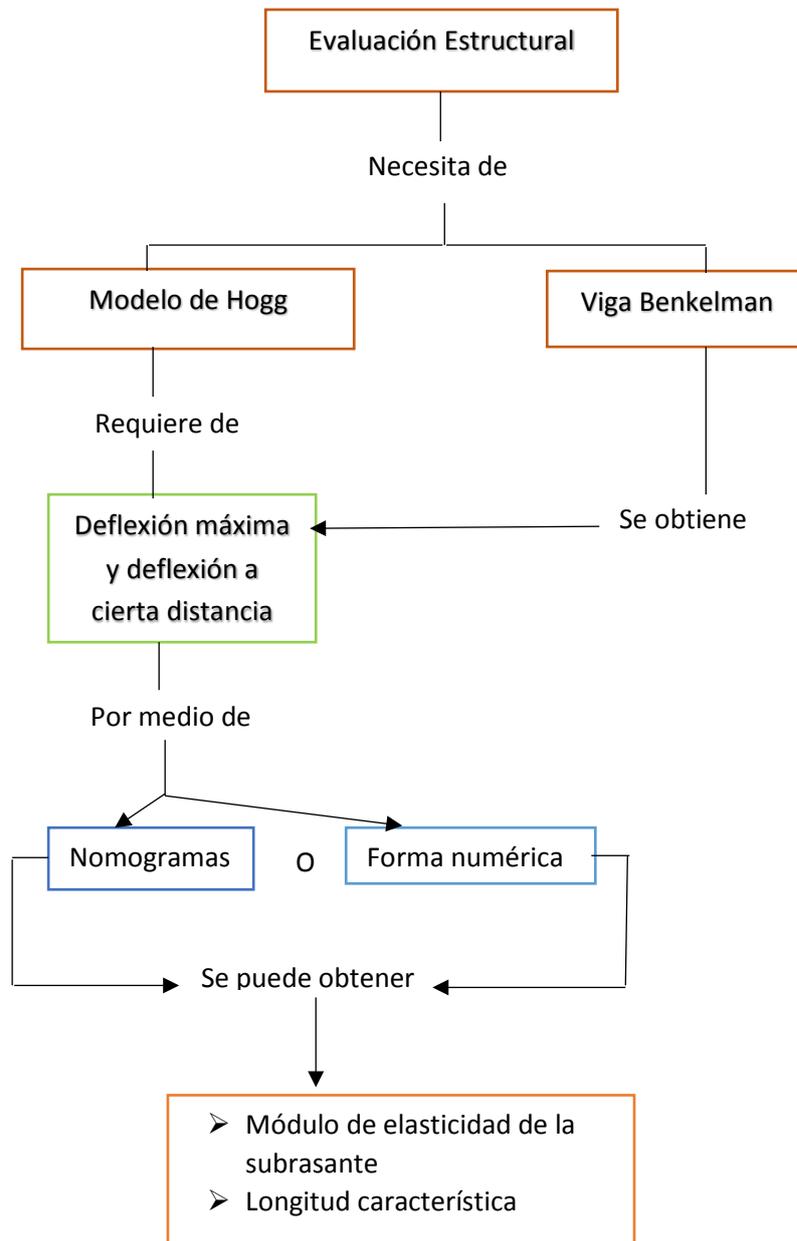


Figura 19. Relación entre el modelo Hogg y la viga Benkelman.

Fuente: Elaboración propia.

2.7 Viga Benkelman

El deflectómetro Benkelman es completamente mecánico y funciona como palanca. Ver figura 20.

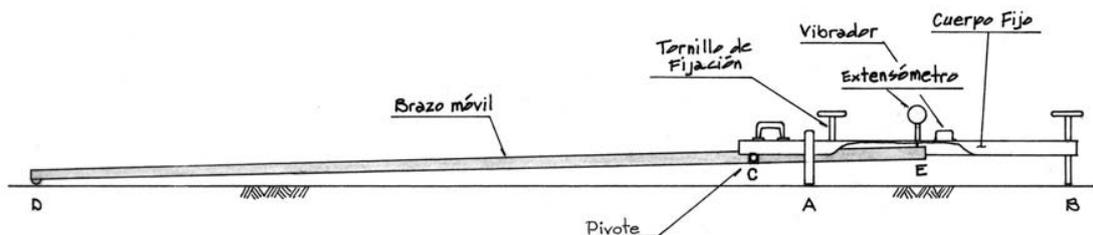


Figura 20. Viga Benkelman.

Fuente: Manual de Carreteras: Ensayo de Materiales, (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016).

La viga comprende dos partes. La primera parte comprende un cuerpo fijo que se sitúa en el terreno mediante tres apoyos, dos de ellos fijos en el punto “A” y uno trasero regulable en el punto “B”. La segunda parte consta de un brazo móvil, el cual se encuentra acoplado a una articulación de giro en el punto “C”, uno de los extremos de este brazo (DE) se encuentra en el punto “D” apoyado sobre el terreno, el otro extremo se encuentran en contacto con un extensómetro de movimiento vertical en el punto “E”.

Capítulo 3 Evaluación estructural y diseño de refuerzo

3.1 Generalidades de evaluación estructural

En esta tesis se presenta una estrategia de intervención para la rehabilitación y mantenimiento de pavimentos flexibles de la red local. Principalmente se parte de una evaluación estructural usando viga Benkelman, teniendo como base matemática, el modelo de Hogg. El modelo de Hogg permite obtener el módulo de elasticidad de la subrasante y la longitud característica, ambos parámetros pueden aplicarse a relaciones ya establecidas en la teoría de pavimentos. De esta manera se obtiene el CBR y S_{Neff} , parámetros estructurales que permiten realizar un análisis del estado del pavimento y concretar la necesidad de una intervención. Ante una necesidad de intervención se propone diseñar una sobrecarpeta asfáltica, universalmente conocida como recapeo. En la figura 21, se presentan la propuesta de un plan vial para los gobiernos locales de sus pavimentos flexibles.

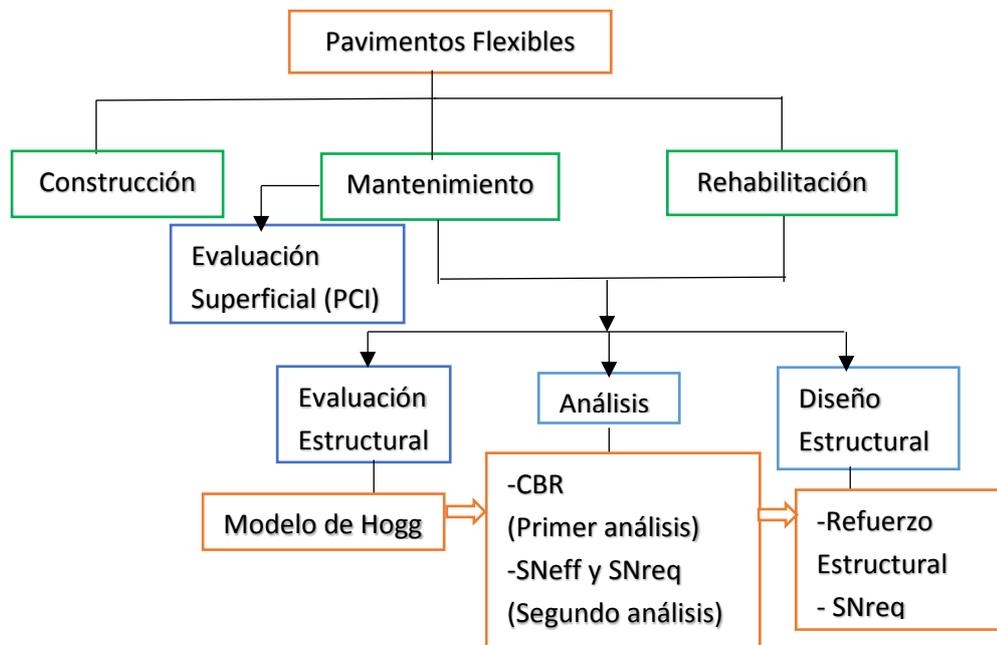


Figura 21. Propuesta de rehabilitación y mantenimiento para los gobiernos locales.

Fuente: Elaboración propia.

3.2 Parámetros de evaluación

Indicamos en el capítulo 2, acápite 6, que los parámetros de evaluación son E_0 , L_0 y D . El parámetro D (rigidez a la flexión de la placa) es utilizado en diferentes temas de estudio, pero en esta oportunidad no guarda relación con la metodología aplicada en esta tesis, en tal caso para efecto de este trabajo solo es necesario obtener E_0 y L_0 . A continuación se definen dichos parámetros:

Longitud característica- L_0 :

La longitud característica refleja la rigidez relativa entre un pavimento y su subrasante, la determinación de su valor depende de las deflexiones D_R (deflexión a una distancia R), D_0 (deflexión máxima) y la distancia a la que fue tomada R . El valor de la longitud característica varía en el orden de 15 a 80 cms, siendo el valor de $L_0=80$ cms representado por un pavimento rígido sobre una subrasante débil y el valor de $L_0=15$ cms en un pavimento débil sobre una fuerte subrasante.

Módulo de elasticidad de la subrasante- E_{sg} ó E_0 :

Este parámetro representa la capacidad de la subrasante de volver a su estado original después de aplicada una carga, es decir mide la flexibilidad del subsuelo que participa en la deformación del sistema pavimento subrasante. Se tiene que, una subrasante con mayor módulo de elasticidad es más rígida que una con menor módulo de elasticidad. Para hallar su valor es necesario obtener la longitud característica- L_0 , este parámetro representa el punto central de este trabajo.

3.3 Medición de deflexiones

3.3.1 Generalidades

Las deflexiones forman parte del estudio de pavimentos, ellas encierran valiosa información de la respuesta del sistema pavimento-subrasante a consecuencia de la acción de cargas móviles y/o estáticas. Su medición y evaluación ayudan a descubrir fallas y carencias estructurales, de esta manera permite tomar decisiones de las necesidades de mantenimiento o reconstrucción de los pavimentos.

La medida de deflexiones empleando la viga Benkelman se encuentra estandarizado de acuerdo al Manual de Carreteras: Ensayos de Materiales del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (*MTC E 1002*). Este se basa en las normas de la ASTM D-4695 (Standard Guide for General Pavement Deflection Measurements).

A continuación se detalla los procedimientos para lograr las medidas de deflexiones de una manera correcta.

3.3.2 Equipo requerido

El equipo requerido para realizar las mediciones de deflexiones es el siguiente:

- Deflectómetro viga Benkelman.
- Extensómetro con dial indicador de divisiones cada 0.01 mm.

- Camión cargado, cuyo eje trasero tenga un peso 18000 libras y un par de llantas dobles con una presión de inflado de 75 a 85 psi.
- Vehículo auxiliar para transportar al personal y al equipo, se recomienda que sea una camioneta.
- Una balanza con capacidad de 10 toneladas para el pesaje del camión; si no se consigue la balanza, puede pesarse en alguna balanza de carga pesada, introduciendo en la balanza solo 2/3 del camión.
- Termómetro o sistema de termopares con escala de -10 °C a 50 °C.
- Manómetro, que disponga de una boquilla adecuada para medir la presión de inflado.
- Accesorios de seguridad como: cascos, conos y señales de seguridad.
- Accesorios de medición como: cinta métrica de 3m, plumones de punta gruesa, tiralíneas, plomada, destornillador, alicates, hojas de campo, lápices, termómetro, cincel punta, martillo, varilla de metal o de madera de 2m y alambre de amarre.

3.3.3 Procedimiento en el campo

Para iniciar las mediciones de las deflexiones se tiene que definir los puntos donde se tomarán las medidas. Se recomienda tomar los puntos cada 50 o 100 m de distancia, alternando cada carril; estos puntos tienen que encontrarse a una distancia prefijada hacia dentro del carril desde el borde de la berma del pavimento. Se recomienda utilizar las distancias indicadas en la tabla 4 (MTC, 2016).

Tabla 4. Distancia del punto de ensayo.

Ancho del carril	Distancia del punto de ensayo desde el borde del pavimento
2.70 m	0.45 m
3.00 m	0.60 m
3.30 m	0.75 m
3.60 m o más	0.90 m

Fuente: Manual de Carreteras: Ensayo de Materiales. (MTC, 2016).

Una vez definidos los puntos donde se realizarán las mediciones, la rueda dual del camión deberá ser colocada en el punto seleccionado, se estaciona el extremo de la viga Benkelman debajo del eje vertical del centro de gravedad de las llantas dobles, se tiene como tolerancia un rango de 3 pulgadas alrededor del punto. Ver figura 22.

Debido a la dificultad tanto visual como operacional que demanda hacer coincidir el extremo de la viga Benkelman con el eje de gravedad, se realizará el siguiente trabajo:

El extremo de la viga Benkelman se coloca en el eje gravedad pero al exterior de las llantas, de tal manera que pueda realizarse una marca con una plomada adosando una varilla de madera en la parte trasera del camión. De esta manera en los siguientes puntos a tomar solo basta hacer coincidir desde la parte trasera del camión la plomada con la marca. La viga Benkelman tiene que estar alineada horizontalmente con la dirección de movimiento del camión. Ver figura 23.

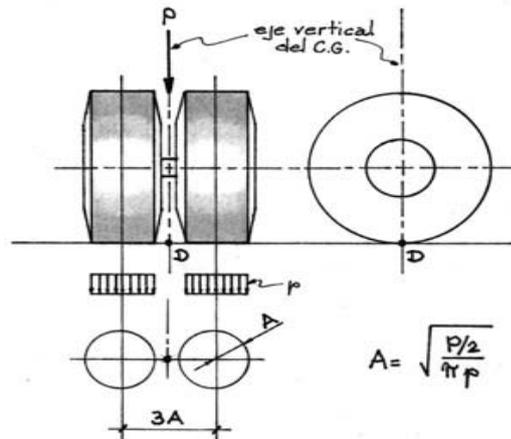


Figura 22. Punto de ubicación del extremo de la viga Benkelman.
Fuente: Estudios de Evaluación Estructural de Pavimentos Basados en la Interpretación de Curvas de Deflexiones. (Hoffman y Del Águila, 1985).

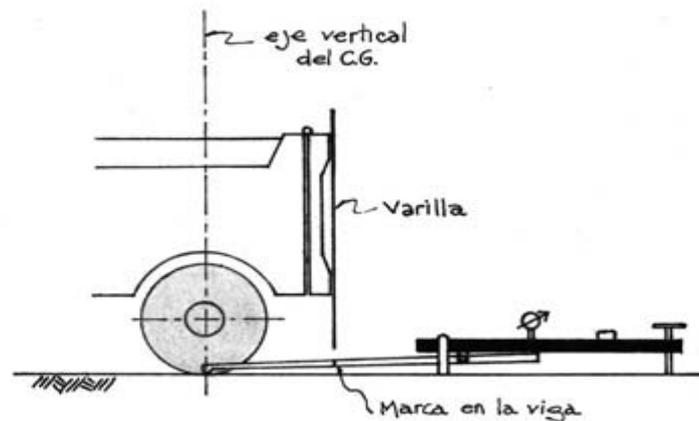


Figura 23. Geometría de colocación de la viga Benkelman.
Fuente: Estudios de Evaluación Estructural de Pavimentos Basados en la Interpretación de Curvas de Deflexiones. (Hoffman y Del Águila, 1985).

Las mediciones en un punto, se realizarán a diferentes distancias, puede ser cada 25, 30, 40 o 50 cm, estas son llamadas deflexiones adicionales. La primera medición es la deflexión máxima y es tomada a una distancia igual a 0 cm, esta es la deflexión medida en el punto que coincide con el eje de gravedad de las llantas dobles.

En esta metodología de análisis es necesario tomar por lo menos 3 lecturas; se pueden obtener más lecturas con fines de verificación o si se desea tener una gráfica del tipo de curva de deflexión que se produce. Como norma se tendrá que la primera marca "adicional" se realizará a una distancia tal que la medida de su deflexión sea la mitad o este en un rango de 35% al 65% de la deflexión máxima, la segunda marca adicional se tomará al doble de distancia de la primera marca adicional. Ver figura 24.

Una vez hechas las marcas adicionales, se activará el extensómetro, se pondrá el dial en cero y mientras el camión se desplaza muy lentamente (se recomienda una velocidad de 1km/h) se toman las medidas conforme la varilla adosada en la parte trasera del camión vaya coincidiendo con las distancias de la primera y segunda marca adicional, se toman las

lecturas hasta que el camión se haya alejado lo suficiente del punto de ensayo y que el indicador del dial ya no tenga movimiento (aproximadamente 5 a 6 metros).

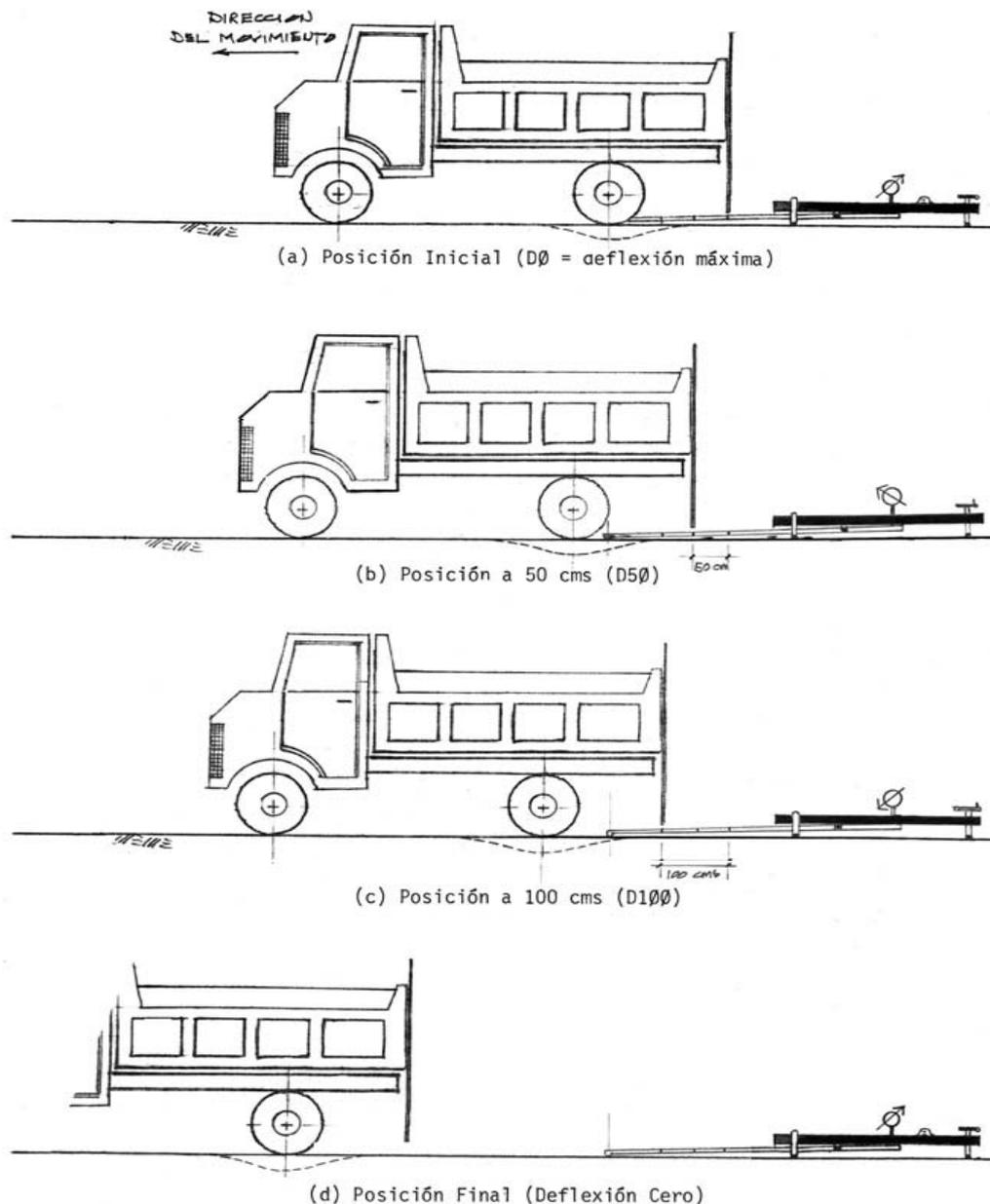


Figura 24. Procedimiento de medición de deflexión.

Fuente: Estudios de Evaluación Estructural de Pavimentos Basados en la Interpretación de Curvas de Deflexiones. (Hoffman y Del Águila, 1985).

Finalmente, para la realización de este trabajo de campo será necesaria la participación de tres operadores. Un operador que sea calificado para la toma de mediciones y que dicte las lecturas, una persona que anote las mediciones y un ayudante que coordine con el conductor del camión y de aviso al operador calificado cuando la varilla adosada en el camión vaya coincidiendo con las marcas hechas en la viga Benkelman. El trabajo realizado deberá ser supervisado por un ingeniero de campo que verificará los valores que vayan obteniendo.

3.3.4 Cálculo de deflexiones

Una vez tomadas las lecturas de campo es necesario obtener una lectura final en cada estación, para esto se resta las lecturas consecutivas acumulando las deflexiones desde la lectura final (0) a las diferentes distancias, de esta manera se obtienen las deflexiones a cada distancia; cabe indicar que las lecturas de campo miden la recuperación del pavimento pero no las deflexiones.

Como ejemplo se tiene que al tomar 5 lecturas en una estación se obtuvieron lecturas en el dial de 320 (a 0 cm), 270 (a 25 cm), 210 (a 40 cm), 180 (a 70 cm) y 180 (a 1 metro), se observa que conforme aumenta la distancia la recuperación va aumentando hasta que se fija un valor en el dial (180) lo cual quiere decir que el pavimento ya no tiene capacidad de recuperarse por lo tanto su deformación es cero. Así mismo con los datos de las lecturas de campo se obtienen que las lecturas finales son 140, 90, 30 y 0, ya que para la distancia a 70 cm se calcula que la lectura final es $180-180=0$, para la distancia a 40 cm se tiene una lectura de $210-180+0=30$, a 25 cm se calcula la lectura final en $270-210+30=90$, y la lectura final máxima sería $320-270+90=140$. Obtenidas las lecturas finales estas serán multiplicadas por el factor del dial expresando el resultado en milímetros.

Las deflexiones en pavimentos flexibles de espesor de asfalto mayor a 5 centímetros se ven afectadas por la temperatura, su magnitud aumenta al incrementarse la temperatura en la carpeta asfáltica. Esto erróneamente se puede atribuir a la disminución de la rigidez de las capas subyacentes, razón por lo cual es necesario corregir las deflexiones de campo llevando los valores de las deflexiones a una temperatura standard de 20°C , mediante la siguiente ecuación:

$$D_c = \frac{\text{Deflexiones de campo}}{[1 * 10^{-3} x \frac{1}{\text{cm}^{\circ}\text{C}} * e * (T - 20^{\circ}\text{C})] + 1} \dots (\text{Ecuacion 22})$$

Donde:

D_c = Deflexión corregida por temperatura

e = Espesor teórico de la carpeta asfáltica en cms

T = Temperatura del pavimento en $^{\circ}\text{C}$

La medición de temperatura se realiza solo una vez por cada punto definido a ensayar, en una zona cercana al punto de distancia cero, en pavimentos con espesor de asfalto mayor a 5 centímetros. Para esto es necesario hacer una pequeña perforación al pavimento de 3 a 5 cm. con el cincel de punta. Se coloca el termómetro antes de iniciar el ensayo y se registra la temperatura una vez terminada la última lectura de campo. Se debe evitar en lo posible las sombras o zonas húmedas que impidan obtener una temperatura representativa. Se recomienda realizar la medición de temperatura en una zona cerca al borde del pavimento y al eje transversal de la llanta, ya que este lugar se mantiene libre de impedimentos y cercana al punto de distancia cero. Ver figura 25.



Figura 25. Medición de temperatura

Fuente: Elaboración propia.

A continuación se muestra en la tabla 5 un formato que puede ser usado para el registro de las lecturas y mediciones de campo. En la tabla 6 se muestra un formato para las mediciones corregidas de campo.

Tabla 5. Formato de lecturas y mediciones de campo.

Estación (Km)	Carril	Lecturas de campo (10^{-3} pulg)				Espesor de la carpeta asfáltica	Temperatura °C	Resultados			
								Deflexiones de Campo (10^{-2} mm)			
		L_{25}	L_{40}	L_{70}	L_{max}			D_{25}	D_{40}	D_{70}	D_{max} (D_0)
0+000											
0+050											
0+100											
0+150											
0+200											
0+250											
.											
.											
.											

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 6. Formato de mediciones corregidas de campo.

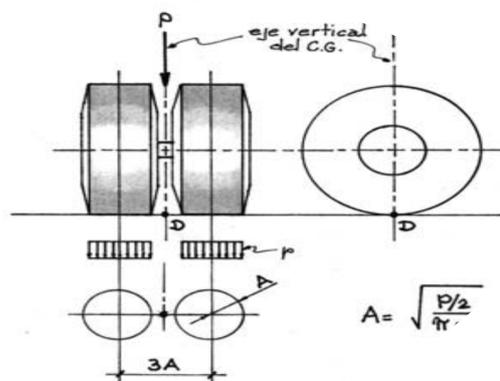
Estación (Km)	Deflexiones corregidas (10^{-2} mm)				Temperatura °C
	D_{25}	D_{40}	D_{70}	D_{max}	
0+000					
0+050					
0+100					
0+150					
0+200					
0+250					
·					
·					
·					

Fuente: Elaboración propia.

3.4 Procesamiento y análisis del modelo de Hogg

Como se mencionó en el capítulo anterior, los datos obtenidos de las deflexiones serán procesados y analizados utilizando el modelo de Hogg, por lo cual se tiene que definir un modelo de carga para el sistema.

Anteriormente se señaló que las deflexiones medidas con la viga Benkelman se realizan de una carga de 18000 libras proveniente del eje trasero simple de un camión de llanta doble y con un presión de inflado de 75 a 85 psi. En el modelo de Hogg se asume que la presión de contacto con la presión de inflado serán las mismas, sobre un área circular de contacto de radio "A" y una distancia de "3 A" entre los centros de cada llanta (ver figura 26), por lo tanto se tiene la siguiente relación:

**Figura 26.** Modelo de carga.

Fuente: Estudios de Evaluación Estructural de Pavimentos Basados en la Interpretación de Curvas de Deflexiones. (Hoffman y Del Águila, 1985).

$$A = \sqrt{\frac{P}{\pi p}} \dots (\text{Ecuación 23})$$

Donde:

A = Radio de huella.

P = Carga sobre una llanta.

p = Presión de inflado.

Con la carga y presión de inflado, determinados anteriormente se tiene:

$$A = \sqrt{\frac{4500}{\pi(80)}} = 4.23'' = 10.7 \text{ cm}$$

En el modelo (Hogg) se tiene una variable **H**, esta es la profundidad finita o infinita de una capa rígida (subrasante). En el procedimiento de evaluación es necesario limitar esta profundidad ya que si no se limita, se diría que la extensión de las curvas de deflexiones (teórica) es infinita lo que se contradice con las deflexiones medidas. Para efectos de utilización del modelo de Hogg se sugiere que dicha profundidad sea 10 veces igual a la longitud característica (**H/L₀=10**); en el capítulo 4 se demostrará este caso.

Es importante aclarar que los parámetros de evaluación solo pueden obtenerse por medio de nomogramas y de forma manual numérica. También es posible desarrollar una sistematización computacional que permita un fácil desarrollo de estas dos formas. A continuación se detalla el procedimiento de obtención de los parámetros de evaluación utilizando ambos casos (nomogramas y forma manual).

Uso de Nomogramas

Una vez obtenidas las deflexiones de campo corregidas (finales), se puede obtener la longitud característica por medio del primer nomograma- $\frac{D_R}{D_0}$ vs r . Se pueden tener diferentes nomogramas para distintos valores de H/L_0 . En la figura 27 se muestra el primer nomograma para un valor de $\frac{H}{L_0} = 10$ para un modelo de carga de radio $A = 11.5$.

Como ejemplo se tiene que las deflexiones de campo tienen un valor de:

$$D_0 = 60 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$D_R = 30 \times 10^{-2} \text{ mm}, \text{ tomada a una distancia } R \text{ de } 40 \text{ cm.}$$

De lo anterior se obtiene:

$$\frac{D_R}{D_0} = \frac{30 \times 10^{-2}}{60 \times 10^{-2}} = 0.50$$

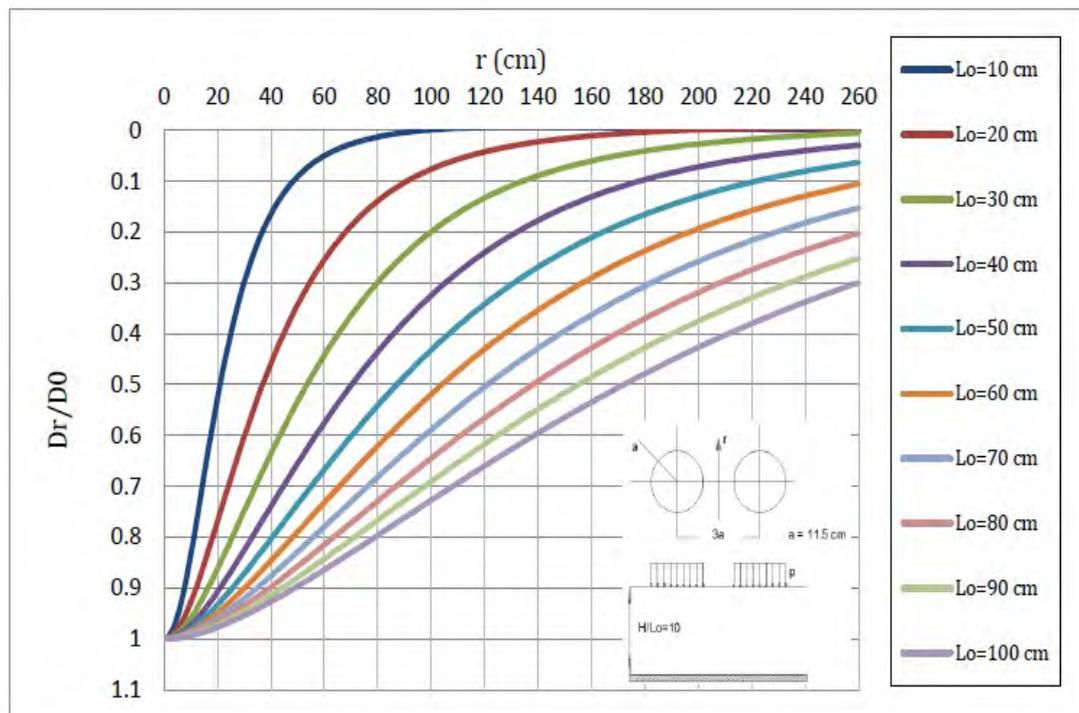


Figura 27. Nomograma 1- $\frac{D_R}{D_0}$ vs r , para $\frac{H}{L_0} = 10$.

Fuente: Elaboración propia.

Ubicando la intersección de este valor con la distancia de R de 40 cm en la figura 27, se obtiene un valor de $L_0 = 20.9$.

Ahora con el segundo nomograma $-L_0$ vs $\frac{D_R}{D_0}$ vs $D_0 \times E_0$ presentado en la figura 28, se puede hallar un valor de $D_0 \times E_0$ teniendo como entrada D_R , D_0 y L_0 obtenido del primer nomograma.

Siguiendo con el ejemplo anterior para el uso de este nomograma se tiene que:

$$D_0 = 60 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$D_R = 30 \times 10^{-2} \text{ mm a una distancia de } R = 40 \text{ cm}$$

Se obtiene el valor de:

$$\frac{D_R}{D_0} = \frac{30 \times 10^{-2}}{60 \times 10^{-2}} = 0.5,$$

En el punto de intersección de este valor (0.5) con la longitud característica, se proyecta una curva paralela al resto de curvas en el lado derecho y con el mismo valor de la curva se realiza en el lado izquierdo. Después el punto de intersección de la longitud característica con la curva proyectada en el lado izquierdo es proyectado en el eje de ordenadas $D_0 \times E_0$, del cual se tendrá un valor de:

$$D_0 \times E_0 = 32 \frac{kg}{cm},$$

Despejando E_0 se obtiene:

$$E_0 = \frac{32 \frac{kg}{cm}}{60 \times 10^{-2} mm} = 533 \frac{kg}{cm^2}$$

De esta manera se lograría alcanzar los dos parámetros de evaluación (E_0 y L_0). La **FHWA (Federal Highway Administration)** sugiere para el uso de estos nomogramas, valores cercanos de $\frac{DR}{D_0} = 0.5$.

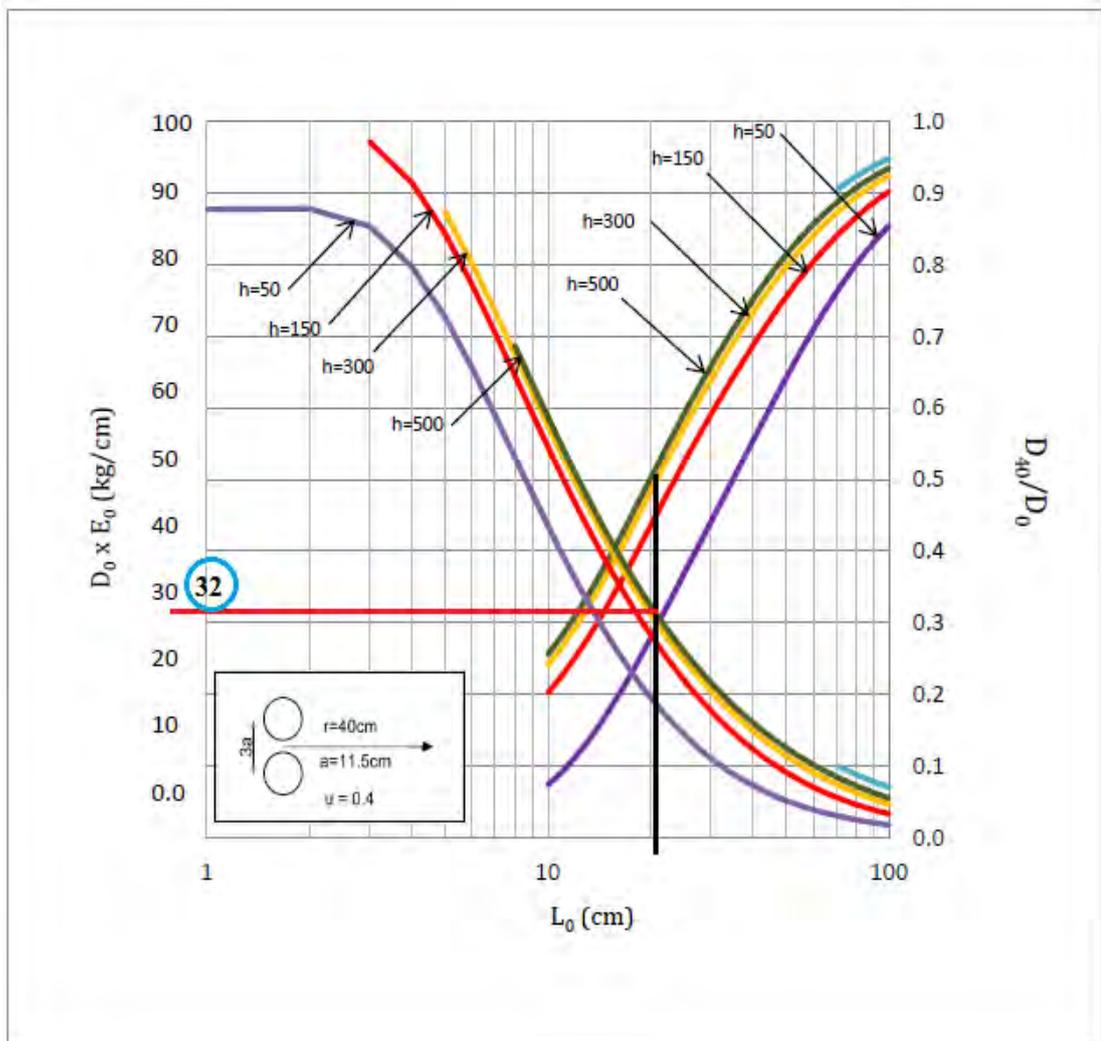


Figura 28. Nomograma 2- L_0 vs $\frac{DR}{D_0}$ vs $D_0 \times E_0$.

Fuente: Elaboración propia.

3.5 Determinación de L_0

El valor de L_0 no solo es posible obtenerlo gráficamente (nomogramas) sino también por medios matemáticos manuales. Cabe indicar que inicialmente en 1944 fue desarrollado el modelo de Hogg y en 1977 se obtuvieron las soluciones numéricas para obtener los parámetros de evaluación, empleando las siguientes ecuaciones (Wiseman et al, 1977). Ver tabla 7.

Tabla 7. Ecuaciones para la obtención de parámetros de evaluación.

Parámetros de Evaluación- Método Numérico	Ecuación	
Módulo de elasticidad de la subrasante según Hogg.	$E_{sg} = I \frac{(1 + u_0)(3 - 4u_0)}{2(1 - u_0)} \left[\frac{S_0}{S} \right] \left[\frac{P}{D_0 x L_0} \right]$	A
Distancia donde la deflexión es la mitad de la deflexión máxima.	$r_{50} = R \frac{\left(\frac{1}{\alpha} \right)^{\frac{1}{\beta}} - B}{\left[\frac{1}{\alpha} \left(\frac{D_0}{D_R} - 1 \right) \right]^{\frac{1}{\beta}} - B}$	B
Longitud característica de la curva de deflexión.	$L_0 = \frac{y_0 r_{50} + [(y_0 r_{50})^2 - 4mAr_{50}]^{\frac{1}{2}}}{2}$ Si $\frac{A}{L_0} < 0.2$, entonces $L_0 = (y_0 - 2m)r_{50}$	C
Relación entre la rigidez por carga puntual y carga distribuida.	$\left(\frac{S_0}{S} \right) = 1 - \bar{m} \left(\frac{A}{L_0} - 0.1 \right)$ Si $\frac{A}{L_0} < 0.2$, entonces $\left(\frac{S_0}{S} \right) = 1$	D

Fuente: Elaboración propia en base a Hoffman (1977).

Donde:

E_{sg} = Módulo de elasticidad de la subrasante

u_0 = Coeficiente de Poisson de la subrasante

S_0 = Rigidez teórica por carga puntual

S = Rigidez del pavimento = P/D_0 (carga distribuida)

P = Carga aplicada

D_0 = Deflexión máxima

D_R = Deflexión a una distancia radial R

R = Distancia radial desde el punto inicial de carga

r_{50} = Distancia radial donde $\left(\frac{D_R}{D_0} \right) = 0.5$

- L_0 = Longitud característica
 H = Espesor de la subrasante
 I = Factor de influencia
 A = Radio de huella circular
 α = Coeficiente de ajuste de curva, ver tabla 8
 β = Coeficiente de ajuste de curva, ver tabla 8
 B = Coeficiente de ajuste de curva, ver tabla 8
 y_0 = Coeficiente para longitud característica, ver tabla 8
 m = Coeficiente para la longitud característica, ver tabla 8
 \bar{m} = Coeficiente para relación de rigideces, ver tabla 8

Asimismo, **Wiseman** et al. describió tres casos donde se obtiene los coeficientes de ajuste de curva, de longitud característica y para la relación de rigideces del modelo de Hogg, lo que permite solucionar las ecuaciones anteriores. Los casos I y II fueron trabajados para valores de h/L_0 igual a 10, aunque con diferentes valores de Poisson y el caso III para cualquier valor del módulo de Poisson con un valor infinito de h/L_0 . A continuación se presentan los tres casos trabajados por Wiseman et al. Ver tabla 8.

Tabla 8. Valor de coeficientes y variables de ajuste de curvas.

Ecuación	CASOS		I	II	III
	Profundidad del estrato rígido	h/L_0	10	10	Infinito
	Coeficiente de Poisson	u_0	0.50	0.40	Todos
A	Factor de influencia	I	0.1614	0.1689	0.1925
B	Valor de D_R/D_0		>0.70	>0.426	Todos
	$r_{50} = f\left(\frac{D_R}{D_0}\right)$	$1/\alpha$	2.460	2.629	3.115
		$1/\beta$	0.592	0.548	0.584
		B	0	0	0
	Valor de D_R/D_0		<0.70	<0.426	
	$r_{50} = f\left(\frac{D_R}{D_0}\right)$	$1/\alpha$	371.1	2283.4	
$1/\beta$		0.219	0.2004		
B		2	3		
C	$L_0 = f(r_{50}, \alpha)$	y_0	0.620	0.602	0.525
		m	0.183	0.192	0.180
D	$\frac{S_0}{S} = f\left(\frac{A}{L_0}\right)$	\bar{m}	0.52	0.48	0.44

Fuente: Wiseman et al (1977).

Se observa que el desarrollo numérico para la obtención de los parámetros de evaluación es posible considerando $H/L_0=10$ y $H/L_0=Infinito$, de la misma manera que para los nomogramas, se obtendrá L_0 , en base a valores cercanos a $\frac{D_R}{D_0} = 0.5$. La particularidad de trabajar de manera numérica es que ayuda a predecir una distancia para la cual se cumple

la relación $\frac{D_R}{D_0} = 0.5$. De esta manera y al no obtener la longitud característica de manera gráfica, los resultados de los parámetros son más exactos.

Para fines de este trabajo, en los próximos cálculos a realizar se considerará el valor de $H/L_0=10$, el módulo de Poisson de la subrasante de 0.4 (CASO II), además se crearán celdas con el programa EXCEL para un rápido procedimiento.

Determinar la longitud característica de manera numérica demanda seguir un proceso. A continuación se muestra un ejemplo del proceso a seguir, para un mejor entendimiento.

Datos

$$D_0 = 0.85mm$$

$$D_R = 0.34mm$$

$$R = 40 \text{ cm}$$

$$u_0 = 0.40$$

$$H/L_0 = 10$$

$$A = 10.7 \text{ cm}$$

$$\frac{D_R}{D_0} = \frac{0.34}{0.85} = 0.4 < 0.426, \text{ ver tabla 8}$$

Obteniendo los coeficientes $1/\alpha$, $1/\beta$ y B de la tabla 8 y reemplazando todos los valores en la ecuación B de la tabla 7, se tiene:

$$r_{50} = R \frac{\left(\frac{1}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\beta}} - B}{\left[\frac{1}{\alpha}\left(\frac{D_0}{D_R} - 1\right)\right]^{\frac{1}{\beta}} - B} \dots \text{(Ecuación 24)}$$

$$r_{50} = 40 * \frac{(2283.4)^{0.2004} - 3}{\left[2283.4\left(\frac{0.85}{0.34} - 1\right)\right]^{0.2004} - 3} = 32.43$$

El valor de r_{50} sirve de entrada para encontrar la longitud característica además se debe obtener los valores de los coeficientes y_0 y m de la tabla 8. Reemplazando todos los valores en la ecuación C de la tabla 7, se obtiene:

$$L_0 = \frac{y_0 r_{50} + [(y_0 r_{50})^2 - 4mAr_{50}]^{\frac{1}{2}}}{2} \dots \dots \text{(Ecuación 25)}$$

$$L_0 = \frac{0.620 * 32.4 + [(0.620 * 32.4)^2 - 4 * 0.192 * 10.7 * 32.4]^{1/2}}{2} = 15.1$$

Finalmente, este valor se puede contrastar con el valor de la longitud característica haciendo uso del primer nomograma (ver figura 27) aunque con diferente valor de A, aproximadamente tiene un valor de $L_0 = 15.5$ cm muy cercano a 15.1 cm obtenido de manera numérica.

3.6 Relación entre Esg y CBR

Existe una relación establecida entre E_{sg} y el CBR de la subrasante debido a la numerosas comparaciones entre los valores de E_0 obtenidos por medio de la evaluación estructural usando viga Benkelman y los valores de CBR obtenidos in situ.

$$E_{sg} = (100 \text{ a } 160) \times CBR$$

$$E_{sg} = K * CBR \dots (\text{Ecuación 26})$$

Donde:

$$E_{sg} = \frac{kg}{cm^2}$$

$$CBR = \%$$

Esta relación es comprobada con el estudio realizado por **Heukelom y Klomp** (1962) que consistía en la propagación de ondas senoideales desde la superficie, para determinar el módulo dinámico de los suelos. Cabe indicar que esta relación es aceptada y ampliamente difundida en el mundo de los pavimentos.

El valor de K varía de acuerdo al tipo de suelo, así tenemos un valor de $K = 100$ para suelos granulares gruesos; $K = 110$ para suelos granulares finos y $K = 130$ para suelos finos plásticos. De acuerdo a las numerosas experiencias, se recomienda utilizar un factor de CBR de 110 (*Hoffman y Del Águila, 1985*).

3.7 Determinación y análisis de CBR

Siguiendo con el ejemplo del capítulo 3, acápite 4, una vez obtenida la longitud característica de $L_0 = 15.1$ cm, se puede hallar el valor de E_{sg} , de la siguiente manera:

- Como primer paso se halla el valor de la relación teórica entre la rigidez para carga puntual y la de carga distribuida en un área, para un cociente dado de A/L_0 , cuya expresión está dada por la ecuación D de la tabla 7.

$$\left(\frac{S_0}{S}\right) = 1 - \bar{m} \left(\frac{A}{L_0} - 0.1\right) \dots (\text{Ecuación 27})$$

$$\text{Si } \frac{A}{L_0} < 0.2, \text{ entonces } \left(\frac{S_0}{S}\right) = 1$$

Del ejemplo se tiene que:

$$\frac{D_R}{D_0} = \frac{0.34}{0.85} = 0.4 < 0.426$$

$$\bar{m} = 0.48 \text{ (Ver tabla 8)}$$

$$\frac{A}{L_0} = \frac{10.7}{15.1} = 0.708 > 0.2$$

Entonces:

$$\left(\frac{S_0}{S}\right) = 1 - 0.48 \left(\frac{10.7}{15.1} - 0.1\right) = 0.7078$$

- Como segundo y último paso, se reemplaza los valores obtenidos anteriormente en la ecuación A de la tabla 7:

$$E_{sg} = I \frac{(1 + u_0)(3 - 4u_0)}{2(1 - u_0)} \left[\frac{S_0}{S}\right] \left[\frac{P}{D_0 \times L_0}\right] \dots \text{(Ecuación 28)}$$

Donde:

$$P = 4086 \text{ kg}$$

$$u_0 = 0.4$$

$$D_0 = 0.85 \text{ mm} = 0.085 \text{ cm}$$

$$L_0 = 15.1 \text{ cm}$$

$$I = 0.1689 \text{ (Ver tabla 8)}$$

$$E_{sg} = 0.1689 * \frac{(1 + 0.4)(3 - 4 * 0.4)}{2(1 - 0.4)} [0.7078] \left[\frac{4086}{0.085 \times 15.1}\right]$$

$$E_{sg} = 622.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Finalmente, aplicando la ecuación 26 y considerando un “factor de subrasante” de 110, se obtiene:

$$E_{sg} = K * CBR \dots \text{(Ecuación 26)}$$

$$CBR = \frac{622.57}{110} = 5.65\%$$

De esta manera se lograría de forma numérica obtener un valor de soporte de la subrasante a partir de la evaluación estructural usando viga Benkelman.

El alcance del valor de soporte por cualquiera de sus dos formas de obtención (gráfica o numérica) tiene como fin compararse con los valores propuestos por el **MTC (2014)** (ver tabla 9) y de esta manera conocer el estado de la subrasante del pavimento por medio de su calificación.

Tabla 9. Calificación CBR según MTC

Categorías de la subrasante	CBR
S_0 = Subrasante Inadecuada	$CBR < 3\%$
S_1 = Subrasante Pobre	De $CBR \geq 3\%$ A $CBR < 6\%$
S_2 = Subrasante Regular	De $CBR \geq 6\%$ A $CBR < 10\%$
S_3 = Subrasante Buena	De $CBR \geq 10\%$ A $CBR < 20\%$
S_4 = Subrasante Muy Buena	De $CBR \geq 20\%$ A $CBR < 30\%$
S_5 = Subrasante Excelente	$CBR \geq 30\%$

Fuente: MTC, 2014.

Cuando se obtiene una mala calificación de la subrasante, normalmente se recurre a reforzarla con un espesor granular, reconstruir o en tal caso a reforzar con un espesor asfáltico. Frecuentemente se asigna un espesor granular sin criterio técnico y desconociendo el estado estructural en el que se encuentra el pavimento.

Hoffman en 1977 estableció en base a consideraciones de diseño y a la teoría de capas elásticas que un pavimento flexible adecuadamente diseñado debe guardar cierta relación entre el módulo de elasticidad del pavimento E_p y el módulo de elasticidad de su subrasante E_{sg} , dando a conocer para fines prácticos la siguiente expresión:

$$\frac{E_p}{E_{sg}} = 3 \dots \dots (\text{Ecuación 29})$$

En base a la teoría de placas-láminas y al concepto de rigidez flexional entre la placa del pavimento evaluado con módulo de elasticidad E^* y de espesor H_c y el pavimento nuevo con módulo E_p y espesor H_{eq} (Hoffman, 1977), se tiene:

$$E^*(H_c)^3 = E_p(H_{eq})^3 \dots \dots (\text{Ecuación 30})$$

Reemplazando la ecuación 30 en 29, se obtiene:

$$\frac{H_{eq}}{H_c} = \left(\frac{1}{3} * \frac{E^*}{E_{sg}} \right)^{\frac{1}{3}} \dots \dots (\text{Ecuación 31})$$

La variable E^* , representa el módulo de elasticidad equivalente de todas las capas del pavimento por encima de la subrasante. El espesor total de estas capas es H_C y se obtiene de la suma del espesor de la carpeta asfáltica H_1 y el espesor granular del pavimento H_2 . El espesor equivalente H_{eq} puede considerarse como un espesor efectivo en términos de “base granular” del pavimento evaluado.

La expresión anterior (ecuación 31) permite estimar si el espesor de H_C del pavimento con modulo E^* es totalmente utilizable o si es necesario reforzarlo.

Para valores de $\frac{H_{eq}}{H_C} \geq 1$ el pavimento será totalmente utilizable, para otros casos es necesario reforzar.

Ullidtz (*Wiseman et al, 1997*) por medio de la variable “espesor equivalente- H_E ”, relacionó matemáticamente la deflexión máxima D_0 , el módulo de elasticidad de la subrasante E_{sg} y el módulo de elasticidad equivalente del pavimento E^* , en las siguientes expresiones:

$$H_E = (0.9)(H_C) \left(\frac{E^*}{E_{sg}} \right)^{\frac{1}{3}} \dots (Ecuación 32)$$

$$D_0 = A(\mathbb{B} + \mathbb{C}) \dots (Ecuación 33)$$

Siendo,

D_0 = Deflexión máxima

$$A = \frac{(1 + u_0)P}{2\pi} \dots (Ecuación 34)$$

$$\mathbb{B} = \frac{1}{E^*} \left[\frac{2(1 - u_0)}{r} - \frac{1}{R_1} \left(2(1 - u_0) + \left(\frac{Z_1}{R_1} \right)^2 \right) \right] \dots (Ecuación 35)$$

$$\mathbb{C} = \frac{1}{E_{sg}} \left[\frac{1}{R_2} \left(2(1 - u_0) + \left(\frac{Z_2}{R_2} \right)^2 \right) - \frac{1}{R_3} \left(2(1 - u_0) + \left(\frac{Z_3}{R_3} \right)^2 \right) \right] \dots (Ecuación 36)$$

Donde:

$$r = 1.5 * A$$

$$Z_1 = H_C + 0.6 * \frac{A^2}{H_C}$$

$$R_1 = \sqrt{Z_1^2 + (1.5A)^2}$$

$$Z_2 = H_E + 0.6 * \frac{A^2}{H_E}$$

$$R_2 = \sqrt{Z_2^2 + (1.5A)^2}$$

$$Z_3 = (H_E + N * L_0) + 0.6 * \frac{A^2}{H_E + N * L_0}$$

$$R_3 = \sqrt{Z_3^2 + (1.5A)^2}$$

$$N = 10 \text{ para base rocosa de } \frac{H}{L_0} = 10$$

$$N = 100 \text{ para base rocosa de } \frac{H}{L_0} = \text{Infinito}$$

A = Radio de huella

P = Carga total en la llanta

De esta manera es posible obtener el módulo de elasticidad del pavimento E^* y conocer si el pavimento realmente necesita un refuerzo estructural en términos de estructura granular utilizando la ecuación 30.

Los pavimentos de la ciudad son raramente analizados, y en muchos casos se dan mantenimientos superficiales cuando es necesaria una rehabilitación o en algunas ocasiones optan por recapear el pavimento cuando no presenta carencias estructurales, estas malas decisiones causan pérdidas de dinero. El recapeo de un pavimento, es una alternativa de mantenimiento de un tipo de rehabilitación, que consiste en otorgarle un refuerzo estructural con alguna emulsión asfáltica en la superficie de rodadura; este tipo de mantenimiento puede ser aprovechado para rediseñar el pavimento teniendo en cuenta un tránsito futuro y los años de vida que se desea tener del pavimento.

La **American Association of State Highways and Transportation Officials** (AASHTO) entre los años 1958-1960 en la ciudad de Ottawa-Illinois, desarrolló el **AASHTO road test**, que consistía en numerosas pruebas efectuadas con cargas de tránsito para determinar el deterioro producido en los pavimentos. Con la información obtenida de este test y las mejoras en los años de 1972, 1973, 1986, 1993, se desarrolló un método para determinar un **refuerzo asfáltico** necesario por carencias o faltas estructurales. Este método relaciona el número estructural del pavimento en el momento de la evaluación (SN_{eff}) con el número estructural que se quiere alcanzar o igualar en el caso de un pavimento que ha perdido capacidad en su estructura (SN_{req}).

Es importante comentar que la determinación del número estructural efectivo (SN_{eff}) en la evaluación de pavimentos de las ciudades del Perú no es muy común, sin embargo este número junto con el valor del CBR de la subrasante, guardan valiosa información que ayudaría a realizar un seguimiento de los pavimentos para el desarrollo de algún programa de mantenimiento periódico a nivel de red local. Además el modo de obtención de este valor, se complementa perfectamente con lo propuesto en esta tesis, el de evaluar estructuralmente los pavimentos usando viga Benkelman, esto se lograría sin necesidad de destruir el pavimento, la cual forma parte de la filosofía de esta tesis.

3.8 Tránsito

El tránsito es un factor importante en el diseño de pavimentos. Este se realiza en base a las cargas producidas por el tránsito de vehículos en la capa de rodadura.

Después de evaluar, analizar y tomar la decisión de rehabilitar un pavimento el valor de tránsito será de suma importancia para definir un número estructural a alcanzar con el refuerzo estructural. El valor de tránsito debe estar expresado en ejes equivalentes acumulados para el año proyectado a que el pavimento llegue a su fin.

Es necesario contar con los estudios de tránsito del pavimento a reforzar, en caso de no tenerlos se pueden considerar los valores de la tabla 10.

Tabla 10. Consideración de ejes equivalentes.

Volumen de Tránsito	Ejes equivalentes (EAL)
Alto	$EAL \geq 10^7$
Medio	$10^6 \leq EAL \leq 10^7$
Bajo	$EAL \leq 10^6$

Fuente: Elaboración propia en base a AASHTO 93.

3.9 Determinación de SN_{eff} y SN_{req}

El SN (Structural Number) es la capacidad de la estructura para soportar las cargas de tránsito, el método AASHTO 93 usa el concepto de número estructural para el diseño de pavimentos.

Es necesario obtener un número estructural efectivo (SN_{eff}), el cual representa a la capacidad para soportar las cargas de tránsito en el momento de realizar las deflexiones y un número estructural requerido (SN_{req}) que indica la capacidad estructural que necesita el pavimento para un determinado tránsito acumulado para un tiempo futuro.

SN-Efectivo (SN_{eff})

El número estructural efectivo informa sobre la capacidad estructural del pavimento en servicio y del deterioro que ha sufrido en el tiempo.

De acuerdo a la guía AASHTO 93, la relación entre el SN_{eff} , el espesor h_p y la rigidez del pavimento E_p , tiene la siguiente expresión:

$$SN_{eff} = 0.0045h_p * \sqrt[3]{E_p} \dots \dots (Ecuación 37)$$

Recordando las ecuaciones del modelo de Hogg (capítulo 2.6)

$$D = \frac{E_p * h_p^3}{12(1 - \mu_p^2)} \dots (Ecuación 38)$$

$$L_0 = \left(\frac{D(1 + \mu_0)(3 - 4\mu_0)}{2(1 - \mu_0)E_{sg}} \right)^{\frac{1}{3}} \dots (Ecuación 39)$$

Reemplazando la ecuación 38 en 39 y despejando E_p , se tiene

$$E_p = \frac{L_0^3 * 2(1 - \mu_0)E_{sg} * 12(1 - \mu_p^2)}{(1 + \mu_0)(3 - 4\mu_0)h_p^3} \dots (Ecuación 40)$$

Considerando valores para $\mu_0 = 0.5$ y $\mu_p = 0.25$ y reemplazando la ecuación 40 en 37, se obtiene:

$$SN_{eff} = 0.0182L_0^3 \sqrt[3]{E_{sg}} \dots (Ecuación 41)$$

Donde:

L_0 : Longitud característica en centímetros (cm).

E_{sg} : Módulo de elasticidad de la subrasante en mega pascales (Mpa).

Se puede notar que los datos obtenidos en los capítulos anteriores en base a las deflexiones no solo son utilizados para obtener el CBR, sino también permiten conocer si el pavimento ha sufrido deterioro en su estructura. Con esto se demuestra lo importante y provechoso de analizar los pavimentos de la ciudad teniendo la evaluación estructural usando viga Benkelman como primera alternativa de evaluación.

Es importante indicar que la adaptación del SN_{eff} en términos de los parámetros de evaluación del modelo de Hogg fue realizada por el Dr. **Hoffman** en el Instituto Tecnológico de Israel en el año 1977 como parte de su investigación sobre la aplicación de modelos elásticos para pavimentos flexibles. Actualmente esta expresión es muy utilizada en estudios relacionados con el cuenco de deflexiones y metodologías del FWD, además, es una de las pocas expresiones que realiza una buena estimación de la capacidad estructural efectiva del pavimento y es ampliamente aceptada en el mundo de los pavimentos.

SN-Requerido (SN_{req})

Es el número estructural que se quiere alcanzar con el refuerzo estructural. Su valor se determina haciendo uso de la información obtenida empíricamente por la AASHO road test, según la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \log W_{18} = Z_R * S_0 + 9.36 * \log(SN_{req} + 1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN_{req} + 1)^{5.19}}} \\ + 2.3 \log(M_R) - 8.07 \dots (Ecuación 42) \end{aligned}$$

Donde:

W_{18} = Número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas acumulado para el periodo de diseño.

Z_R = Desviación estándar normal, igual a -0.841, correspondiente a una confiabilidad del 80% por tratarse de una vía local.

S_0 = Error estándar combinado de la predicción de tránsito y de la predicción del comportamiento, igual a 0.49.

ΔPSI = Diferencia entre el índice de servicio inicial (P_0) y el final (P_t)

M_R = Módulo resiliente de la subrasante calculado en base al CBR obtenido del procedimiento descrito anteriormente (psi).

SN_{req} = Número estructural requerido.

El módulo de resiliencia de la subrasante puede calcularse utilizando las siguientes expresiones:

$M_R = 4326 * LnCBR + 241$, para suelos con $CBR > 20\%$

$M_R = 3000 * CBR^{0.65}$, para suelos con CBR entre 7.2% y 20%

$M_R = 1500 * CBR$, para suelos con $CBR < 7.2\%$

$M_R = 2555 * CBR^{0.64}$, esta ecuación es recomendada por el **MEPDG** (Mechanistic Empirical Pavement Design Guide).

Lo que se persigue de la obtención de estos parámetros es aumentar la vida de los pavimentos flexibles locales mediante una rehabilitación o mantenimiento. Ver figura 29.

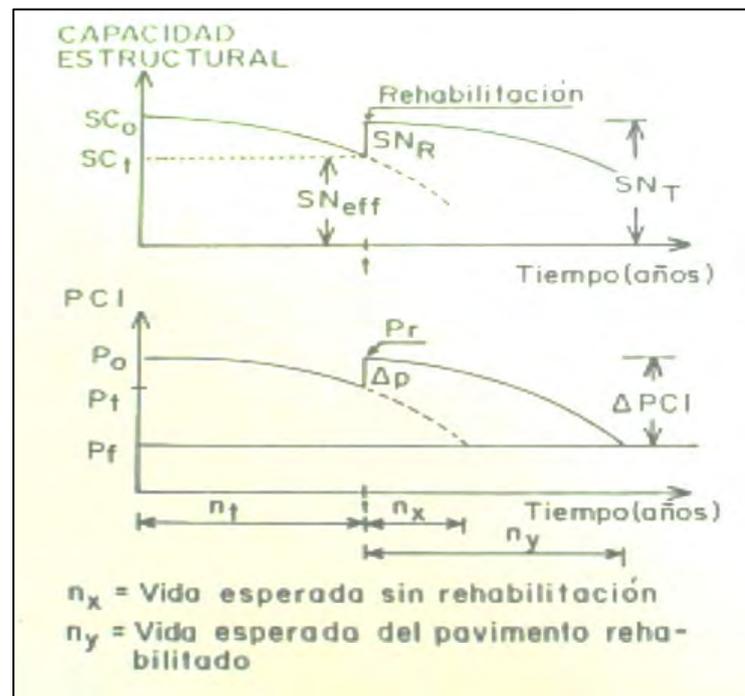


Figura 29. Capacidad estructural efectiva y requerida.

Fuente: Salgado, 2016.

De la figura anterior, se puede notar que aplicando una rehabilitación, el tiempo de vida del pavimento aumenta, esto se ve reflejado en un incremento de su serviciabilidad y en su capacidad estructural. Mientras que al no rehabilitar solo se espera que el pavimento cumpla con su vida útil, la cual es muy pequeña comparada con la vida útil del pavimento una vez rehabilitado.

3.10 Diseño de refuerzo estructural asfáltico

3.10.1 Antecedentes de refuerzo estructural

Al inicio de este capítulo se comentó que la finalidad de este trabajo es indicar si es necesario intervenir estructuralmente en los pavimentos flexibles locales.

Como **primera etapa de análisis**, se evalúa el terreno donde se asienta el pavimento. Anteriormente se dio a conocer el procedimiento adecuado para la obtención del CBR, éste se compara con los valores de CBR propuestos por el MTC y de esta manera se puede hacer inferencia sobre las decisiones en el pavimento.

Las calificaciones del MTC derivan de investigaciones propias de AASHTO y son recomendadas en la construcción y la rehabilitación de pavimentos, pues la idea de dar a conocer estas valoraciones es para no trabajar en subrasantes que terminarán deteriorando la estructura del pavimento en un corto tiempo. De la misma manera al obtener una mala calificación de CBR de la subrasante en un pavimento existente, indica que el pavimento se encuentra estructuralmente deteriorado. Estas valoraciones son muy utilizadas en la evaluación y diagnósticos de pavimentos flexibles por parte de empresas dedicadas a la conservación vial. Estas calificaciones se han comprobado en diversas investigaciones en referencia y relacionadas con el impacto del módulo de resiliencia en la estructura de pavimentos flexibles. Un ejemplo de ello se presenta en Gómez (2015), de la cual con respecto a la subrasante se concluye lo siguiente:

- Los resultados obtenidos muestran que es necesario realizar mejoramiento en los suelos de subrasantes con módulo resiliente inferior a 40 Mpa con el fin de evitar deformaciones importantes y de disminuir la probabilidad de falla en la estructuras.
- Por otra parte los resultados también permiten analizar, que para subrasantes con módulos superiores a 80 MPa la influencia en los valores de deflexión es casi nula, indicando que las estabilizaciones con módulos por encima de este valor tendrán un efecto menor en la reducción de espesores y en el comportamiento de la estructura.

Las conclusiones anteriores comprueban una vez más la efectividad del estudio realizado por AASHTO en cuanto a las calificaciones propuestas. Cabe indicar que los valores de 40 y 80 Mpa de los módulos resilientes a los que se hacen referencia fueron trabajos con una relación de Heukelom y Klomp de 7.5 veces el valor de CBR, de la cual se obtendrían los valores de CBR de 5.33% y 10.67%, con una calificación de pobre y buena subrasante.

De esta manera se establece que al tener una calificación como inadecuada y pobre, es necesario reconstruir el pavimento, realizar trabajos de mejoras en la subrasante para tener una base de apoyo sólida y óptima, pues esta se encuentra dañada y es origen de problemas en el pavimento. Así mismo los valores de CBR que obtengan la calificación de regular, buena, muy buena y excelente subrasante, indican que estructuralmente el pavimento se encuentra asentado sobre una subrasante que no origina problemas estructurales y cumple una función óptima. Después de obtener esta indicación se pasa a una segunda etapa de análisis, para determinar si existe carencia estructural y de esta manera rehabilitar o dar mantenimiento al pavimento.

En la tabla 11, se muestran las acciones a tomar en cuenta en el pavimento a nivel de subrasante.

Tabla 11. Acción en el pavimento a nivel de subrasante.

Calificación MTC de la subrasante	¿Se originan problemas estructurales en el pavimento?	Condición del pavimento	Acción en el pavimento
Inadecuada $CBR < 3\%$	Si	Daño en toda la estructura	Reconstrucción del pavimento y mejoras en el terreno de fundación.
Pobre $3\% \leq CBR < 6\%$	Si	Con problemas estructurales	Reconstrucción del pavimento y mejoras en el terreno de fundación.
Regular $6\% \leq CBR < 10\%$	No	Estructura óptima	Evaluar si existe carencia estructural
Buena $10\% \leq CBR < 20\%$	No	Estructura óptima	Evaluar si existe carencia estructural
Muy Buena $20\% \leq CBR < 30\%$	No	Estructura óptima	Evaluar si existe carencia estructural
Excelente $30\% \leq CBR$	No	Estructura óptima	Evaluar si existe carencia estructural

Fuente: Elaboración propia.

Después de este análisis se comprende mejor por qué la mayoría de pavimentos que son tratados superficialmente vuelven a deteriorarse, pues no parece obvio que se necesite la reconstrucción del pavimento sin tener algún parámetro que lo indique. De esta manera en este primer análisis se eliminan por completo las malas decisiones sobre intervenciones superficiales que terminan siendo en vano.

Cabe indicar que esta tesis no está en contra de los tratamientos superficiales, muy por el contrario se está de acuerdo de su uso como medida de mantenimiento, cuando el pavimento no tenga carencia estructural.

Carencia estructural

Los números estructurales son un indicador de la capacidad estructural del pavimento en el momento que se realiza la evaluación y proyectado en algunos años (nuevo), el valor de la relación entre el número estructural efectivo y requerido, indica si existe una carencia estructural en el pavimento en términos generales, según la expresión:

$$\frac{SN_{eff}}{SN_{req}} \geq 1, \text{ No existe carencia estructural}$$

$$\frac{SN_{eff}}{SN_{req}} < 1, \text{ Existe carencia estructural}$$

Al multiplicar por 100 la relación anterior se obtiene lo que universalmente se conoce como Índice de Capacidad Estructural (ICE). De la misma manera AASHTO indica que para valores ICE menores a 100, existe carencia estructural, según la expresión:

$$ICE \% = \frac{SN_{eff}}{SN_{req}} * 100 < 100, \text{ Existe carencia estructural}$$

Cuando existe una carencia estructural es necesario **reforzar** el pavimento. Este refuerzo puede darse aumentando la capa granular del pavimento, lo cual demandaría el movimiento de personal, máquinas y el tiempo que llevaría realizar este trabajo sería un factor que podría causar congestión vehicular, además que determinar un nuevo espesor granular de refuerzo demandaría el uso de métodos de diseño como AASHTO o CONREVIAl, lo que complicaría al personal técnico de los gobiernos locales. En cambio si se refuerza con un espesor de asfalto, éste demandaría menos recursos, y los valores obtenidos (L_0 , E_0 y CBR) por medio del procedimiento tratado en esta tesis ayudarían a determinar el espesor de refuerzo asfáltico según AASHTO 93, sin ningún inconveniente. A este tipo de refuerzo estructural se le conoce como sobrecarpetas asfálticas.

3.10.2 Sobrecarpetas asfálticas

Las sobrecarpetas de asfalto sobre pavimentos flexibles se utilizan para corregir fallas funcionales y estructurales de pavimentos existentes. Es necesario aclarar estas diferencias entre los tipos de fallas, dado que de esto depende el tipo de sobrecarpeta a proyectar.

Las fallas funcionales son aquellas que afectan directamente o indirectamente al usuario, estas deficiencias se relacionan con la calidad de la superficie y todos aquellos deterioros que afectan la comodidad, seguridad y economía del usuario. Entre este tipo de deficiencias se encuentran: una pobre fricción superficial, efectos de deslizamiento de vehículos por hidroplaneo (agua entre las llantas y el pavimento), hundimientos, presencia de ahuellamientos, asentamientos en el pavimento y un alto índice de rugosidad internacional (IRI).

Las fallas estructurales son aquellas que afectan la capacidad del pavimento para soportar las cargas e involucran al paquete estructural.

El diseño de sobrecarpetas se fundamenta en el concepto de “deficiencia estructural”. Esencialmente se basa en que la capacidad estructural de una sobrecarpeta colocada encima de un pavimento existente debe satisfacer la capacidad estructural requerida para soportar un tráfico futuro, de esta manera el pavimento existente aumentaría su vida útil. AASHTO diseña varios tipos de sobrecarpetas en pavimentos existentes.

El tipo de sobrecarpeta referente en esta tesis es una sobrecarpeta de asfalto sobre un pavimento flexible (concreto asfáltico). En la tabla 12 se muestran los diferentes tipos de sobrecarpetas que diseña AASHTO.

Tabla 12. Tipos de sobrecarpeta.

Sobrecarpeta	Pavimento existente
Concreto asfáltico	Concreto asfáltico (CA)
Concreto asfáltico	Hormigón previamente fracturado o triturado
Concreto asfáltico	H. Simple, H. Reforzado con juntas o H. contínuam. Reforzado
Concreto asfáltico	CA s/H. Simple, H. Reforzado con juntas o H. contínuam. Reforzado
Hormigón adherido	Hormigón
Hormigón no adherido	Hormigón
Hormigón	Concreto asfáltico

Fuente: AASHTO, 1993.

3.10.2.1 Fallas en pavimentos flexibles

Los pavimentos flexibles durante su vida de servicio se van deteriorando, se tiene diversas causas que originan problemas en la condición del pavimento; todo esto se ve reflejado en las fallas del pavimento.

Dependiendo del tipo de fallas que se encuentran es necesario tomar una acción de mejora en el pavimento. En el caso de fallas funcionales, el defecto se presenta en la superficie de la capa asfáltica y las acciones de reparación se dirigen a la corrección de la fricción (seguridad), o al restablecimiento de la rugosidad (comodidad). Este mejoramiento se logra con la colocación de capas asfálticas de bajo espesor que no contribuyen desde el punto de vista estructural dado que el problema radica en la superficie.

Mientras que las fallas estructurales tienen su origen en defectos de una o más capas que conforman la estructura del pavimento, generalmente por deficiencias en la capacidad portante de la subrasante o deficiencias estructurales. Estas fallas originan una falta de resistencia y una mala distribución de esfuerzos impuestos por el tráfico lo que finalmente lleva a destruir la superficie y la estructura del pavimento. En este caso, la corrección de las fallas va dirigida a reforzar estructuralmente con capas asfálticas el pavimento existente para lograr resistir las cargas impuestas por el tránsito, de esta manera se garantiza la funcionalidad y el aumento de la vida del pavimento.

Las deficiencias estructurales tienen gran influencia en el origen de fallas funcionales, pero no puede ocurrir el caso contrario, ya que si sólo hay fallas funcionales, solo llevarían a aumentar un daño existente en el pavimento. La falta de capacidad estructural de un pavimento genera un deterioro progresivo que se manifiesta en niveles excesivos de agrietamientos y deformaciones, no recuperables a través de la simple aplicación de acciones de conservación preventiva (*Thenoux y Gaete, 1995*).

Un ejemplo de ello se puede apreciar en Montejo (2006), en donde se sostiene que:

- Cuando la capacidad de deformación-recuperación de los materiales que conforman la estructura de pavimento es “excedida más allá del valor que determinan las deformaciones recuperables por elasticidad instantánea y retardada, se desarrollan deformaciones permanentes (ahuellamiento) en cada aplicación de las cargas, las que se acumulan modificando los perfiles de la calzada hasta valores que resultan intolerables para la comodidad, seguridad y rapidez del tránsito y aún pueden provocar el colapso de la estructura”.

De lo anterior se sostiene que por una falta de resistencia a consecuencia de una deficiencia estructural o falta de capacidad portante, se origina una deformación permanente (ahuellamiento) la cual se refleja en la superficie del pavimento. Esta falla (ahuellamiento) tiene origen estructural pero también pasó a ser un problema funcional. Es posible que el ahuellamiento pueda formarse superficialmente, producto de la mala calidad del asfalto, pero corregir esta falla funcional nunca subsanaría las deficiencias estructurales del pavimento o la capacidad portante de la subrasante.

Otro ejemplo tiene que ver con los valores del índice de rugosidad (IRI). Un valor bajo de IRI representa un buen indicador funcional. Es decir, funcionalmente el pavimento puede encontrarse en buen estado y con transitabilidad adecuada, pero el pavimento puede tener fallas estructurales como piel de cocodrilo. Cabe indicar que la evaluación del IRI no forma parte de esta tesis.

En simples palabras, al corregir una deficiencia estructural se subsana también fallas funcionales o superficiales; además, los grandes problemas en la funcionalidad de los pavimentos se originan en gran parte por “deficiencias estructurales”. AASHTO se basa en este concepto para el diseño de sobrecarpetas asfálticas.

3.10.2.2 Capacidad estructural y deficiencia estructural

La capacidad estructural es esencialmente la medida de la habilidad de un pavimento para soportar las cargas de tránsito repetitivas durante el tiempo. La diferencia entre la capacidad estructural de un pavimento medido en un tiempo definido y la capacidad estructural de un pavimento proyectado a un futuro, definen lo que es una deficiencia estructural.

En otras palabras, la deficiencia estructural es la capacidad estructural que le falta a un pavimento para obtener una capacidad estructural necesaria para soportar un tránsito futuro (Figura 30).

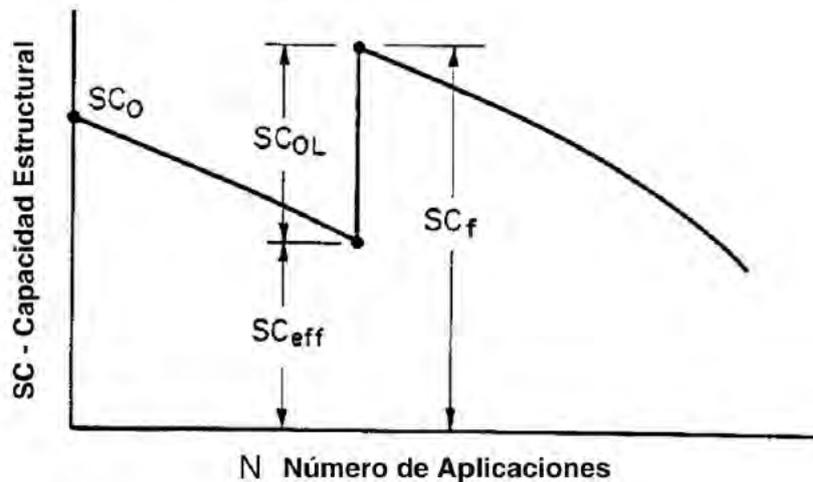


Figura 30. Deficiencia estructural.

Fuente: AASHTO 93.

De la figura anterior se puede notar que el pavimento en el primer día de su vida útil tenía una capacidad estructural SC_0 , luego con el paso del tiempo este fue reduciendo hasta el valor de SC_{eff} (capacidad estructural efectiva), sin embargo al rehabilitar o dar mantenimiento aumentó su capacidad estructural en SC_{OL} y se logró obtener una capacidad estructural final de SC_f . De esta manera se alcanzó a aumentar la vida útil del pavimento flexible.

Las razones por las cuales la capacidad estructural de un pavimento flexible requiere ser reforzada puede deberse a una o más de las siguientes causas (*Thenoux y Gaete, 1995*):

- El pavimento está cercano a cumplir su vida de diseño. Los ejes equivalentes acumulados han alcanzado los límites considerados en el diseño original y el desgaste de los materiales producen una disminución en la capacidad estructural del pavimento.
- Se proyectó un espesor de diseño insuficiente. Un espesor de proyecto insuficiente se puede relacionar con el tránsito de diseño subestimado y con el empleo de parámetros de diseño no representativos.
- La calidad de la construcción tiene un rol importante en el pavimento. Aun estando bien diseñado un pavimento, la mala calidad de la construcción puede minorar substancialmente la capacidad de un pavimento.
- La inadecuada conservación del pavimento, puede provocar el deterioro acelerado.
- La inadecuada fiscalización de una red caminera trae como consecuencia un mal uso de los pavimentos y un aumento de sobrecargas.

3.10.2.3 Diseño de sobrecarpetas – Método no destructivo de deflexión

El diseño de sobrecarpetas asfálticas sobre pavimentos flexibles se resume a obtener la capacidad estructural efectiva y la capacidad estructural requerida (proyectada), con la finalidad de obtener un espesor de asfalto, el cual aportará estructuralmente al pavimento flexible existente. De esta manera se aumentaría la vida útil de los pavimentos flexibles de la ciudad, los cuales llevan buen tiempo sin evaluación, rehabilitación y mantenimiento, además, que aumentaría la funcionalidad de los pavimentos.

El diseño de la sobrecarpeta asfáltica para deficiencias estructurales de pavimentos flexibles sobre pavimentos flexibles, según ASSHTO 93 está dada por la siguiente ecuación:

$$H_{AC} = \left(\frac{SN_{req} - SN_{eff}}{\alpha} \right) \dots \dots (Ecuación 43)$$

Donde:

H_{AC} = Espesor requerido de sobrecarpeta asfáltica.

SN_{req} = Número estructural requerido.

SN_{eff} = Número estructural efectivo.

α = Parámetro AASHTO obtenido de la figura 31.

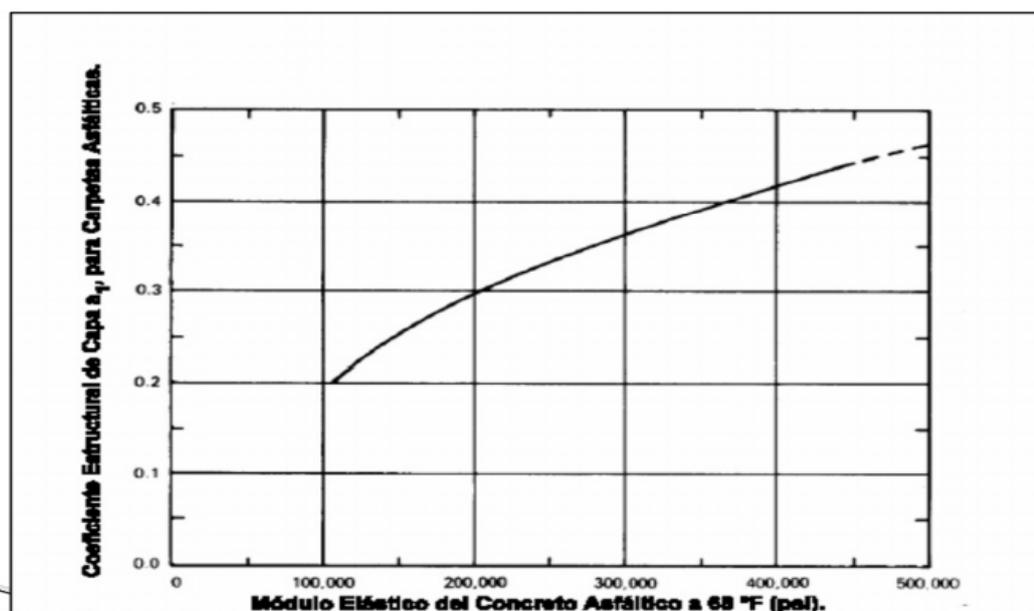


Figura 31. Parámetro α (1/pulg).

Fuente: Guide for Design Pavements of Structures (AASHTO, 1993).

Se debe recordar que los parámetros necesarios para la obtención del número estructural efectivo y requerido, forman parte de los resultados obtenidos realizando la evaluación estructural usando la viga Benkelman y fueron detallados a lo largo de este capítulo.

3.10.2.4 Espesor de refuerzo estructural

El valor del espesor de refuerzo estructural en algunos casos puede ser malinterpretado si no se tiene la experiencia y la coherencia necesaria.

Dado que este trabajo de investigación servirá de fuente de consulta, es necesario dar a conocer los temas relacionados al espesor de refuerzo estructural y así evitar caer en malinterpretaciones que llevarían a cometer errores y gastos innecesarios.

Según AASHTO 93 la carpeta asfáltica comienza a aportar estructuralmente a partir de 2.5 cm de espesor, es decir para requerimientos desde 0.425 de capacidad estructural. Este espesor también es el mínimo necesario para poder tener serviciabilidad y funcionalidad del pavimento con el tránsito más bajo que puede tener una carretera en el diseño de pavimentos. Cabe indicar que al igual que la mayoría de las investigaciones de AASHTO, este valor deriva del estudio de ensayos y comportamiento de sobrecarpetas en asfalto flexible del AASHO road test (AASHTO, 1993).

En algunos casos se pueden obtener espesores menores y mayores a 2.5 cm.

El obtener un valor menor a 25 mm en el diseño de sobrecarpetas, indica que el pavimento tiene una necesidad mínima de apoyo estructural. Esta necesidad puede verse provocada por la deflexión que sufre el pavimento a consecuencia del debilitamiento de su capa de rodadura o debido a pequeñas fallas en su superficie, en tal caso, la corrección de esta necesidad estructural está orientada a mejorar la superficie.

Sin embargo es necesario cumplir con la necesidad de la “capacidad estructural” por más pequeña que sea. Construir una carpeta asfáltica menor a 25 mm es imposible ya que los materiales que conforman el asfalto no presentan diámetros menores a 25 mm. A pesar de ello se puede alcanzar este pequeño “aporte estructural” utilizando otros tipos de capas de rodadura como: las lechadas asfálticas y los micropavimentos slurry seal.

La Internacional Slurry Surfacing Association (ISSA) define las lechadas asfálticas como una mezcla de agregado, emulsión asfáltica de quiebre lento, agua y aditivo, la que es distribuida sobre la superficie de un pavimento existente, en espesores que van desde los 3 mm hasta los 10 mm. Mientras los micropavimentos están compuesto por emulsiones asfálticas, agregados triturados, finos minerales y aditivo de control, aplicados sobre una superficie asfáltica dañada en espesores de 10 mm a 50 mm.

Las lechadas asfálticas y los micropavimentos no realizan funciones estructurales, ya que estos tipos de capa de rodadura no aportan estructura al pavimento.

Ante esto, en la tabla 13 se muestran las características de las lechadas asfálticas y los micropavimentos slurry seal.

Las lechadas asfálticas y los micropavimentos no cumplen funciones estructurales, la razón es que al ser materiales asfálticos que son aplicados en espesores pequeños y al no tener la misma composición de materiales resistentes como la tiene el asfalto, no pueden desarrollar una función estructural eficiente. Sin embargo las lechadas asfálticas y los micropavimentos pueden cumplir con el requerimiento de un “pequeño aporte estructural”.

En el manual de carreteras del MTC, se tienen los siguientes coeficientes estructurales, para diferentes tipos de rodadura. Ver figura 32.

Tabla 13. Características y funciones de la lechada asfáltica y micropavimentos.

Tipo de mantenimiento	Características	Funciones
Lechada Asfáltica	<p>No aporta estructura al pavimento.</p> <p>No corrige la rugosidad del pavimento.</p> <p>Debe de ser aplicada en superficies asfálticas estructuralmente sanas.</p> <p>Se aplica en espesores de 3 mm a 12 mm.</p>	<p>Retarda el deterioro de la superficie donde se aplica.</p> <p>Detener procesos erosivos. Sellar grietas superficiales Impermeabilizar.</p>
Micropavimentos	<p>No aporta estructura al pavimento.</p> <p>Tiene mayor desempeño mecánico en su vida útil.</p> <p>Mayor consistencia durante el mezclado y colocación.</p> <p>Puede ser utilizada para corregir hundimientos, ahuellamientos y baches.</p> <p>Se aplicada en superficies dañadas.</p>	<p>Restaura la textura del pavimento.</p> <p>Actúa como capa de desgaste para la capa de rodadura prolongando la vida del pavimento.</p> <p>Restaurar la funcionalidad del pavimento.</p>

Fuente: Internacional Slurry Surfacing Association, 2005.

Para un mejor entendimiento ante la situación de obtener espesores menores a 25 mm se tiene el siguiente ejemplo:

Si se obtiene un espesor de sobrecarpeta asfáltica de 3 mm. ¿Qué capa de rodadura se puede utilizar?

Como se comentó anteriormente, obtener requerimientos menores a 25 mm se debe principalmente a fallas superficiales y no a bajos niveles de capacidad estructural; principalmente la corrección de este tipo de requerimiento se orienta a solucionar fallas superficiales en vez de deficiencias estructurales, sin embargo por más pequeño que sea el espesor obtenido se tiene que cumplir con la capacidad estructural que requiere.

Una solución puede ser aplicar como espesor de carpeta asfáltica el valor mínimo de 25 mm, sin embargo se estaría cometiendo un error de sobredimensionamiento, además que demandaría un alto gasto.

COMPONENTE DEL PAVIMENTO	COEFICIENTE	VALOR COEFICIENTE ESTRUCTURAL a_1 (cm)	OBSERVACIÓN
CAPA SUPERFICIAL			
Carpeta Asfáltica en Caliente, módulo 2.965 MPa (430.000 PSI) a 20 oC (68 oF)	a_1	0.170 / cm	Capa Superficial recomendada para todos los tipos de Tráfico
Carpeta Asfáltica en Frio, mezcla asfáltica con emulsión.	a_1	0.125 / cm	Capa Superficial recomendada para Tráfico $\leq 1'000,000$ EE
Micropavimento 25mm	a_1	0.130 / cm	Capa Superficial recomendada para Tráfico $\leq 1'000,000$ EE
Tratamiento Superficial Bicapa.	a_1	0.250 (*)	Capa Superficial recomendada para Tráfico $\leq 500,000$ EE. No Aplica en tramos con pendiente mayor a 8%; y, en vías con curvas pronunciadas, curvas de volteo, curvas y contra curvas, y en tramos que obliguen al frenado de vehículos
Lechada asfáltica (slurry seal) de 12mm.	a_1	0.150 (*)	Capa Superficial recomendada para Tráfico $\leq 500,000$ EE. No Aplica en tramos con pendiente mayor a 8% y en tramos que obliguen al frenado de vehículos
(*) Valor Global (no se considera el espesor)			

Figura 32. Coeficientes estructurales.

Fuente: MTC, 2016.

La solución coherente para este caso, sería cumplir con el pequeño requerimiento estructural utilizando otro tipo de capa de rodadura, esta solución es óptima ya que el requerimiento del aporte estructural verdaderamente no se debe a grandes problemas estructurales sino más bien a pequeñas fallas en su superficie. De esta manera el aporte estructural requerido para un espesor de 3 mm de una sobrecarpeta asfáltica de coeficiente estructural de 0.17/cm es de 0.051 de capacidad estructural. Se puede cumplir con esta capacidad estructural si se utiliza una lechada asfáltica de 12 mm, la cual tiene un aporte estructural de 0.15 (ver figura 32). De esta manera se cumpliría con el requerimiento de capacidad estructural y se economizaría en la aplicación de la capa de rodadura.

La solución de optar por un tipo de capa de rodadura depende mucho del análisis de factibilidad que realiza el ingeniero de campo o proyectista encargado del diseño de sobrecarpeta asfáltica. Ante esto no se debe olvidar de cumplir con el requerimiento de capacidad estructural.

Es necesario decir que en algunos casos, los valores mayores de 25 mm deben ser analizados en cuanto a factibilidad, ya que puede resultar costoso recapear el pavimento comparado con una reconstrucción, se debe recordar que el alto costo es una de las razones del diseño de capas en los pavimentos.

En el caso de no existir deficiencia estructural, indica que el pavimento no requiere ningún aporte estructural, pero esto no significa que no necesite una intervención superficial. En tal caso, es necesario evaluar superficialmente el pavimento por el método PCI y

comprobar si requiere un tratamiento superficial, el cual probablemente será leve y en función al desgaste de la capa de rodadura.

Al tener una estructura sana y sin deficiencias, es muy probable que las fallas superficiales vayan orientadas sólo a un desgaste superficial o a pequeños problemas en la capa de rodadura, en tal caso solo será necesario optar por un tratamiento básico, como lechada asfáltica o micro pavimento. Esto se puede comprobar con el método PCI.

El método de PCI (Índice de Condición del Pavimento) fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EE.UU, este método consiste en realizar una inspección visual de las fallas ocurridas en la superficie, de otorgarle cierta magnitud de daño a cada falla y finalmente obtener por medio de una ponderación la calificación final de la condición del pavimento, esta calificación va desde el rango de colapsada a excelente condición del pavimento.

Por las diferentes acciones realizadas y evaluaciones obtenidas de la gestión de pavimentos flexibles del gobierno de los Estados Unidos se pudo realizar una recomendación a tomar en cuenta en los pavimentos de acuerdo a su calificación PCI. Estas recomendaciones en base a la experiencia norteamericana pudieron ser adaptas para los tipos de mantenimientos que se realizan en Perú. (*Sotil, 2016*). Ver figura 33.

Puede notarse que después de analizar superficialmente el pavimento se determina una reconstrucción, un refuerzo estructural o un tipo de mantenimiento a utilizar. Sin embargo no se produce un análisis de la estructura del pavimento y tampoco se muestran datos que sirvan de insumo para poder realizar los tipos de mantenimientos que se proponen.

En el caso de los pavimentos flexibles de la ciudad, es difícil encontrar pavimentos con categoría de “excelente” y “bueno” ya que la gran mayoría tiene una antigüedad entre 10 y 25 años, normalmente un índice de condición excelente y buena se encuentra en pavimentos que tienen una edad de 1 a 5 años.

En la figura 33, se puede notar que existe un vacío en el rango del índice de condición de 40 a 70, pues para estos valores no se consideró tomar alguna acción ya que al igual que en la evaluación estructural para valores de Hac mayores de 25 mm, se debe analizar la factibilidad y según el método PCI para la condición del pavimento de 40 a 70 resulta factible esperar un mayor daño para optar por una rehabilitación.

En los pavimentos flexibles de condición de superficie pobre y muy pobre, se realizan acciones de refuerzo estructural y reconstrucción; esto como se comentó repetidas veces se debe a que la capacidad estructural y portante influyen y generan cuantiosos y serios problemas en la superficie del pavimento y la corrección ante este problema radica en subsanar capacidades estructurales o portantes.

Sin embargo el método de PCI no muestra el valor de la capacidad estructural del pavimento, ni la capacidad portante de la subrasante, esta información es muy importante y no tenerla puede llevar a realizar acciones que resultan ser en vano. No tendría sentido reforzar estructuralmente un pavimento cuando presenta bajos niveles de capacidad portante en su subrasante.

Cuando la condición de superficie del pavimento es buena, muy buena y excelente las correcciones solo se enfocan en la superficie del pavimento, estructuralmente no se realiza ninguna acción ya que el pavimento presenta problemas netamente superficiales y no son producto de deficiencias portantes o estructurales. En simples palabras, se realizan tratamientos superficiales cuando el pavimento se encuentra estructuralmente sano y óptimo.

Índice de Estado Superficial del Pavimento- Categorías de Acción		
Rango de Índice de Estado	Categoría de Acción	Descripción
100 a 85	Excelente Mantenimiento Preventivo o Mínimo.	Pavimento en condición muy buena; no requiere acciones de mantenimiento correctivo inmediatas; ocasionalmente pueden requerir acciones de mantenimiento mínimo preventivo.
85 a 70	Muy Bueno Mantenimiento Correctivo Menor.	Pavimento en condición buena, con fallas incipientes que requieren acciones de mantenimiento correctivas inmediatas y/o en el corto plazo.
70 a 55	Bueno Mantenimiento Correctivo Mayor o Intensivo.	Pavimento en condición dudosa o regular, con fallas evidentes que requieren acciones de mantenimiento correctivo frecuentes y probablemente una rehabilitación a mediano plazo. Comprende tres tipos de acción: 1 Condición dudosa mantenimiento correctivo mayor. 2 Sellado de superficie. 3 Reencarpetado delgado.
40 a 25	Pobre Rehabilitación - Refuerzo Estructural.	Pavimento en condición deficiente con fallas en proceso de generación, que requieren una rehabilitación en el corto plazo para evitar la generalización de daños irreversibles.
< 25	Muy Pobre y Colapsado Rehabilitación-Reconstrucción.	Pavimento en condición muy deficiente, con fallas severas generalizadas que requieren una rehabilitación mayor, probablemente con alto porcentaje de reconstrucción, en el corto plazo.

Figura 33. Acciones a realizar según el valor de PCI.

Fuente: Sotil, 2016.

La evaluación estructural usando viga Benkelman guarda similitud con el método de PCI, pues se observa que las acciones de mantenimiento correctivo (recapeado delgado) se realizan en superficies que se encuentran en buena condición y que las acciones de refuerzo estructural se llevan a cabo cuando la superficie es muy pobre, caracterizando al pavimento como deficiente y con fallas severas. De la misma manera, estas acciones se llevarían a cabo si se analiza la capacidad estructural efectiva y requerida del pavimento, teniendo en cuenta el diseño de sobrecarpetas AASHTO el cual se basa en el concepto de deficiencias estructurales.

Es importante mencionar que los pavimentos de integración nacional normalmente son evaluados superficial y estructuralmente, sin embargo estas evaluaciones se realizan con la finalidad de llevar a cabo una acción que sea factible ya que los mantenimientos en la red nacional suelen realizarse cada año y el dinero es muy preciado en una concesión. Por otro lado los pavimentos locales son inspeccionados en tiempos inciertos, en algunos casos no se

realiza ninguna evaluación desde su construcción y se realizan reparaciones sin criterio técnico.

Si se recuerda el ejemplo de la baja rugosidad (IRI) en fallas estructurales de piel de cocodrilo, al analizar superficial y estructuralmente la mejor decisión en cuanto a economía y a cumplir con lo estipulado en un contrato de conservación vial, sería sellar grietas hasta que el pavimento presente mayores daños; sin embargo profesionalmente se sabe que el pavimento está dañado estructuralmente y no se cumplió desde su construcción.

En otras palabras, no basta con observar o evaluar superficialmente el pavimento para tomar una decisión sobre él.

Por último, la evaluación estructural es la mejor evaluación que puede realizarse en los pavimentos flexibles ya que se tiene un mejor panorama de lo que ocurre en el pavimento, informa sobre su estado real y de su capacidad estructural, se puede hacer inferencia del tipo de mantenimiento a utilizar, además, que de la confirmación de tener un buen pavimento desde su subrasante y sin carencias estructurales lo peor que se espera del pavimento es que tenga pequeños problemas en su capa de rodadura, estas fallas son comunes y en su mayoría se debe a la calidad del asfalto.

De esta manera, se comprueba la validez de considerar utilizar en aquellos pavimentos que no necesitan refuerzo estructural y para espesores de refuerzo menores a 25 mm, un mantenimiento básico de lechada asfáltica o micropavimento sin necesidad de realizar una evaluación superficial.

Finalmente, la **segunda etapa de análisis**, consiste en determinar la existencia de carencias estructurales en el pavimento y el tipo de acción a realizar.

De lo anteriormente expuesto, en la tabla 14 se establece la rehabilitación o mantenimiento que se debe seguir con el valor de Hac obtenido.

Tabla 14. Tipo de mantenimiento a utilizar.

¿Existe carencial estructural?	Hac (mm)	Rehabilitación	Mantenimiento
Si	$25 < Hac$	Sobrecarpeta Asfáltica	
Si	$10 < Hac \leq 25$	-	Micropavimento
Si	$0 < Hac \leq 10$	-	Lechada Asfáltica
No	0	-	Micropavimento o Lechada Asfáltica. Antes evaluar superficialmente.

Fuente: Elaboración propia.

Esta tesis se enfoca a desarrollar una estrategia para la rehabilitación y mantenimiento de los pavimentos, sin embargo independientemente al tipo de mantenimiento a utilizar, propuesto en la tabla 14, es necesario previamente corregir las fallas puntuales presentes en

la capa de rodadura del pavimento ya que al momento de aplicarse un tipo de mantenimiento se requiere de uniformidad a lo largo del pavimento, entre algunas de estas correcciones se tiene el fresado, bacheo, sellado de fisuras y grietas. El desarrollo de estas correcciones previas no se tomó en cuenta en esta tesis debido a la amplitud del tema, a la variedad de medidas y técnicas que pueden tomarse de acuerdo a lo estipulado en el manual de carreteras del MTC, esto se deja a decisión de los lectores.

Como aplicación de lo anteriormente expuesto, se escogió el pavimento flexible de la Universidad de Piura para ser evaluado estructuralmente y determinar un espesor de refuerzo estructural.

3.11 Análisis estadístico de resultados de evaluación

Los resultados obtenidos de la evaluación estructural usando la viga Benkelman deben ser analizados estadísticamente con la finalidad de obtener valores característicos como resultado final, de esta forma se puede tomar decisiones del estado y espesor de refuerzo estructural de todo el pavimento evaluado o de cada sector según se trabaje.

Es cierto que no existen procedimientos en cuanto a qué herramientas estadísticas usar; esto normalmente depende de la habilidad de cada persona en la gestión de datos. Por este motivo se sugiere que para el aprovechamiento de cada dato y resultado obtenido, se trabaje de la siguiente manera:

CBR

Los valores de CBR pueden variar a lo largo del pavimento, en algunos casos pueden darse discontinuidades que son relevantes, esto puede notarse gráficamente. Normalmente en el estudio de pavimentos, existe un concepto llamado homogeneidad.

La homogeneidad permite caracterizar tramos de pavimentos que tengan un valor de parámetro en común o que se mantengan homogéneos, a esta acción se le conoce como tramificación (*Salgado, 2016*). Cabe indicar que estos valores pueden variar, pero no deben hacerlo tan bruscamente, deben mostrar una variabilidad que sea coherente. La tramificación puede darse con parámetros como la edad, clase, valor de CBR, forma horizontal geométrica (curva o lineal), entre otros parámetros que permitan formar tramos de estudio del pavimento.

La tramificación es un recurso utilizado en el análisis de pavimentos, probablemente no sea conocida por el personal de los gobiernos locales, ya que para su conocimiento es necesario realizar estudios de especialización en ingeniería vial o tener experiencia en la gestión de la infraestructura en concesiones viales.

Sin embargo es virtud de esta tesis dar a conocer lo existente en la literatura de los pavimentos para desarrollar una estrategia de rehabilitación y mantenimiento que sea aprovechada por los gobiernos locales.

Ahora en adelante, cuando se requiera será necesaria la tramificación del pavimento para los todos los resultados obtenidos.

Para un mejor entendimiento se tiene el siguiente ejemplo con valores de CBR. En la figura 34 se muestran valores de combinación de CBR en un pavimento.

En el caso a) la tramificación se realiza de una manera incorrecta ya que se definen 2 sectores con valores que se encuentran muy dispersos, pueden notarse los valores de 2, 10 y 20. La mejor tramificación que se realiza se encuentra en el caso b) ya que el tramo se divide en 3 sectores con valores muy cercanos alrededor de 3, 10 y 15; si se recuerda la valoración del MTC estos sectores tendrían diferentes calificaciones (inadecuada, regular y buena). Finalmente dentro de un sector se puede aceptar valores que tengan gran variabilidad pero estos deben tratarse como puntuales e identificarse para su corrección y de ninguna manera ser excluidos de la muestra.

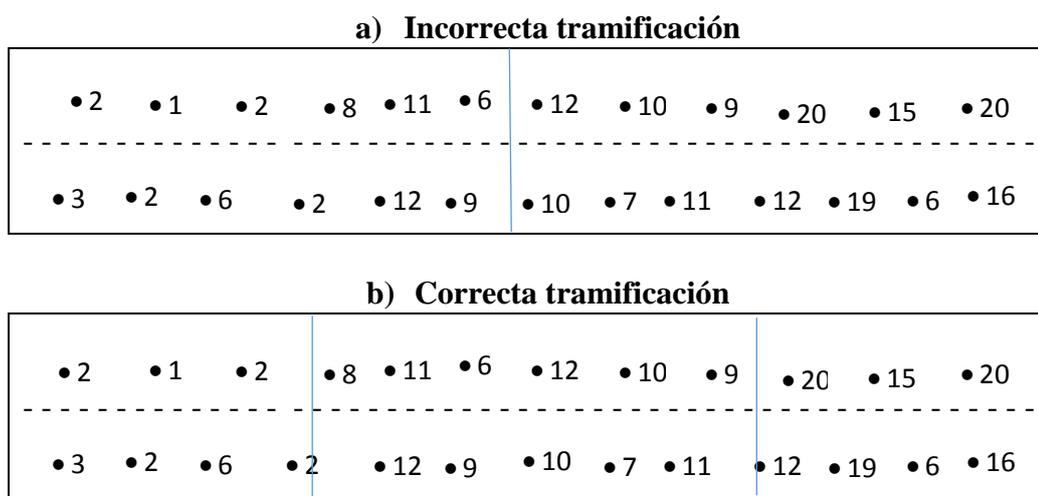


Figura 34. Tramificación CBR.

Fuente: Elaboración propia.

Los valores de CBR de cada tramo deben ser los más continuos posibles, es decir deben agruparse de tal manera que no existan discontinuidades relevantes.

Una vez tramificados, se puede optar por generar datos estadísticos como la media, mediana, desviación estándar y el percentil 80; y en base a estos datos tomar una decisión. También es posible realizar una distribución normal de todos los valores de CBR, comparar y verificar con los datos estadísticos anteriores y tomar una decisión en razón al valor que se obtiene.

Se puede notar que existen diferentes formas de trabajar estadísticamente, en tal caso si se dominara alguna herramienta de gestión de datos estadísticos, garantizando que se obtendrá valores característicos no debe dudarse en utilizarla.

Hac

Los valores Hac obtenidos deben trabajarse para cada tramo definido. Si en los tramos se observa un comportamiento no muy variable de sus valores, se puede trabajar agrupando tramos o todos los tramos como un tramo en general, según el caso que se presente. Solo es posible agrupar tramos que sean continuos.

Los valores de Hac deben de trabajarse estadísticamente con cuidado y coherencia, para no caer en el sobredimensionamiento o el subdimensionamiento de todo el pavimento por tramos que no son característicos. Se recomienda trabajar los valores Hac con distribución normal, pues se tendría menor error estadístico al ser los valores Hac variables continuas.

Deflexión característica

Las deflexiones también siguen una distribución normal; cuando nos encontramos en la necesidad de obtener un parámetro representativo que nos permita un buen diseño de refuerzo, la deflexión característica juega un papel importante ya que ella representa mejor a una sección del pavimento.

La División de Carreteras de California recomienda utilizar el percentil 80% para obtener la deflexión característica, mientras el Instituto de Asfalto lo hace en función de un valor de probabilidad “t”, el cual expresa la probabilidad de presentar deflexiones superiores a la deflexión característica en un área total. En la tabla 15 se muestran los valores de probabilidad “t” y la deflexión característica en la siguiente expresión:

$$\text{Deflexión característica} = D_c = \text{Media} + t * \text{desviación estándar}$$

Tabla 15. Valor “t” y probabilidad de ocurrencia de $D > D_c$.

Valor de diseño	D_c	Área $D > D_c$
50	\bar{X}	50
75	$\bar{X} + 0.674\sigma$	25
85	$\bar{X} + \sigma$	15
90	$\bar{X} + 1.3\sigma$	10
95	$\bar{X} + 1.645\sigma$	5
98	$\bar{X} + 2\sigma$	2
99	$\bar{X} + 2.23\sigma$	1
99.9	$\bar{X} + 3\sigma$	0.1

Fuente: Elaboración propia.

El valor del percentil 80% que recomienda la División de Carreteras de California es equivalente al valor de diseño de 85% del Instituto de Asfalto, la selección de estos valores se basa en la sensibilidad que denota trabajar estadísticamente, es decir al trabajar con dispersiones estadísticas mayores o menores a 80% se tendrían resultados extremos, lo que llevaría a sobredimensionar o infradiseñar el pavimento.

Al igual que los parámetros anteriores su uso debería ser para cada tramo o para todos los datos en general, teniendo en cuenta la coherencia en la variabilidad de los valores de deflexión.

Si bien, esta tesis no está enfocada en desarrollar herramientas estadísticas, con lo sugerido anteriormente se puede obtener óptimos resultados característicos, evitando así caer en pésimas calificaciones y en malos diseños.

Como resultado de este trabajo en la figura 35 se presenta el plan de evaluación de mantenimiento.

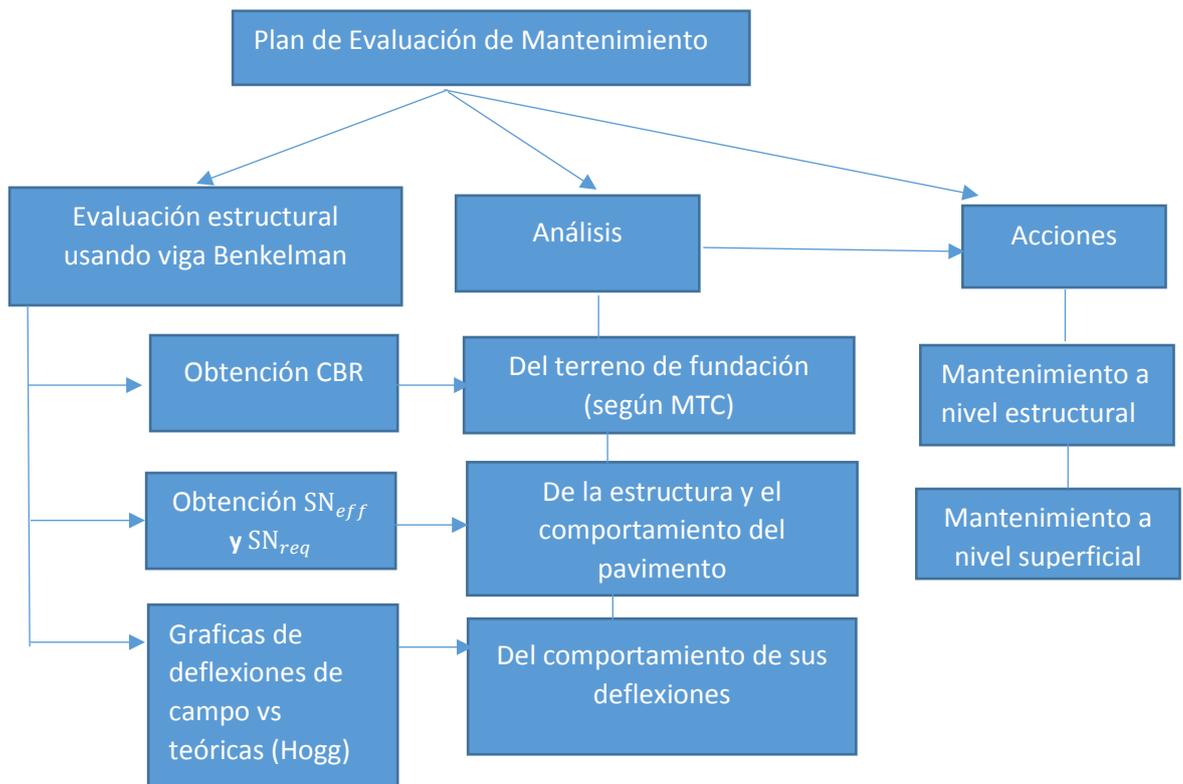


Figura 35. Plan de Evaluación de Mantenimiento
Fuente: Elaboración propia.

Capítulo 4

Aplicación de la evaluación estructural al tramo del pavimento flexible UDEP

4.1 Generalidades del pavimento UDEP

El pavimento evaluado en la Universidad de Piura, abarca un tramo que inicia en la puerta de entrada de la Av. Las Palmeras y termina en la puerta principal de la Av. Country. El tramo comprende un ancho de carril de 3.00 m, una longitud de aproximadamente de 1.15 km y se encuentra asentado en un terreno de granos medios a finos. El modelo de carga utilizado en el pavimento es de 18000 libras, con una presión de inflado 80 psi obteniendo un valor de $A = 10.7$ cm, de acuerdo al procedimiento descrito en el capítulo anterior. Se consideró de acuerdo al modelo de Hogg un módulo de Poisson de la subrasante equivalente a 0.40 y la relación $\frac{H}{L_0} = 10$ para los cálculos a realizar. Ver figura 36.



Figura 36. Ubicación geográfica del pavimento evaluado de la Universidad de Piura.

Fuente: Google Earth.

4.2 Medición de deflexiones de campo

Las mediciones de campo se efectuaron usando la viga Benkelman de la Universidad de Piura (ver figura 37), la cual tiene las siguientes características (ver tabla 16):

Tabla 16. Características de la viga Benkelman de la Universidad de Piura.

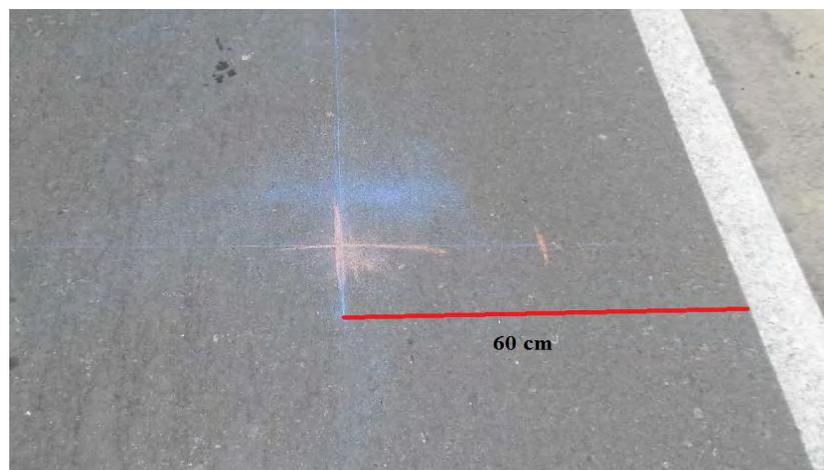
Relación de brazo	2:1
Dial de precisión	0.002 mm
Longitud de brazo de prueba del pivote al punto de prueba	2.44 m +/- 50 mm
Longitud del brazo desde el pivote hasta el extensómetro	1.22 m +/- 50 mm
Distancia desde el pivote hasta las patas delanteras	254 mm
Distancia desde el pivote hasta las patas posteriores	1.664 m

Fuente: Elaboración propia.

**Figura 37.** Viga Benkelman de la Universidad de Piura.

Fuente: Elaboración propia.

Se seleccionaron puntos cada 50 metros, alternando el carril izquierdo y derecho, haciendo un total de 24 puntos, que fueron evaluados a 60 cm desde la berma hacia dentro de cada carril. Ver figura 38.

**Figura 38.** Ubicación del punto a evaluar.

Fuente: Elaboración propia.

El desarrollo de las mediciones de deflexiones se puede verificar en el anexo C.

Los resultados de las mediciones de campo se muestran en la tabla 17.

Tabla 17. Resultados de lecturas y deflexiones de campo.

Estación (Km)	Carril	Lecturas de campo (10^{-3} pulg)				Espesor de asfalto (cm)	Resultados			
							Deflexiones (10^{-2} mm)			
		L_{25}	L_{40}	L_{70}	L_{max}		D_{25}	D_{40}	D_{70}	D_{max}
0+000	D	2	3	4	6	15	0.203	0.152	0.102	0.305
0+050	I	1	3	4	6	15	0.254	0.152	0.102	0.305
0+100	D	2	3	5	6	15	0.203	0.152	0.051	0.305
0+150	I	2	3	4	6	15	0.203	0.152	0.102	0.305
0+200	D	2	4	5	10	15	0.406	0.305	0.254	0.508
0+250	I	2	3	5	6	15	0.203	0.152	0.051	0.305
0+300	D	1	3	5	6	15	0.254	0.152	0.051	0.305
0+350	I	1	4	5	7	15	0.305	0.152	0.102	0.356
0+400	D	2	3	5	6	15	0.203	0.152	0.051	0.305
0+450	I	1	3	4	5	15	0.203	0.102	0.051	0.254
0+500	D	2	3	4	5	15	0.152	0.102	0.051	0.254
0+550	I	2	4	5	10	15	0.406	0.305	0.254	0.508
0+600	D	1	3	4	6	15	0.254	0.152	0.102	0.305
0+650	I	2	3	4	5	15	0.152	0.102	0.051	0.254
0+700	D	1	3	4	5	15	0.203	0.102	0.051	0.254
0+750	I	2	3	4	5	15	0.152	0.102	0.051	0.254
0+800	D	2	3	5	6	15	0.203	0.152	0.051	0.305
0+850	I	1	2	3	4	15	0.152	0.102	0.051	0.203
0+900	D	1	3	4	5	15	0.203	0.102	0.051	0.254
0+950	I	1	2	3	4	15	0.152	0.102	0.051	0.203
1+000	D	2	3	4	5	15	0.152	0.102	0.051	0.254
1+050	I	1	3	4	5	15	0.203	0.102	0.051	0.254
1+100	D	2	3	4	5	15	0.152	0.102	0.051	0.254
1+150	I	1	3	4	5	15	0.203	0.102	0.051	0.254

Las correcciones por temperatura de las mediciones de campo se presentan en la tabla 18.

Tabla 18. Deflexiones corregidas.

Estación (Km)	Deflexiones corregidas (10^{-2} mm)				Temperatura °C
	D_{25}	D_{40}	D_{70}	D_{max}	
0+000	0.163	0.122	0.082	0.245	36.3
0+050	0.180	0.108	0.072	0.216	47.5
0+100	0.163	0.122	0.041	0.244	36.5
0+150	0.145	0.108	0.072	0.217	47.0
0+200	0.325	0.243	0.203	0.406	36.8
0+250	0.145	0.109	0.036	0.218	46.7
0+300	0.207	0.124	0.041	0.248	35.3
0+350	0.218	0.109	0.073	0.254	46.7
0+400	0.154	0.116	0.039	0.231	41.2
0+450	0.161	0.080	0.040	0.201	37.6
0+500	0.116	0.077	0.039	0.193	41.2
0+550	0.316	0.237	0.197	0.395	39.1
0+600	0.190	0.114	0.076	0.228	42.3
0+650	0.117	0.078	0.039	0.195	40.3
0+700	0.148	0.074	0.037	0.185	45.1
0+750	0.119	0.079	0.040	0.199	38.6
0+800	0.143	0.107	0.036	0.214	48.3
0+850	0.121	0.081	0.040	0.161	37.3
0+900	0.147	0.074	0.037	0.184	45.4
0+950	0.121	0.081	0.040	0.161	37.3
1+000	0.113	0.075	0.038	0.188	43.4
1+050	0.161	0.081	0.040	0.202	37.3
1+100	0.114	0.076	0.038	0.191	42.2
1+150	0.163	0.082	0.041	0.204	36.2

4.3 Nomogramas

Es necesario cambiar los valores de las variables de los códigos originales de Matlab presentados en Flores (2012), para la creación de nomogramas de evaluación. Los cambios se realizaron en base al modelo de carga utilizado en la toma de deflexiones de campo del pavimento de la Universidad de Piura. Se recuerda que es necesario cambiar los valores de las variables a consecuencia del valor utilizado en el módulo de Poisson, la presión de las llantas y el radio de huella trabajado en el ensayo de la viga Benkelman.

En el anexo B y D se muestran los códigos modificados y los nomogramas obtenidos para los diferentes valores de:

$$\frac{H}{L_0} = [5, 10, 15, 20]$$

$$L_0 = [10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100]$$

$$A = 10.7 \text{ (modelo de carga)}$$

4.4 Procesamiento de datos

Los datos obtenidos de las mediciones serán procesados usando los nomogramas producidos en MATLAB y de manera numérica, utilizando el procedimiento descrito en los capítulos anteriores.

Usando nomogramas

En las tablas 19, 20 y 21 se muestran los valores de las longitudes características para diferentes distancias.

Tabla 19. Longitud característica para una distancia de $r=25\text{cm}$ (nomograma).

Estación (Km)	D_R/D_0	<i>Longitud característica – L_0</i>				Promedio L_0
		$r = 25 \text{ cm}$				
		$h/L_0=5$	$h/L_0=10$	$h/L_0=15$	$h/L_0=20$	
0+000	0.667	19.850	17.800	17.100	16.800	17.880
0+050	0.833	35.000	32.300	31.200	30.500	32.250
0+100	0.667	19.850	17.800	17.100	16.800	17.880
0+150	0.667	19.850	17.800	17.100	16.800	17.880
0+200	0.800	30.900	28.500	27.850	27.500	28.662
0+250	0.667	19.850	17.800	17.100	16.800	17.880
0+300	0.833	35.000	32.300	31.20	30.500	32.250
0+350	0.857	38.900	36.800	35.500	35.100	36.600

0+400	0.667	19.850	17.800	17.100	16.800	17.880
0+450	0.800	30.900	28.500	27.850	27.500	28.662
0+500	0.600	16.200	14.500	13.500	13.000	14.300
0+550	0.800	30.900	28.500	27.850	27.500	28.662
0+600	0.833	35.000	32.300	31.200	30.500	32.250
0+650	0.600	16.200	14.500	13.500	13.000	14.300
0+700	0.800	30.900	28.500	27.850	27.500	28.662
0+750	0.600	16.200	14.500	13.500	13.000	14.300
0+800	0.667	19.850	17.800	17.100	16.800	17.880
0+850	0.750	27.600	23.800	22.300	21.800	23.620
0+900	0.800	30.900	28.500	27.850	27.500	28.662
0+950	0.750	27.600	23.800	22.300	21.800	23.620
1+000	0.600	16.200	14.500	13.500	13.000	14.300
1+050	0.800	30.900	28.500	27.850	27.500	28.662
1+100	0.600	16.200	14.500	13.500	13.000	14.300
1+150	0.800	30.900	28.500	27.850	27.500	28.662

Tabla 20. Longitud característica para una distancia de $r=40$ cm (nomograma).

Estación (Km)	D_R/D_0	<i>Longitud característica – L_0</i>				Promedio L_0
		$r = 40$ cm				
		$h/L_0=5$	$h/L_0=10$	$h/L_0=15$	$h/L_0=20$	
0+000	0.500	22.700	20.200	19.900	19.800	20.650
0+050	0.500	22.700	20.200	19.900	19.800	20.650
0+100	0.500	22.700	20.200	19.900	19.800	20.650
0+150	0.500	22.700	20.200	19.900	19.800	20.650
0+200	0.600	29.300	26.700	25.900	25.500	26.850
0+250	0.500	22.700	20.200	19.900	19.800	20.650
0+300	0.500	22.700	20.200	19.900	19.800	20.650
0+350	0.429	20.500	16.900	15.300	15.000	16.930
0+400	0.500	22.700	20.200	19.900	19.800	20.650
0+450	0.400	19.500	16.300	15.300	15.000	16.530
0+500	0.400	19.500	16.300	15.300	15.000	16.530
0+550	0.600	29.300	26.700	25.900	25.500	26.850
0+600	0.500	22.700	20.200	19.900	19.800	20.650
0+650	0.400	19.500	16.300	15.300	15.000	16.530

0+700	0.400	19.500	16.300	15.300	15.000	16.530
0+750	0.400	19.500	16.300	15.300	15.000	16.530
0+800	0.500	22.700	20.200	19.900	19.800	20.650
0+850	0.500	22.700	20.200	19.900	19.800	20.650
0+900	0.400	19.500	16.300	15.300	15.000	16.530
0+950	0.500	22.700	20.200	19.900	19.800	20.650
1+000	0.400	19.500	16.300	15.300	15.000	16.530
1+050	0.400	19.500	16.300	15.300	15.000	16.530
1+100	0.400	19.500	16.300	15.300	15.000	16.530
1+150	0.400	19.500	16.300	15.300	15.000	16.530

Tabla 21. Longitud característica para una distancia de $r=70\text{cm}$ (nomograma).

Estación (Km)	D_R/D_0	<i>Longitud característica – L_0</i>				Promedio L_0
		$r = 70 \text{ cm}$				
		$h/L_0=5$	$h/L_0=10$	$h/L_0=15$	$h/L_0=20$	
0+000	0.333	32.200	26.300	24.500	24.500	26.880
0+050	0.333	32.200	26.300	24.500	24.500	26.880
0+100	0.167	20.900	16.700	15.500	14.800	16.980
0+150	0.333	32.200	26.300	24.500	24.500	26.880
0+200	0.500	41.200	38.200	36.500	36.500	38.100
0+250	0.167	20.900	16.700	15.500	14.800	16.980
0+300	0.167	20.900	16.700	15.500	14.800	16.980
0+350	0.286	27.500	23.300	22.000	21.900	23.675
0+400	0.167	20.900	16.700	15.500	14.800	16.980
0+450	0.200	22.100	19.100	18.200	17.000	19.100
0+500	0.200	22.100	19.100	18.200	17.000	19.100
0+550	0.500	41.200	38.200	36.500	36.500	38.100
0+600	0.333	32.200	26.300	24.500	24.500	26.880
0+650	0.200	22.100	19.100	18.200	17.000	19.100
0+700	0.200	22.100	19.100	18.200	17.000	19.100
0+750	0.200	22.100	19.100	18.200	17.000	19.100
0+800	0.167	20.900	16.700	15.500	14.800	16.980
0+850	0.250	25.000	21.200	20.100	20.000	21.560
0+900	0.200	22.100	19.100	18.200	17.000	19.100
0+950	0.250	25.000	21.200	20.100	20.000	21.560

1+000	0.200	22.100	19.100	18.200	17.000	19.100
1+050	0.200	22.100	19.100	18.200	17.000	19.100
1+100	0.200	22.100	19.100	18.200	17.000	19.100
1+150	0.200	22.100	19.100	18.200	17.000	19.100

De los resultados se observa que el promedio de las longitudes características tienden al del valor de $\frac{H}{L_0} = 10$, esta es razón por la cual se demuestra que para obtener el valor de las longitudes características se debe usar este valor de relación, pues a esta profundidad la subrasante le cede rigidez al pavimento.

Método Numérico

En las tablas 22, 23 y 24 se muestran los valores obtenidos de forma numérica, en base a las ecuaciones y los valores de coeficientes de ajuste (ver tabla 8 y 9) presentados por Wiseman et al. explicados en el capítulo 3.

Tabla 22. . Longitud característica para una distancia de $r=25\text{cm}$ (método numérico).

Estación (Km)	D_R/D_0	<i>Longitud característica – L_0</i>
		$r = 25 \text{ cm}$ $\frac{h}{L_0} = 10$
0+000	0.667	17.701
0+050	0.833	32.540
0+100	0.667	17.862
0+150	0.667	17.873
0+200	0.800	28.351
0+250	0.667	17.691
0+300	0.833	32.740
0+350	0.857	36.627
0+400	0.667	17.780
0+450	0.800	28.400
0+500	0.600	14.360
0+550	0.800	28.290
0+600	0.833	32.540
0+650	0.600	14.310
0+700	0.800	28.290
0+750	0.600	14.221

0+800	0.667	17.871
0+850	0.750	23.622
0+900	0.800	28.170
0+950	0.750	23.621
1+000	0.600	14.362
1+050	0.800	27.961
1+100	0.600	14.162
1+150	0.800	28.180

Tabla 23. . Longitud característica para una distancia de $r=40\text{cm}$ (método numérico).

Estación (Km)	D_R/D_0	<i>Longitud característica – L_0</i>
		$r = 40 \text{ cm}$ $\frac{h}{L_0} = 10$
0+000	0.500	19.961
0+050	0.500	19.962
0+100	0.500	19.900
0+150	0.500	19.962
0+200	0.600	26.043
0+250	0.500	19.961
0+300	0.500	19.963
0+350	0.429	16.275
0+400	0.500	19.964
0+450	0.400	15.034
0+500	0.400	15.075
0+550	0.600	26.043
0+600	0.500	19.960
0+650	0.400	15.121
0+700	0.400	15.120
0+750	0.400	14.990
0+800	0.500	19.963
0+850	0.500	19.964
0+900	0.400	15.214
0+950	0.500	19.965

1+000	0.400	15.075
1+050	0.400	15.160
1+100	0.400	15.030
1+150	0.400	15.210

Tabla 24. Longitud característica para una distancia de $r=70\text{cm}$ (método numérico).

Estación (Km)	D_R/D_0	<i>Longitud característica – L_0</i>
		$r = 70 \text{ cm}$ $\frac{h}{L_0} = 10$
0+000	0.333	26.075
0+050	0.333	25.950
0+100	0.167	16.340
0+150	0.333	25.854
0+200	0.500	38.394
0+250	0.167	16.163
0+300	0.167	16.174
0+350	0.286	23.192
0+400	0.167	16.382
0+450	0.200	18.134
0+500	0.200	18.309
0+550	0.500	38.276
0+600	0.333	25.948
0+650	0.200	18.191
0+700	0.200	18.191
0+750	0.200	18.248
0+800	0.167	16.346
0+850	0.250	20.947
0+900	0.200	18.253
0+950	0.250	20.947
1+000	0.200	18.313
1+050	0.200	18.077
1+100	0.200	18.131
1+150	0.200	18.247

Se muestran los valores más cercanos a $\frac{D_R}{D_0} = 0.5$, así se tienen los siguientes resultados del módulo de elasticidad y del CBR de la subrasante, para el uso de nomogramas (ver tabla 25) y de manera numérica (ver tabla 26).

De nomogramas

Tabla 25. Módulo de elasticidad y CBR obtenidos por nomogramas.

Estación (Km)	D_R/D_0	<i>Longitud característica – L_0</i>			Módulo de Elasticidad de la subrasante E_{sg} ($\frac{kg}{cm^2}$)	Valor de soporte de la subrasante CBR (%)
		$r = 25$	$r = 40$	$r = 70$		
0+000	0.500		✓		1551.542	14.11
0+050	0.500		✓		1760.991	16.01
0+100	0.500		✓		1555.282	14.14
0+150	0.500		✓		1751.640	15.93
0+200	0.500			✓	468.268	4.26
0+250	0.500		✓		1746.030	15.87
0+300	0.500		✓		1532.841	13.94
0+350	0.429		✓		1693.518	15.39
0+400	0.500		✓		1643.176	14.94
0+450	0.400		✓		2139.843	19.45
0+500	0.400		✓		2231.260	20.28
0+550	0.500			✓	481.171	4.37
0+600	0.500		✓		1663.747	15.13
0+650	0.400		✓		2208.406	20.08
0+700	0.400		✓		2330.295	21.19
0+750	0.400		✓		2165.236	19.68
0+800	0.500		✓		1775.951	16.15
0+850	0.500		✓		2335.364	21.41
0+900	0.400		✓		2337.913	21.25
0+950	0.500		✓		2355.364	21.41
1+000	0.400		✓		2287.126	20.79
1+050	0.400		✓		2132.224	19.38
1+100	0.400		✓		2256.654	20.52
1+150	0.400		✓		2104.291	19.13

De forma numérica

Tabla 26. Módulo de elasticidad y CBR obtenidos por método numérico.

Estación (Km)	D_R/D_0	<i>Longitud característica – L_0</i>			Módulo de Elasticidad de la subrasante $E_{sg}(\frac{kg}{cm^2})$	Valor de soporte de la subrasante CBR (%)
		$r = 25$	$r = 40$	$r = 70$		
0+000	0.500		✓		1843.300	16.75
0+050	0.500		✓		2090.780	19.01
0+100	0.500		✓		1850.850	16.83
0+150	0.500		✓		2081.150	18.92
0+200	0.500			✓	665.130	6.05
0+250	0.500		✓		2071.590	18.84
0+300	0.500		✓		1821.000	16.55
0+350	0.429		✓		2071.290	18.34
0+400	0.500		✓		1955.020	17.77
0+450	0.400		✓		2647.780	24.07
0+500	0.400		✓		2750.020	25.00
0+550	0.500			✓	685.760	6.24
0+600	0.500		✓		1980.740	18.01
0+650	0.400		✓		2713.770	24.67
0+700	0.400		✓		2860.466	26.00
0+750	0.400		✓		2682.260	24.38
0+800	0.500		✓		2110.320	19.18
0+850	0.500		✓		2805.020	25.50
0+900	0.400		✓		2898.490	26.35
0+950	0.500		✓		2805.020	25.50
1+000	0.400		✓		2823.380	25.66
1+050	0.400		✓		2612.340	23.75
1+100	0.400		✓		2787.240	25.34
1+150	0.400		✓		2615.920	23.78

De los resultados anteriores se puede notar que los valores de CBR obtenidos de manera numérica son más altos que los obtenidos por nomogramas, esto debido a que en el proceso numérico se predice la distancia a la que se cumple la relación $\frac{D_R}{D_0} = 0.5$,

pues Hogg demostró que la distancia radial donde la deflexión es la mitad de la deflexión máxima era eficaz para eliminar la tendencia de valoración o el error estadístico de los parámetros. **Por esta razón, en adelante el análisis estructural realizado hace referencia a los valores obtenidos de manera numérica.**

Las deflexiones obtenidas de campo pueden ser comparadas con las deflexiones propias del modelo de Hogg (teóricas). Esto se logra realizando un cálculo inverso teniendo como valor fijo la longitud característica. Al graficar ambas deflexiones es posible observar el comportamiento de las deflexiones y qué tan críticas pueden ser. En el anexo E se presentan las gráficas de deflexiones teóricas y de campo por cada punto evaluado, así mismo en la figura 39 se muestra como ejemplo una de ellas.

Progresiva 0+000 km

$E_0(kg/cm^2)$	1843.300	L_0 (cm)	19.96		
Distancia(cm)	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.245	0.163	0.1220	0.082	0
$D_t(mm)$	0.245	0.172	0.1225	0.057	0

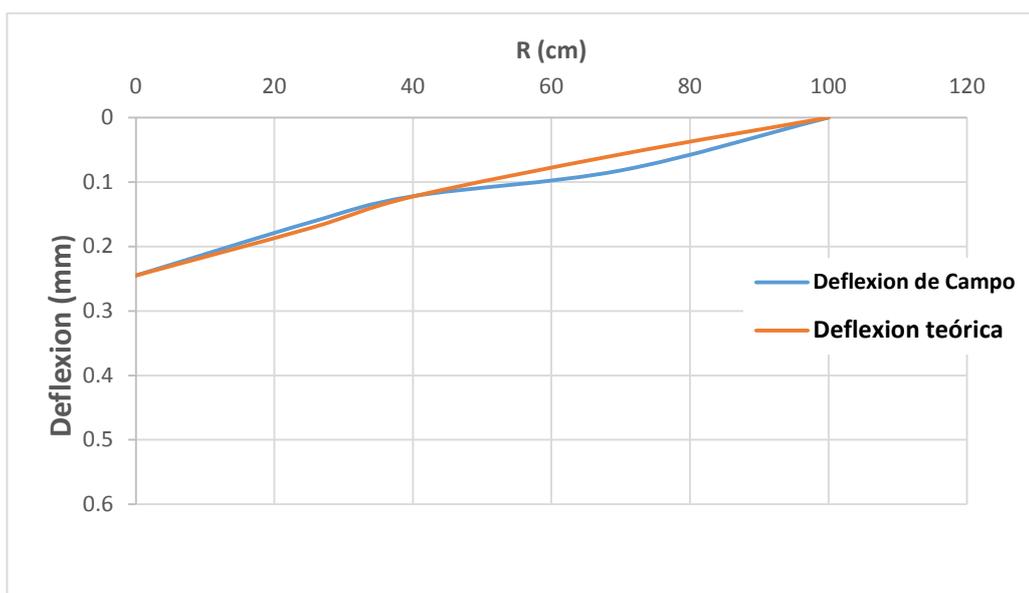


Figura 39. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+000 km.

De la figura anterior se dice que las deflexiones de campo son críticas, pues se encuentran al límite del modelo de Hogg y sobrepasan las deflexiones teóricas que deberían tener. En base a esta comparación, se confirma la necesidad de refuerzo para el punto de la progresiva 0 + 000 km; también se puede comparar el resto de puntos evaluados y tomar una acción en conjunto del mantenimiento de todo el pavimento.

Deflectograma

En la figura 40 se puede observar el deflectograma creado con las deflexiones máximas de campo. En ella se aprecia que las deflexiones son discontinuas en parte del pavimento, esto puede ser efecto de la edad del pavimento, pues desde la progresiva 0+000km hasta la progresiva 0+600km el pavimento tiene una edad de 10 años mientras que desde el punto 0+650km hasta el punto 1+150km el pavimento tiene más edad (25 años aproximadamente). Se sabe que un asfalto antiguo es más rígido, por lo tanto, esto sería una explicación a esta variabilidad. Otra explicación de esta variabilidad sería el asentamiento producto del desgaste de la estructura granular, ya que el tránsito es mayor en el pavimento antiguo, lo que implica que ha sido sometido a cargas por más tiempo.

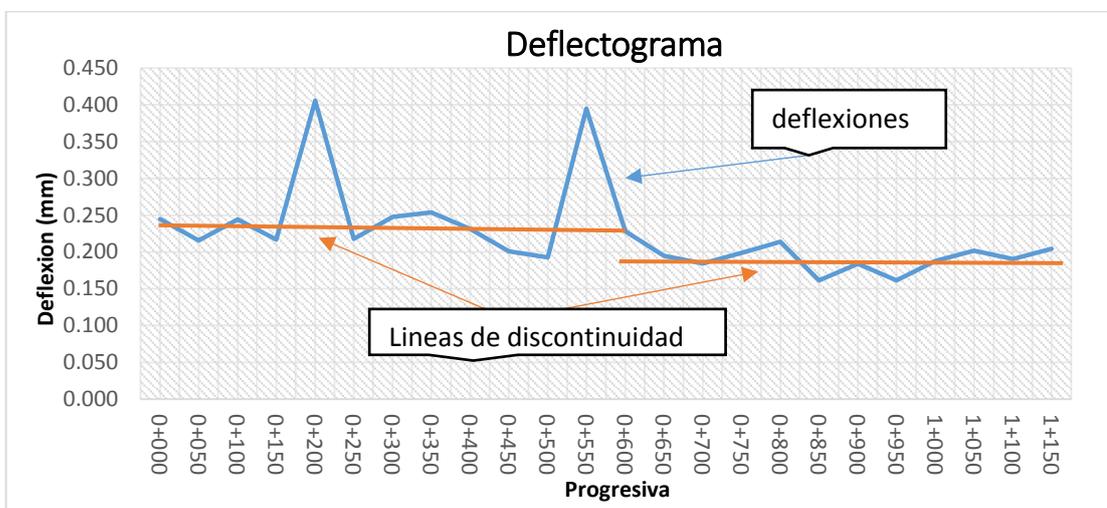


Figura 40. Deflectograma del pavimento evaluado de la Universidad de Piura.

Fuente: Elaboración propia.

A partir del deflectograma es posible detectar dos diferentes tramos de comportamiento en referencia a las deflexiones máximas. Esto posiblemente derive a tramificar los resultados de CBR, con la finalidad de realizar un mejor análisis del pavimento.

4.5 Estudio de tránsito

En el año 2015 se realizó el estudio del tránsito para el diseño y construcción del tramo Ignacio Merino del pavimento de la Universidad de Piura. El área de infraestructura de la universidad hizo posible el alcance de los datos obtenidos del estudio de tránsito, cuyos valores se presentan en la tabla 27.

Cabe indicar que el valor de EALs del tramo de Ignacio Merino es válido para el tramo evaluado del pavimento UDEP. Por otro lado, en la medida que el tránsito es más intenso, el valor del número estructural requerido aumentaría.

Tabla 27. Tránsito obtenido para el pavimento de la Universidad de Piura en base a AASHTO 93.

Tipo de camino	Tráfico	Ejes equivalentes acumulados	
Camino de bajo volumen de tránsito	T_{P4}	750 001	1 000 000

Fuente: Elaboración propia en base a guía AASHTO 93.

4.6 S_{Neff} y S_{Nreq}

S_{Neff}

Los valores obtenidos para el S_{Neff} en base a la longitud característica y módulo de elasticidad de la subrasante determinados de manera numérica, son los siguientes (ver tabla 28):

Tabla 28. Números estructurales efectivos.

Estación (Km)	Módulo de Elasticidad de la subrasante $E_{sg} \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	Longitud Característica L_0 (cm)	S _{Neff}
0+000	1843.300	19.961	2.054
0+050	2090.780	19.962	2.143
0+100	1850.850	19.900	2.057
0+150	2081.150	19.962	2.139
0+200	665.130	38.390	2.813
0+250	2071.590	19.961	2.135
0+300	1821.000	19.963	2.046
0+350	2071.290	16.275	1.726
0+400	1955.020	19.964	2.095
0+450	2647.780	15.034	1.745
0+500	2750.020	15.075	1.772
0+550	685.760	38.270	2.832
0+600	1980.740	19.960	2.104
0+650	2713.770	15.121	1.770
0+700	2860.466	15.120	1.801
0+750	2682.260	14.990	1.748
0+800	2110.320	19.963	2.149
0+850	2805.020	19.964	2.363
0+900	2898.490	15.214	1.820
0+950	2805.020	19.965	2.360

1+000	2823.380	15.075	1.788
1+050	2612.340	15.160	1.752
1+100	2787.240	15.030	1.775
1+150	2615.920	15.210	1.758

SN_{req}

Para determinar el valor del número estructural requerido del pavimento de la Universidad de Piura, se consideró:

W_{18} = Número de ejes equivalentes de 8.2 toneladas acumulado para el periodo de diseño del año 2036.

Z_R = Desviación estándar normal, igual a -0.841, correspondiente a una confiabilidad del 80% al considerarse como vía local.

$$S_0 = 0.49$$

$$\Delta PSI = 4-2=2$$

M_R = Módulo resiliente de la subrasante calculado en base al CBR recomendando por la **MEPDG**.

SN_{req} = Número estructural requerido.

Se obtuvieron los siguientes valores. Ver tabla 29.

Tabla 29. Números estructurales requeridos.

Estación (Km)	Valor de soporte de la subrasante CBR(%)	Módulo resiliente de la subrasante M_R (psi)	SN _{req}
0+000	16.75	15515.31	2.433
0+050	19.01	16824.40	2.364
0+100	16.83	15562.59	2.434
0+150	18.92	16773.37	2.366
0+200	6.05	8085.64	3.096
0+250	18.84	16727.95	2.369
0+300	16.55	15396.49	2.443
0+350	18.34	16442.45	2.384
0+400	17.77	16113.54	2.403

Estación (Km)	Valor de soporte de la subrasante CBR(%)	Módulo resiliente de la subrasante M_R (psi)	SN_{req}
0+450	24.07	19567.51	2.234
0+500	25.00	20048.07	2.214
0+550	6.24	8247.25	3.074
0+600	18.01	16252.48	2.395
0+650	24.67	19878.30	2.220
0+700	26.00	20557.67	2.193
0+750	24.38	19728.42	2.226
0+800	19.18	16920.53	2.359
0+850	25.50	20303.77	2.203
0+900	26.35	20734.35	2.185
0+950	25.50	20303.76	2.203
1+000	25.66	20385.21	2.199
1+050	23.75	19400.62	2.241
1+100	25.34	20222.14	2.206
1+150	23.78	19416.30	2.240

Se puede notar que en 22 de los 24 puntos evaluados existe deficiencia estructural, esto indica que el pavimento en el transcurso del tiempo ha perdido serviciabilidad y capacidad estructural. Sin embargo, 2 puntos evaluados del pavimento siguen manteniendo su capacidad estructural, posiblemente a consecuencia de una consolidación de la estructura por cargas de tránsito.

Además, se puede observar que la capacidad estructural efectiva en el tramo joven es mayor que la del tramo antiguo, esto comprueba la efectividad de la metodología aplicada en este trabajo, ya que el primer tramo tiene menor edad y por lo tanto su capacidad estructural efectiva no se ve tan disminuida como el segundo tramo, el cual tiene una edad de aproximadamente 25 años.

De la misma manera se puede observar que la capacidad estructural requerida en el tramo joven es casi la misma o mayor que en el tramo antiguo, teniendo ambos buenos valores de subrasante. De lo anterior se puede deducir que el tramo joven tendría una estructura de pavimento pobre, es decir un bajo espesor de estructura granular o de espesor de asfalto.

Los puntos con valores de CBR de 6.05% y 6.24%, tienen la mayor capacidad estructural efectiva de todo el pavimento con valores de 2.813 y 2.832. Estos valores

pueden ser malinterpretados y pueden llevar a concluir que el pavimento se comporta bien y por lo tanto no es necesario reforzarlo, sin embargo estos valores resultan mayores a todos debido a la función que realiza el pavimento, posiblemente a consecuencia de que la estructura del pavimento resista mejor las cargas en vez de la subrasante. De esta manera se puede deducir que el pavimento es bueno en su estructura pero su subrasante no realiza una buena función en la transmisión de cargas. Estos altos valores de capacidad estructural efectiva se ven contrastados por la alta capacidad estructural que requieren para que el pavimento pueda soportar un tránsito futuro.

Se debe recordar que un pavimento consta de una subrasante y de una estructura de capas, ambas desarrollan una función. El obtener valores altos de capacidad estructural efectiva o valores altos de espesor de refuerzo, principalmente se debe a que la subrasante esté trabajando bien y la estructura del pavimento no, o simplemente que la estructura del pavimento sea muy buena y está asentado sobre una subrasante pobre, que no cumple una buena función.

Finalmente, el pavimento UDEP posiblemente fue diseñado para soportar cargas hasta un nivel de 2 o 1.5 de capacidad estructural. A simple vista se puede observar que muchos de los puntos evaluados están cerca y otros ya cumplieron con el valor de capacidad estructural. De lo anterior se puede concluir que es necesario intervenir en el pavimento ya que en pocos años se alcanzará el límite de su capacidad y comenzará a fallar estructuralmente a tal punto de volver inservible al pavimento.

Capítulo 5 Resultados

5.1 Análisis e interpretación de resultados de CBR

En la tabla 30 se muestra la calificación de CBR del pavimento UDEP, según el MTC.

Tabla 30. Calificación del CBR del pavimento de la Universidad de Piura según el MTC.

Estación (Km)	Módulo de Elasticidad de la subrasante $E_{sg}(\frac{kg}{cm^2})$	Valor de soporte de la subrasante CBR (%)	Calificación del MTC
0+000	1843.300	16.75	Buena
0+050	2090.780	19.01	Buena
0+100	1850.850	16.83	Buena
0+150	2081.150	18.92	Buena
0+200	665.130	6.05	Regular
0+250	2071.590	18.84	Buena
0+300	1821.000	16.55	Buena
0+350	2071.290	18.34	Buena
0+400	1955.020	17.77	Buena
0+450	2647.780	24.07	Muy buena
0+500	2750.020	25.00	Muy buena
0+550	685.760	6.24	Regular
0+600	1980.740	18.01	Buena
0+650	2713.770	24.67	Muy buena
0+700	2860.466	26.00	Muy buena
0+750	2682.260	24.38	Muy buena
0+800	2110.320	19.18	Buena

Estación (Km)	Módulo de Elasticidad de la subrasante $E_{sg}(\frac{kg}{cm^2})$	Valor de soporte de la subrasante CBR (%)	Calificación del MTC
0+850	2805.020	25.50	Muy buena
0+900	2898.490	26.35	Muy buena
0+950	2805.020	25.50	Muy buena
1+000	2823.380	25.66	Muy buena
1+050	2612.340	23.75	Muy buena
1+100	2787.240	25.34	Muy buena
1+150	2615.920	23.78	Muy buena

En la figura 41, se aprecia una discontinuidad en los valores de CBR esto se debe a la discontinuidad de valores de deflexiones máximas en el pavimento. Como se mencionó anteriormente, el pavimento evaluado de la Universidad de Piura consta de un tramo joven y un tramo antiguo.

El tramo del pavimento antiguo pudo haberse asentado ya que el flujo vehicular es mayor y al tener una capa de asfalto antigua esta se vuelve rígida en el tiempo, lo que lleva a tener un pavimento poco flexible logrando que las medidas de las deflexiones sean menores que en el tramo joven. Cabe indicar que el valor del CBR depende de la deflexión máxima y de la distribución que sigue la curva de deflexión.

Los picos de CBR (6.05% y 6.24%) pueden ser producto del desgaste o fallas en la estructura del pavimento, aunque ésta no tiene gran impacto en la evaluación del pavimento UDEP, su detección debe servir para una reparación en el sector de dichos puntos.

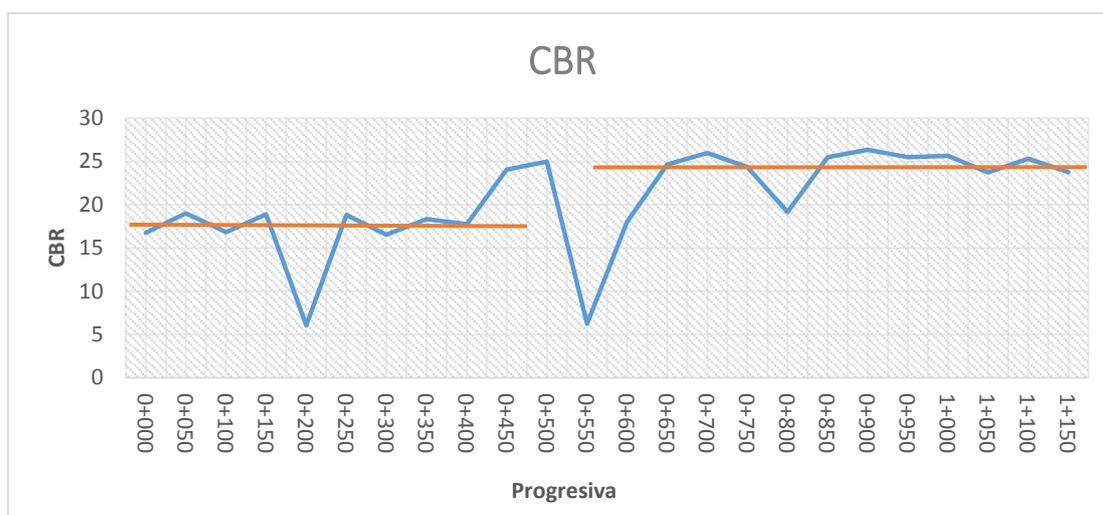


Figura 41. Diagrama de CBR.

Fuente: Elaboración propia.

Se puede notar que es necesario aplicar el concepto de tramificación ya que se observan dos comportamientos distintos en cuanto a sus valores, además, sabiendo de esta variabilidad, sería erróneo dar un solo valor de CBR para calificar el comportamiento de la subrasante de todo el pavimento. De esta manera se consideró evaluar dos situaciones para un mejor entendimiento del CBR a lo largo del pavimento, así mismo se compararon los valores estadísticos de ellos con la intención de verificar su comportamiento y de realizar una calificación correcta del pavimento.

Situación 1

Una primera situación se tomó considerando todos los valores (24 puntos evaluados) del CBR obtenidos. Así en la figura 42 se observa la distribución de la calificación según MTC y en la tabla 31 los valores estadísticos alcanzados.

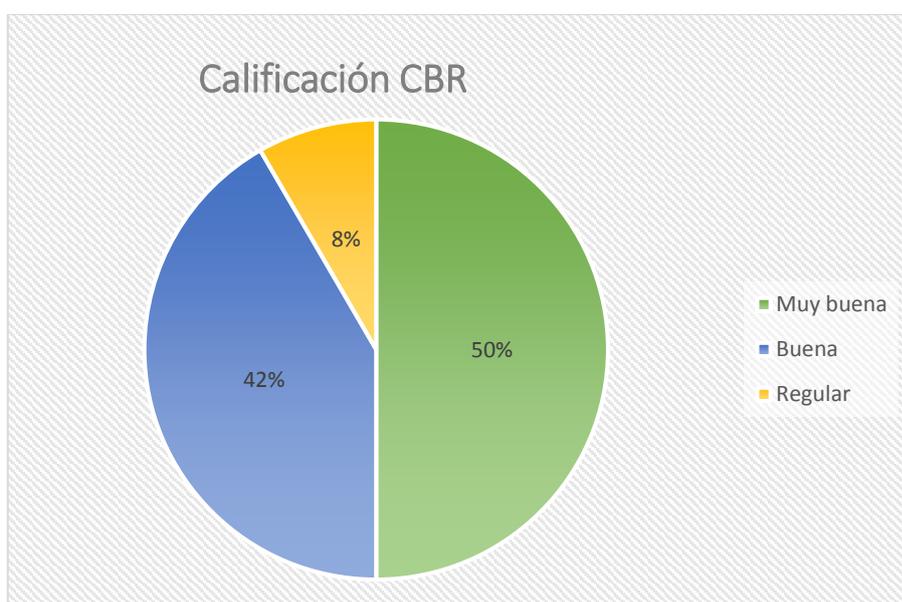


Figura 42. Distribución de calificación MTC.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 31. Valores estadísticos situación 1.

Parámetros estadísticos	
Promedio	20.520
Mediana	21.465
Moda	25.500
Desviación estándar	5.530
Percentil 80	25.404

Fuente: Elaboración propia.

Situación 2

En esta situación se consideró tramificar el pavimento de la Universidad de Piura en 2 partes.

- Primer tramo: es el pavimento que tiene 10 años de vida y abarca de la progresiva 0+000km hasta el punto 0+550 km
- Segundo Tramo: este tramo de pavimento tiene aproximadamente 25 años de vida y abarca de la progresiva 0+600km hasta el punto 1+150 km.

En las figuras 43 y 44 se muestra la distribución para estos 2 tramos, así mismo en las tablas 32 y 33 sus valores estadísticos.

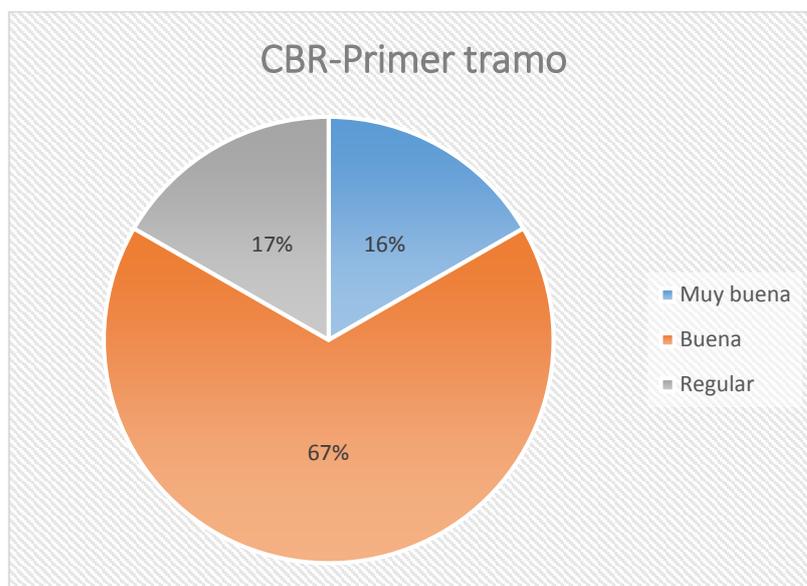


Figura 43. Distribución de calificación MTC-primer tramo.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 32. Valores estadísticos del primer tramo.

Parámetros estadísticos	
Promedio	17.030
Mediana	18.055
Moda	-
Desviación estándar	5.503
Percentil 80	18.099

Fuente: Elaboración propia.

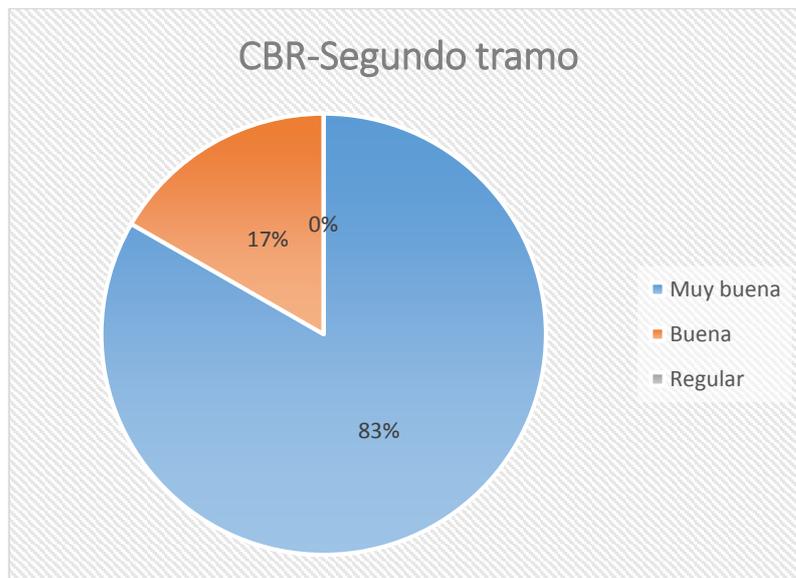


Figura 44. Distribución de calificación MTC-segundo tramo.
Fuente: Elaboración propia.

Tabla 33. Valores estadísticos del segundo tramo.

Parámetros estadísticos	
Promedio	24.510
Mediana	25.005
Moda	25.500
Desviación estándar	2.550
Percentil 80	25.602

Fuente: Elaboración propia.

Evaluando las 2 situaciones en base a sus valores estadísticos obtenidos se puede decir que:

De la situación 2, el primer tramo a pesar de tener 2 valores bajos de CBR (6.05% y 6.24%) no afecta mucho a la calificación, esto se puede comprobar porque el 80% de valores de CBR se encuentra con un valor de **18.099** %. En el segundo tramo existe una gran probabilidad (80%) de obtener valores alrededor de $24.51\% \pm 2.55\%$ teniendo un gran porcentaje (83%) de subrasante calificada como muy buena.

De la situación 1, se tiene una probabilidad del 80% de encontrar valores de CBR alrededor de $25.404\% \pm 5.53\%$. Se puede concluir que cerca del 80% del pavimento se encontraría con una calificación de muy buena subrasante. Esto de alguna forma

llevaría a cometer un error ya que el primer tramo que representa el 50% del pavimento, lo máximo que lograría en casi todo el tramo del pavimento sería un valor de 18.099%. De esta manera se confirma la necesidad y lo provechoso de utilizar la tramificación cuando se tienen comportamientos diferentes a lo largo del pavimento.

Cabe indicar que el mejor análisis del pavimento lo representa la situación 2.

En síntesis, de la situación 2 se puede decir que ambos tramos tienen diferentes valores y calificaciones características, por lo tanto se define un valor promedio de **17.030%** para el primer tramo con calificación de “buena subrasante” y un valor promedio de **24.510%** para el segundo tramo con una calificación de “muy buena subrasante”. Tramificar es necesario en la gestión de pavimentos al tener trayectos que no son homogéneos. La decisión del número de tramos o los puntos que se crean necesarios para su tramificación depende de la habilidad y lectura por parte del ingeniero responsable de lo que está sucediendo en el pavimento.

La efectividad de la evaluación estructural realizada en el pavimento UDEP, se puede comprobar con los valores de CBR obtenidos del estudio de suelos del tramo de pavimento Ignacio Merino de la Universidad de Piura. Aunque estos ensayos no se hayan realizado en el pavimento evaluado, los valores de CBR no deben ser muy variables debido a la cercanía que existe entre los pavimentos ya que se encuentran en un mismo suelo.

Según INDECI (2002) los terrenos de la Universidad de Piura se encuentran ubicados en la zona sur de la cuenca Sechura, cuyo suelo está conformado por arenas limosas sueltas y arenas de grano medio de origen eólico y producto del retrabajado de materiales aluviales y fluviales, de edad Cuaternario Reciente.

En la figura 45 se muestra el CBR obtenido de una de las tres calicatas utilizadas en el estudio de suelos, el resto de valores pueden conocerse en el Anexo F.

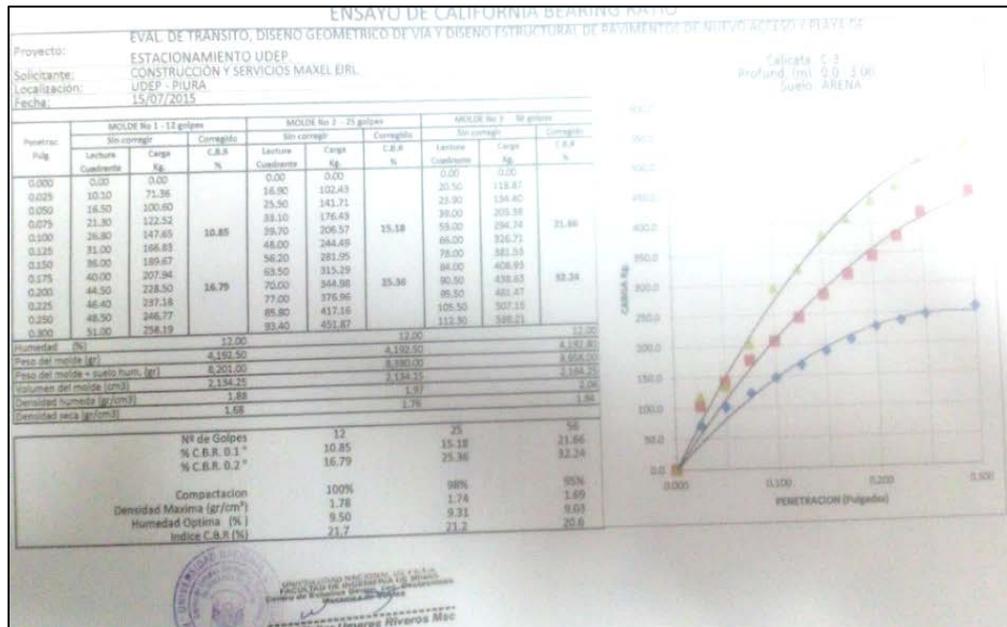


Figura 45. Valor de CBR de calicata número 1.

Fuente: Área de Infraestructura de la Universidad de Piura.

5.2 Diseño de refuerzo estructural

En la tabla 34 se muestra la necesidad de refuerzo estructural por medio del número estructural efectivo y requerido, del pavimento UDEP.

Tabla 34. Valores de refuerzo estructural

Estación (Km)	D_{max}	Módulo de Elasticidad de la subrasante E_{sg} ($\frac{kg}{cm^2}$)	SN_{eff}	SN_{req}	¿Requiere refuerzo estructural? $\frac{SN_{eff}}{SN_{req}} < 1$	Refuerzo Estructural Asfáltico Hac (cm)
0+000	0.245	1843.300	2.054	2.433	Si	2.200
0+050	0.216	2090.780	2.143	2.364	Si	1.270
0+100	0.244	1850.850	2.057	2.434	Si	2.174
0+150	0.217	2081.150	2.139	2.366	Si	1.310
0+200	0.406	665.130	2.813	3.096	Si	1.638
0+250	0.218	2071.590	2.135	2.369	Si	1.350
0+300	0.248	1821.000	2.046	2.443	Si	2.292
0+350	0.254	2071.290	1.726	2.384	Si	3.800
0+400	0.231	1955.020	2.095	2.403	Si	1.776
0+450	0.201	2647.780	1.745	2.234	Si	2.81
0+500	0.193	2750.020	1.772	2.214	Si	2.544
0+550	0.395	685.760	2.832	3.074	Si	1.392
0+600	0.228	1980.740	2.104	2.395	Si	1.679
0+650	0.195	2713.770	1.770	2.220	Si	2.601
0+700	0.185	2860.466	1.801	2.193	Si	2.257
0+750	0.199	2682.260	1.748	2.226	Si	2.763
0+800	0.214	2110.320	2.149	2.359	Si	1.210
0+850	0.161	2805.020	2.363	2.203	No	0.000
0+900	0.184	2898.490	1.820	2.185	Si	2.107
0+950	0.161	2805.020	2.360	2.203	No	0.000
1+000	0.188	2823.380	1.788	2.199	Si	2.374
1+050	0.202	2612.340	1.752	2.241	Si	2.819
1+100	0.191	2787.240	1.775	2.206	Si	2.488
1+150	0.204	2615.920	1.758	2.240	Si	2.788

Para la obtención de un refuerzo estructural se tomaron 2 caminos diferentes con la finalidad de encontrar un valor representativo que cumpla con la gran mayoría de datos del requerimiento de refuerzo.

Camino 1

En base a los valores obtenidos de la tabla 34, se decidió trabajar con sus parámetros estadísticos y analizar qué valor es el más recomendable para ser considerado como refuerzo estructural general. Siguiendo la distribución normal de sus valores, se optó por utilizar el 85% de probabilidad de dicha distribución con la finalidad de no caer en extremos de sobrediseño o infradiseño. Ver tabla 35.

Tabla 35. Parámetros estadísticos de los valores del refuerzo estructural

Parámetros estadísticos	
Promedio	1.985
Mediana	2.187
Moda	0.000
Desviación estándar	0.859
Percentil 80	2.670

En figura 46 se observa que el histograma elaborado, a partir de los valores del refuerzo estructural, sigue una distribución normal.

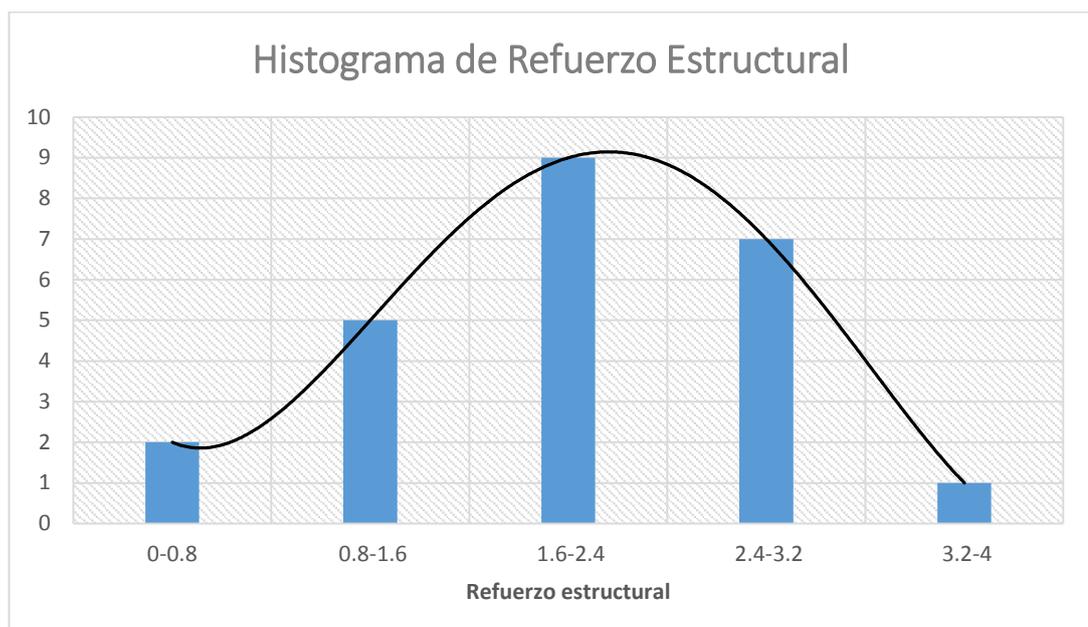


Figura 46. Distribución normal del refuerzo estructural

Fuente: Elaboración propia.

Como resultado de refuerzo estructural, se tomará el valor de refuerzo para el cual el 85% de los datos sea menor. Así, por la teoría estadística de distribución normal se tiene que:

$$Z (35\%) = 1.04 = \frac{\text{Refuerzo estructural} - 1.9850}{0.8598}$$

$$\text{Refuerzo estructural} = 2.88 \text{ cm}$$

El refuerzo estructural siguiendo el camino 1 es de 2.88 cm, este es un valor considerado teniendo en cuenta el tiempo de vida del pavimento y la subrasante que presenta.

Camino 2

Para el segundo camino se consideró trabajar a partir de todas las deflexiones máximas teniendo en cuenta la distribución normal que siguen. Se debe de recordar lo expuesto en el capítulo 3 en el apartado del análisis estadístico de resultados. De esta manera se tiene que:

$$\text{Deflexión característica} = D_c = \text{Media} + t * \text{desviación estándar}$$

Tabla 36. Valor “t” y probabilidad de ocurrencia de $D > D_c$.

Valor de diseño	Dc	Área $D > D_c$
50	\bar{X}	50
75	$\bar{X} + 0.674\sigma$	25
85	$\bar{X} + \sigma$	15
90	$\bar{X} + 1.3\sigma$	10
95	$\bar{X} + 1.645\sigma$	5
98	$\bar{X} + 2\sigma$	2
99	$\bar{X} + 2.23\sigma$	1
99.9	$\bar{X} + 3\sigma$	0.1

Fuente: Elaboración propia.

De las diferentes opciones a trabajar, se consideró utilizar la recomendación de la División de Carreteras de California y se trabajó el percentil 80% para obtener la deflexión característica de las diferentes deflexiones (D_{max} , D_{25} , D_{40} y D_{70}), cabe indicar que el valor de percentil 80% es equivalente al valor de diseño de 85% del Instituto de Asfalto.

En la tabla 37 se muestran los valores de las deflexiones características y los parámetros obtenidos por la metodología de este trabajo.

Tabla 37. Deflexiones características y refuerzo estructural.

Dc_{max}	Dc_{25}	Dc_{40}	Dc_{70}	L_0 (cm)	CBR	SN_{eff}	SN_{req}	Refuerzo Estructural
0.2445	0.184	0.118	0.072	19.02	17.14	1.97	2.42	2.58 cm

El refuerzo estructural obtenido por el camino 2, es muy similar al refuerzo de 2.88 cm obtenidos del camino 1. Esto comprueba que ambos caminos son válidos, se efectuó una correcta recolección de datos y un buen análisis del pavimento de la Universidad de Piura.

Finalmente los valores de 2.58 y 2.88 centímetros son válidos e indican que es necesario reforzar estructuralmente el pavimento UDEP con una sobrecarpeta asfáltica (ver tabla 14). El espesor elegido será de 3 centímetros ya que en la práctica es difícil obtener valores decimales exactos de recapeo.

Como resultado de este trabajo en la figura 47 se muestran los pasos a seguir para el correcto uso, análisis y evaluación estructural de los pavimentos usando viga Benkelman.

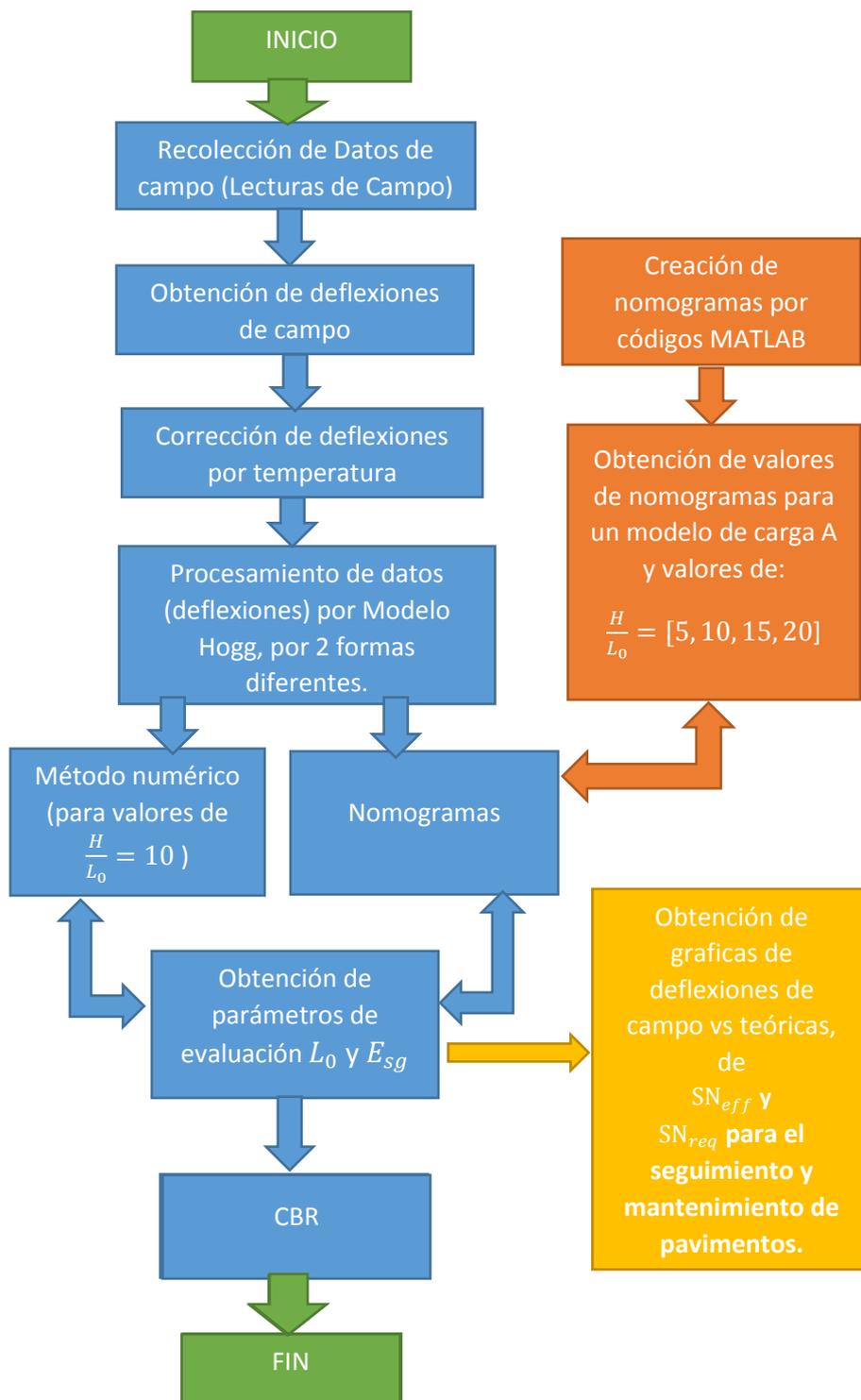


Figura 47. Metodología de evaluación estructural usando viga Benkelman

Fuente: Elaboración propia

Conclusiones

- Los gobiernos locales deberían de tener como primera opción de evaluación, la evaluación estructural usando viga Benkelman ya que ayuda a establecer y cuantificar una necesidad de rehabilitación cuando un pavimento está deteriorado, cuando el pavimento está llegando a su tiempo final de vida útil o cuando se va a cambiar su función.
- El S_Neff es un parámetro con valiosa información que puede ser utilizado para realizar un seguimiento al pavimento o usado en el rediseño de algún pavimento que está llegando al tiempo final de su vida útil.
- La viga Benkelman es una herramienta que sigue vigente y su uso es importante para evaluar pavimentos con un bajo costo.
- La evaluación estructural usando viga Benkelman permite entender cómo se realiza la evaluación estructural de los pavimentos por la deflectometría y la importancia de esta metodología.
- Se debe utilizar los dos métodos (numérico y nomogramas) en el procesamiento de datos (deflexiones), con la finalidad de corroborar resultados y de tener un claro panorama del comportamiento del pavimento.

Recomendaciones

La toma de lecturas de campo se debe de realizar de una forma seria y profesional ya que estas son el inicio de la evaluación y los resultados dependen de ellas en su totalidad. Así mismo se aconseja que para el desarrollo de la evaluación estructural se cumpla con los estándares de carga y presión expuestos en la teoría de este trabajo y no olvidar que la creación de nomogramas depende de la carga y presión utilizadas.

El pavimento de la Universidad de Piura se encuentra sobre una subrasante sólida, cabe indicar que aun estando sobre una buena subrasante tiene una cierta necesidad de refuerzo estructural. Esto se debe a que parte de la estructura granular se ha ido deteriorando con el tiempo y el paquete estructural que posee es básico.

Para su mantenimiento con proyección a 20 años, se recomienda recapear el pavimento con un espesor de 3 cm de asfalto. Previamente se pide reparar los puntos donde hay presencia de baches y mejorar las zonas donde existen desplazamientos. Si se quiere optar por otra alternativa de mantenimiento, se recomienda utilizar 2 cm de micropavimento slurry seal, teniendo en cuenta que el efecto de esta lechada asfáltica es aumentar la durabilidad del pavimento pero no la capacidad estructural.

Finalmente, después de evaluar estructuralmente el pavimento de la Universidad de Piura, se concluye que éste tiene un buen comportamiento y gran parte de su longitud se encuentra en óptimas condiciones estructurales.

Recomendaciones para futuras investigaciones

Como personas y profesionales formados en la Universidad de Piura, cuya filosofía de educación reside en la caridad, se sugiere seguir investigando en esta línea de la Ingeniería Civil para aportar soluciones a problemas que ocurren en nuestra sociedad y de esta manera ayudar en el crecimiento y desarrollo de nuestra ciudad, región y país. Se propone los siguientes temas de investigación:

- Medición de deflexiones para pavimentos flexibles recién construidos (usando viga Benkelman).

- Sistematización computacional de la evaluación estructural (usando viga Benkelman) para la obtención de una base de datos de la capacidad estructural efectiva de los pavimentos flexibles de la ciudad.
- Estudio comparativo entre un afirmado mejorado y un pavimento flexible mediante una evaluación estructural (usando viga Benkelman).

Bibliografía

1. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS (ASTM). (2003). Standard method of test for California bearing ratio of laboratory compacted soils. ASTM D1883-07. Estados Unidos.
2. AASHTO (1993). Guide for Design of Pavement Structures. USA. American Association of State Highway and Transportation.
3. BURMISTER, D. (1945). The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Soil Systems. Journal of Applied Physics. Vol. 3, No. 16, pp. 296-302.
4. FLORES, L. (2012). Evaluación Estructural de Pavimentos Flexibles de Carreteras de Bajo Volumen de Tránsito. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.
5. GÓMEZ, O. (2015). Criterios de Optimización del Diseño de Sobrecarpetas Asfálticas para Bogotá, basados en Ensayos no Destructivos. Tesis de Maestría en Ingeniería Geotécnica. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá.
6. HEUKELOM, W. y KLOMP, A. J. P. (1962). Dynamic testing as a means of controlling pavements during and after construction. Proceedings of the Fourth International Conference on Structural Design of Asphalt Pavement Ann Arbor, MI Pp. 495-510.
7. HOFFMAN, M. (1977). Application of Elasticity Models for the evaluation of flexible Pavements. Transportation Research Institute Technion. Israel. Research Report No 015-664.
8. HOFFMAN, M. y DEL AGUILA, P. (1985). Estudios de Evaluación Estructural de Pavimentos Basados en La Interpretación de Curvas de Deflexiones (Ensayos No Destructivos). Lima.
9. HOGG, A. H. A. (1944). Equilibrium of a Thin Slab on an Elastic Foundation of Finite Depth. Philosophical Magazine Series 7, Vol. 35, No. 243, pp. 265–276.

10. HUANG, Y. (1993). Pavement Analysis and Design. Prentice Hall. United States of América.
11. INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL (INDECI). (2002). Estudio de Mecánica de Suelos y Mapa de Peligros de la Ciudad de Piura. Perú.
12. INTERNATIONAL SLURRY SURFACING ASSOCIATION (ISSA). (2005). Design Technical Bulletins. Annapolis. Estados Unidos.
13. LEGUA, C. (2009). Evaluación Estructural de la Carretera Cañete Yauyos Chupaca con Viga Benkelman Método Matemático Tramo km 69+000 - km 74+000. Informe de Suficiencia. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.
14. MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC). (2014). Consorcio de Rehabilitación Vial-Conrevial. Estudio de Rehabilitación de Carreteras en el País. Volumen C.
15. MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (MTC). (2016). Manual de Carreteras: Ensayos de Materiales. Ministerio de transportes y telecomunicaciones. Perú. 1264 pp.
16. MONTEJO, A. (2001). Ingeniería de Pavimentos para Carreteras. Reimpresión segunda edición. Universidad Católica de Colombia Ediciones y Publicaciones. Colombia.
17. MONTEJO, A. (2006). Ingeniería de Pavimentos. Tomo II: Evaluación estructural, obras de mejoramiento y nuevas tecnologías. Tercera edición. Universidad Católica de Colombia Ediciones y Publicaciones. Colombia.
18. REYES, F. (1999). Diseño de Pavimentos por Métodos Racionales. Tomo I. Universidad de Los Andes. Bogotá.
19. REYES, F. (2003). Diseño Racional de Pavimentos. Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá.
20. SALGADO, M. (2016). Planificación y Gestión Vial. Gestión Privada de Infraestructura Vial. Curso de Maestría de la Universidad de Piura. 73 pp.
21. SOTIL, A. (2016). Sistematización de Información sobre Diseño, Gestión, Construcción y Reparación de Pavimentos Urbanos. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. pp 46-52. Lima
22. TERAZAWA, K. (1926). An the Elastic Equilibrium of a semi-limite solid. Journal Coll Science, Imp. Univ. of Tokyo. XXXVII Art. 7.

23. THENOUX, G y GAETE, R (1995) Evaluación técnica del pavimento y comparación de métodos de diseño de capas de refuerzo asfáltico. Pontificia Universidad Católica de Chile. Revista Ingeniería de Construcción. No 14, Pp 56-72. Santiago, Chile.
24. TIMANÁ, J. (2014). Introducción al Diseño Estructural. Diseño de Pavimentos. Curso de Pregrado de la Universidad de Piura. 55pp.
25. TIMANÁ, J (2012). Evaluación de la Subrasante. Diseño de Pavimentos. Curso de Pregrado de la Universidad de Piura. 101 pp.
26. TIMOSHENKO, S., WOINOWSKY, S. (1975). Teoría de Placas y Láminas. URMO S.A. España.
27. WISEMAN, G., UZAN, J., HOFFMAN, M.S., ISHAI, I, y LIVNEH, M. (1977). Simple Elastic Models for Pavement Evaluation Using Measured Surface Deflection Bowls. Proceedings, 4th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements Ann.Arbor. Volume II, pp. 416-426. University of Michigan
28. WYLE, B. (1982). Advanced engineering mathematics. Quinta Ed. McGraw Hill Publisher Company.

Anexos

Anexo A

Códigos de Matlab originales

```

1 function [ ]=nomograma_1(cadena, factor)
2 c=num2str (factor);
3 s=strcat (cadena, '_',c, '.xls' );
4 xx=0:1:260; xx=xx' ; n=length (xx) ;
5 for i =1:10
6 Q=dR_d0(0:1:260,10*i,11.5,factor,20,20000) ; l {i}=-Q' ;
7 end
8 A = fopen(s, 'w' ) ;
9 for i =1:n
10 y=[xx (i) l {1}(i) l {2}(i) l {3}(i) l {4}(i) l {5}(i) l {6}(i) l {7}(i) l {8}(i) . . .
11 . . . l {9}(i) l {10}(i) ] ;
12 fprintf (A, '\t %6.7 f \t %6.7 f \t
%6.7 f \t %6.7 f . . .
13 . . . \t %6.7 f \t %6.7 f \n' , y) ;
14 end
15 fclose (A)

```

Figura 1. Código 1-nomograma1.m.

```

1 function [ ]=nomograma_2(cadena, r)
2 c=num2str(r);
3 s=strcat(cadena, '_', c, '.xls');
4 xx=[50 150 300 500 5000]'; LLo=10:1:100; n=length(LLo) ;
5 for i =1:5
6 Q=dR_d0(r, LLo, 11.5, xx(i),5,8000); l{i}=Q';
7 end
8 A=fopen(s,'w');
9 for i =1:n
10 y=[LLo(i) l {1}(i) l {2}(i) l {3}(i) l {4}(i) l {5}(i)];
11 fprintf (A, '\t %6.7 f \t %6.7 f \n' , y) ;
12 end
13 fclose(A)

```

Figura 2. Código 2-nomograma2.m.

```

1 function [ ]=nomograma_2(cadena , r , factor)
2 c=num2str (factor);
3 s=strcat (cadena, '_', c, '.xls');
4 xx=[50 150 300 500 5000]'; LLo=10:1:100 ; n=length(LLo);
5 for i =1:5
6 Q=dR_d0(r, LLo, 11.5, xx(i), 5, 8000); l{i}=Q' ;
7 end
8 A = fopen (s , 'w');
9 for i =1:n
10 y=[LLo(i) l {1}(i) l {2}(i) l {3}(i) l {4}(i) l {5}(i) ] ;
11 fprintf (A, '\t %6.7 f \t %6.7 f \n' , y) ;
12 end
13 fclose(A)

```

Figura 3. Código 3-nomograma3.m.

```

1 function []= grafica (n_graf , factor)
2 [l]=dR_d0 (0:1:260 ,10 ,11.5 ,factor, 20, 20000) ;
3 plot (0:1:260 , - l )
4 hold on
5 grid on
6 for i =2: n_graf
7 [l]=dR_d0( 0:1:260, 10*i ,11.5 , factor, 20, 20000) ;
8 plot (0:1:260 , - l )
9 end

```

Figura 4. Código 4-grafica1.m.

```

1 function []= grafica (n_graf)
2 c=[50 150 300 500 2000] ;
3 [l]=dR_d0 (100, 10:1:100, 11.5, 50, 5, 8000);
4 semilogx (10:1:100, l)
5 hold on
6 grid on
7 for i =2: n_graf
8 [l]=dR_d0 ( 100, 10:1:100, 11.5, c(i), 5, 8000) ;
9 semilogx (10:1:100, l)
10 end

```

Figura 5. Código 5-grafica2.m.

```

1 function []= grafica (n_graf)
2 c=[50 150 300 500 2000] ;
3 [l]=dR_e0 (100, 10:1:100, 11.5, 50, 5, 8000) ;
4 semilogx (10:1:100, l)
5 hold on
6 grid on
7 for i =2: n_graf
8 [l]=dR_e0 (100, 10:1:100, 11.5, c(i) ,5 ,8000) ;
9 semilogx (10:1:100, l)
10 end

```

Figura 6. Código 6-grafica3.m.

```

1 function [I]=integra (r ,Lo ,a ,h ,b ,n)
2 dx=b/n ; suma=dx*g(dx ,r ,Lo ,a ,h ) ;
3 for i =2:n
4 suma=suma+0.5dx*( g ((i-1)*dx ,r ,Lo ,a ,h)+g ( i *dx , r , Lo , a , h ) ) ;
5 end
6 l=suma;

```

Figura 7. Código 7-integra.m.

```

1 function [I]=g (x , r , Lo , a , factor)
2 fi =( sinh (factor *x) .*cosh (factor*x)+factor*x./1.4)/((sinh (factor *x)).^2 . . .
3 . . . -(factor *x) . ^2/1.96);
4 l=bessel j (0, x.*r./Lo)*bessel j (1, x*a/Lo)/(x.^4+x.*fi) ;

```

Figura 8. Código 8-g1.m.

```

1 function [I]=g (x , r , Lo , a , h)
2 factor=x.*h./Lo;
3 fi =( sinh ( factor ) .*cosh ( factor )+factor./1.4) . / ( ( sinh ( factor ) ).^2-( factor).^2 /1.96) ;
4 l=bessel j (0, x.*r./Lo).*bessel j (1, x*a./ Lo)/(x.^4+x.*fi) ;

```

Figura 9. Código 9-g2-g3.m.

```

1 function [I]=dR_d0( r , Lo , a , factor , b , n)
2 l=integra( r , Lo , a , factor , b ,n )/integra (0 ,Lo , a ,factor ,b ,n) ;

```

Figura 10. Código 10-dRd01.m.

```

1 function [I]=dR_d0(r , Lo , a , h , b , n)
2 l=integra ( r , Lo , a , h , b , n) . / integra (0 , Lo , a , h , b , n);

```

Figura 11. Código 11-dRd02.m.

```

1 function [I]=dR_e0(r , Lo , a , h , b , n)
2 pll=5.62;
3 l =1.96*pll *a*integra (0 , Lo , a , h , b , n)/1.2 ;

```

Figura 12. Código 12-dRe0.m.

Anexo B

Códigos de Matlab modificados

B.1. Nomograma 1

```

1 function [I]=dR_d0(r,Lo,a,factor,b,n)
2 I=integra(r,Lo,a,factor,b,n)./integra(0,Lo,a,factor,b,n);

```

Figura 13. Código 1- dR_d0.m.

```

1 function [I]=g(x,r,Lo,a,factor)
2 fi=(sinh(factor*x).*cosh(factor*x)+factor*x./1.4)./((sinh(factor*x)).^2-(factor*x).^2/1.96);
3 I=besselj(0,x.*r/Lo).*besselj(1,x*a/Lo)./(x.^4+x.*fi);

```

Figura 14. Código 2-g.m.

```

1 function []=grafica(n_graf,factor)
2 [I]=dR_d0(0:1:260,10,10.7 ,factor,20,20000);
3 plot (0:1:260,-I);
4 hold on
5 grid on
6 for i=2:n_graf
7     [I]=dR_d0(0:1:260,10*i,10.7 ,factor,20,20000);
8     plot(0:1:260,-I);
9 end

```

Figura 15. Código 3- grafica.m.

```

1 function [I]=integra(r,Lo,a,h,b,n)
2 dx=b/n;suma=dx*g(dx,r,Lo,a,h);
3 for i=2:n
4     suma=suma+0.5*dx*(g((i-1)*dx,r,Lo,a,h)+g(i*dx,r,Lo,a,h));
5 end
6 I=suma;

```

Figura 16. Código 4 - integra.m.

```

1 function []=nomograma_1(cadena,factor)
2 c=num2str(factor);
3 s= strcat(cadena, '_',c, '.xls');
4 xx=0:1:260;xx=xx';n=length(xx);
5 for i=1:10
6     Q=dR_d0(0:1:260,10*i, 10.7, factor, 20, 20000);
7     I{i}=-Q';
8 end
9 A=fopen(s,'w');
10 for i=1:n
11     y=[xx(i) I{1}(i) I{2}(i) I{3}(i) I{4}(i) I{5}(i) I{6}(i) I{7}(i) I{8}(i) I{9}(i) I{10}(i)];
12     fprintf(A, '\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\n',y);
13 end
14 fclose (A);
15

```

Figura 17. Código 5- nomograma_1.m.

```

1 %-----FUNCION PRINCIPAL LLAMA SUBROUTINAS -----%
2 clc;clear all;close all;
3 % Para obtener la gráfica del nomograma para factor = ,
4 factor=10;
5 grafica(10,factor);
6
7 %Para obtener el archivo excel
8 n=input ('Si Quieres generar el archivo excel presione 1; n=');
9 if ( n==1)
10     factor =10;
11     nomograma_1('prueba',factor);
12 end
13
14

```

Figura 18. Código 6-código principal de entrada-principal.m.

B.2. Nomograma 2.a

```

1 function [I]=dR_d0(r,Lo,a,h,b,n)
2 I=integra(r,Lo,a,h,b,n)./integra(0,Lo,a,h,b,n);

```

Figura 19. Código 1- dR_d0.m.

```

1 function [I]=g(x,r,Lo,a,h)
2 factor=x.*h./Lo;
3 fi=(sinh(factor).*cosh(factor)+factor./1.4)./(sinh(factor)).^2-(factor).^ 2/1.96);
4 I=besselj(0,x.*r./Lo).*besselj(1,x*a./Lo)./(x.^4+x.*fi);

```

Figura 20. Código 2- g.m.

```

1 function []=grafica(n_graf)
2 c=[50 150 300 500 2000];
3 [I]=dR_d0(100,10:1:100, 10.7,50,5,8000);
4 semilogx(10:1:100,I)
5 hold on
6 grid on
7 for i=2:n_graf
8     [I]=dR_d0(100,10:1:100, 10.7,c(i),5,8000);
9     semilogx(10:1:100,I)
10 end

```

Figura 21. Código 3- grafica.m.

```

1 function [I]=integra(r,Lo,a,h,b,n)
2 dx=b/n;suma=dx*g(dx,r,Lo,a,h);
3 for i=2:n
4     suma=suma+0.5*dx*(g((i-1)*dx,r,Lo,a,h)+g(i*dx,r,Lo,a,h));
5 end
6 I=suma;

```

Figura 22. Código 4- integra.m.

```

1 function []=nomograma_2(cadena,r)
2 c=num2str(r);
3 s=strcat(cadena,'_',c,'.xls');
4 xx=[50 150 300 500 5000]';LLo=10:1:100;n=length(LLo);
5 for i=1:5
6     Q=dR_d0(r,LLo,10.7 ,xx(i),5,8000); I{i}=Q';
7 end
8 A = fopen(s,'w');
9 for i=1:n
10    y=[LLo(i) I{1}(i) I{2}(i) I{3}(i) I{4}(i) I{5}(i)];
11    fprintf(A,'%t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\n',y);
12 end
13 fclose(A);

```

Figura 23. Código 5- nomograma_2.m.

```

1 %-----FUNCION PRINCIPAL LLAMA SUBRUTINAS -----%
2 - clc;clear all;close all;
3 % Para obtener la gráfica del nomograma2,
4 - ngraf=5;
5 - grafica(ngraf);
6
7 %Para obtener el archivo excel
8 - n=input ('Si Quieres generar el archivo excel presione 1; n=');
9
10 - if ( n==1)
11 -     disp('El factor puede ser 30, 70, 25, 100, etc');
12 -     factor = input('Seleccione el factor, factor = ');
13 -     nomograma_2('prueba',factor);
14 - end
15

```

Figura 24. Código 6-código principal de entrada-principal.m.

B.3. Nomograma 2-b

```

1 function [I]=dR_d0(r,Lo,a,h,b,n)
2 I=integra(r,Lo,a,h,b,n)./integra(0,Lo,a,h,b,n);

```

Figura 25. Código 1- dR_d0.m.

```

1 function [I]=dR_e0(r,Lo,a,h,b,n)
2 pll=5.62;
3 I=1.96*pll*a/1.2*integra(0,Lo,a,h,b,n)/100;

```

Figura 26. Código 2- dR_e0.m.

```

1 function [I]=g(x,r,Lo,a,h)
2 factor=x.*h./Lo;
3 fi=(sinh(factor).*cosh(factor)+factor./1.4)./((sinh(factor)).^2-(factor).^ 2/1.96);
4 I=besselj(0,x.*r./Lo).*besselj(1,x*a./Lo)./(x.^4+x.*fi);

```

Figura 27. Código 3- g.m.

```

1 function []=grafica(n_graf)
2 c=[50 150 300 500 5000];
3 [I]=dR_e0(100,1:1:100, 10.7,50,5,8000);
4 semilogx(1:1:100,I)
5 hold on
6 grid on
7 for i=2:n_graf
8     [I]=dR_e0(100,1:1:100, 10.7 ,c(i),5,8000);
9     semilogx(1:1:100,I)
10 end

```

Figura 28. Código 4- grafica.m.

```

1 function [I]=integra(r,Lo,a,h,b,n)
2 dx=b/n;suma=dx*g(dx,r,Lo,a,h);
3 for i=2:n
4     suma=suma+0.5*dx*(g((i-1)*dx,r,Lo,a,h)+g(i*dx,r,Lo,a,h));
5 end
6 I=suma;

```

Figura 29. Código 5- integra.m.

```

1 function []=nomograma_2(cadena,r)
2 c=num2str(r);
3 s=strcat (cadena,'_',c,'.xls');
4 xx=[50 150 300 500 5000]';LLo=10:1:100;n=length(LLo);
5 for i=1:5
6     Q=dR_d0(r,LLo, 10.7 ,xx(i),5,8000); I{i}=Q';
7 end
8 A = fopen(s,'w');
9 for i=1:n
10     y=[LLo(i) I{1}(i) I{2}(i) I{3}(i) I{4}(i) I{5}(i)];
11     fprintf(A, '\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\n',y);
12 end
13 fclose(A);

```

Figura 30. Código 6- nomograma_2.m.

```

1 function []=nomograma_3(cadena,r)
2 c=num2str(r);
3 s=strcat (cadena,'_',c,'.xls');
4 xx=[50 150 300 500 5000]';LLo=1:1:100;n=length(LLo);
5 for i=1:5
6     Q=dR_e0(r,LLo, 10.7 ,xx(i),5,8000); I{i}=Q';
7 end
8 A = fopen(s,'w');
9 for i=1:n
10     y=[LLo(i) I{1}(i) I{2}(i) I{3}(i) I{4}(i) I{5}(i)];
11     fprintf(A, '\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\t%6.7f\n',y);
12 end
13 fclose(A);

```

Figura 31. Código 7- nomograma_3.m.

```

1 %-----FUNCION PRINCIPAL LLAMA SUBROUTINAS -----%
2 - hold on;
3 % Para obtener la gráfica del nomograma2,
4 - ngraf=5;
5 - grafica(ngraf);
6 - hold on
7
8 %Para obtener el archivo excel
9 - n=input ('Si Quieres generar el archivo excel presione 1; n=');
10
11 - if ( n==1)
12 -     disp('El factor puede ser 40, 70, 25, 100, etc');
13 -     factor = input('Seleccione el factor, factor = ');
14 -     nomograma_2('prueba',factor);
15 -     nomograma_3('prueba',factor);
16 - end
17

```

Figura 32. Código 8-código principal de entrada-principal.m.

Anexo C

Desarrollo de la medición de deflexiones

MEGA BALANZA S.R.L.
 MEGA BALANZA SOCIEDAD COMERCIAL DE RESPONSABILIDAD LIMITADA
 Mz. B Lote 01 Zona Industrial IV - Sullana, Sullana, Piura
 Carretera Piura - Catacaos s/n - Cruce Carretera
 Panamericana y Piura - CATACAOS - PIURA - PIURA
 Cel.: 969693341

RUC 20483885742
BOLETA DE VENTA
 002-**Nº 006539**

Sr(es): BALAREZO JAVIER - GARCIA RICARDO
 Dirección: DNI.

FECHA: 28 09 2016

CANT.	DESCRIPCIÓN	P. U.	IMPORTE
001	SERVICIO DE PESAJE DE VEHICULO - CAMION DOBLE O TRIPLE EJE	20,00	20,00
Son : VEINTE Y 00/100		Soles	
TOTAL S/			20,00

IMPRESO EN: FORMULARIOS PIURA S.A.C.
 Cal. Las Casuarinas B-4 Urb. El Golf,
 Piura - Piura - Piura
 RUC 20525763936 - Telf.: 323357
 A-SUNAT: 1119522063 - Ft. 28.06.2016
 SERIE: 002 DEL 5751 AL 6750

USUARIO

Figura 33. Recibo de pago del pesaje del camión utilizado.

CONTROL DE PESO N° 091579

MEGA BALANZA S.R.L.
SERVICIO DE PESAJE DE VEHICULOS - DIGITOL TOLEDO 100T.

SULLANA : Mza. B Lote 01 Zona Industrial 04.
 PIURA : Cruce Carretera Panamericana Norte y Catacaos Telf.: 969693341.

PLACA : K27-111
 PRODUCTO : CARGADO
 RAZON SOCIAL : BALAREZO JAVIER - GARCIA RICARDO
 CONDUCTOR :
 DESTINO : DESCONOCIDO
 FECHA ENTRADA : 28-09-2016
 HORA ENTRADA : 08:42:45
 OPERADOR ENTRADA : VICTOR
 OPERADOR SALIDA :

BLOSA : EJE TRASERO
 FECHA SALIDA :
 HORA SALIDA :

PESO ENTRADA: 8,260 k

Información del vehículo según M.T.C. :
 Símbolo : C2 / Long. máx.: 12,30m

BALANZA CERTIFICADA POR INDECOPI

Figura 34. Peso del camión en el eje trasero.

CONTROL DE PESO N° 091579

PLACA	:	P2P-799	
PRODUCTO	:	CARGADO	
RAZÓN SOCIAL	:	BALAREJO JAVIER - GARCIA RICARDO	
CONDUCTOR	:		
DESTINO	:	DESCONOCIDO	SLOSA : EJE TRASERO
FECHA ENTRADA	:	28-09-2016	FECHA SALIDA :
HORA ENTRADA	:	08:42:45	HORA SALIDA :
OPERADOR ENTRADA	:	VICTOR	
OPERADOR SALIDA	:		

PESO ENTRADA: 8,260 k

Información del vehículo según M.T.C. :
Símbolo : C2 / Long. máx. : 12.30m

BALANZA CERTIFICADA POR INDECOPI



Figura 35. Comprobante del peso del camión.



Figura 36. Camión utilizado.



Figura 37. Pesaje del camión.



Figura 38. Elección y ubicación de puntos a evaluar.



Figura 39. Preparación del punto a evaluar.



Figura 40. Adosamiento de la varilla al camión.



Figura 41. Presión en las llantas del camión.



Figura 42. Ubicación del centro de gravedad de la llanta doble en el punto a evaluar.



Figura 43. Correcta ubicación en el centro de gravedad de la llanta doble.



Figura 44. Colocación de la viga Benkelman en el punto a evaluar.



Figura 45. Toma de lecturas de campo.



Figura 46. Medición de la temperatura del asfalto.

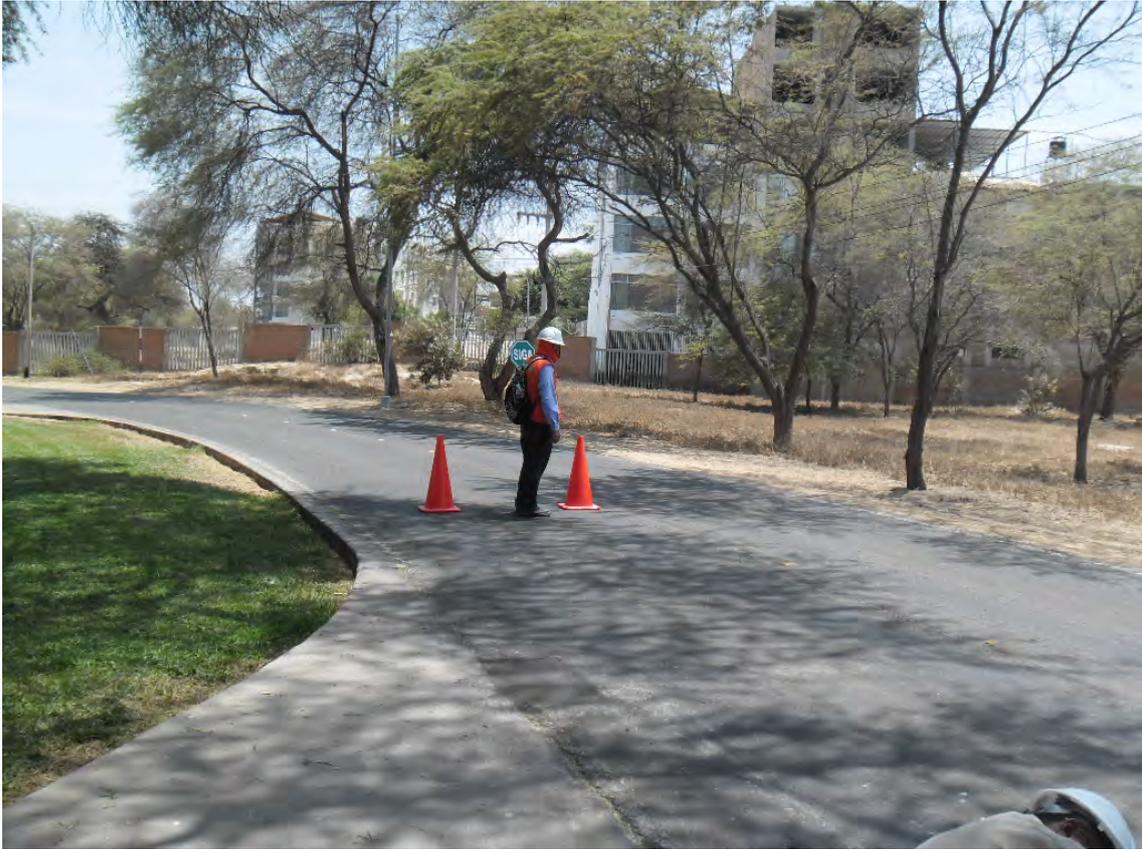


Figura 47. Control del tránsito para realizar las tomas de lecturas.



Figura 48. Punto de inicio de la evaluación del pavimento UDEP.

Anexo D Nomogramas

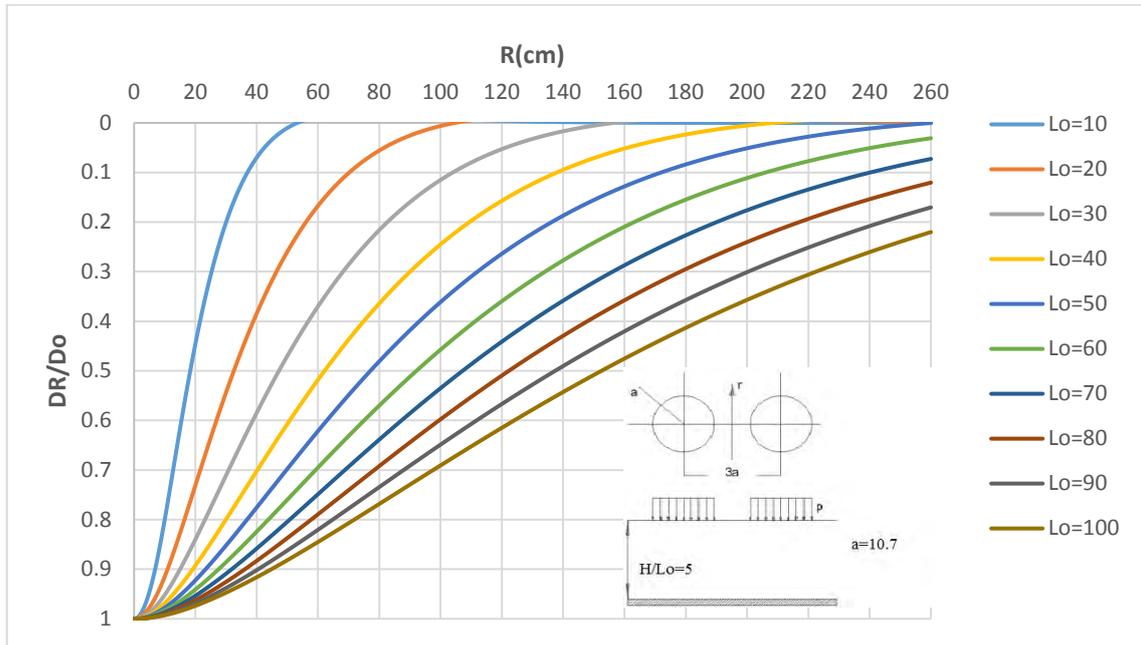


Figura 49. Nomograma 1- $1 - \frac{D_R}{D_0}$ vs r , para $\frac{H}{L_0} = 5$.

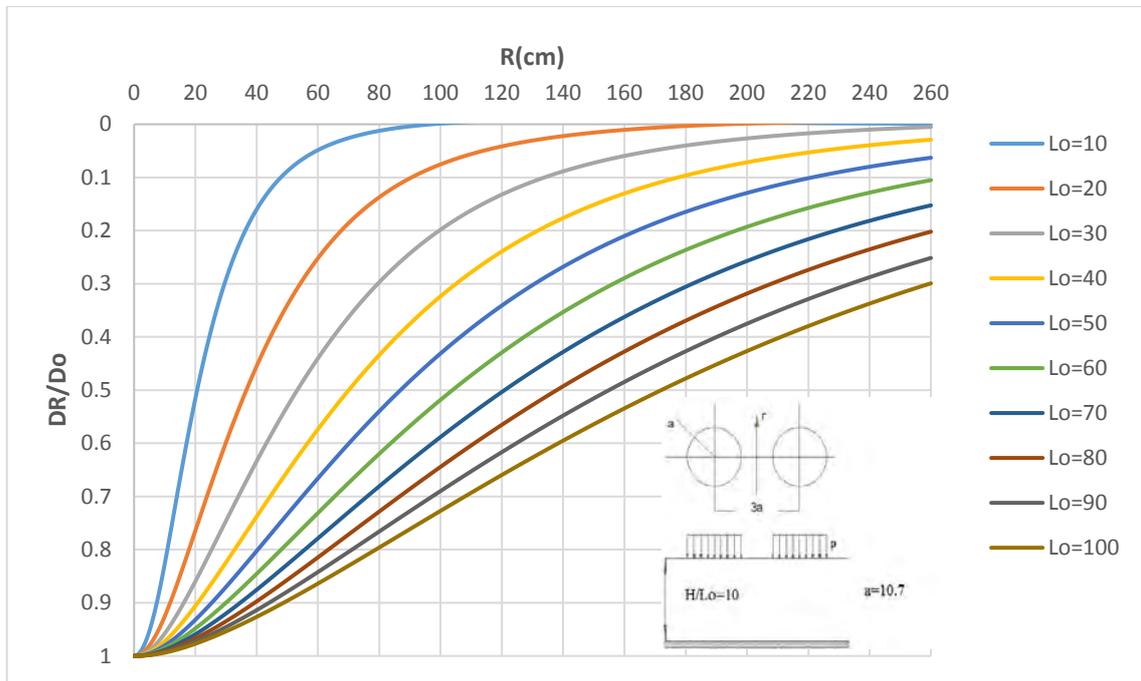


Figura 50. Nomograma 1- $1 - \frac{D_R}{D_0}$ vs r , para $\frac{H}{L_0} = 10$.

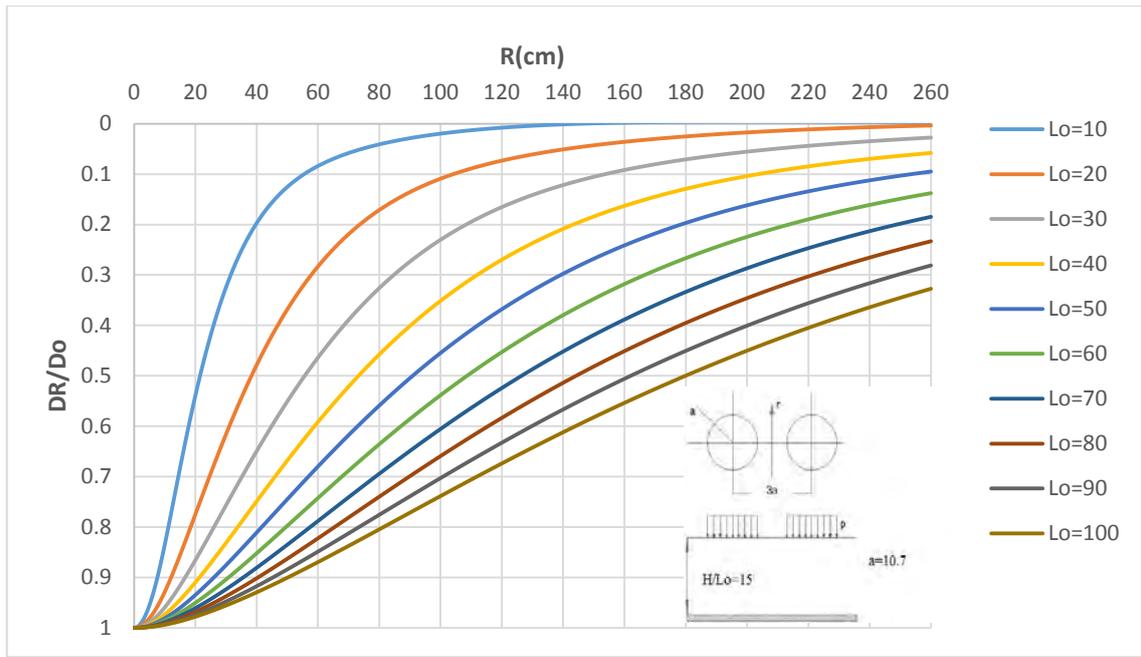


Figura 51. Nomograma 1- $\frac{DR}{D_0}$ vs r , para $\frac{H}{L_0} = 15$.

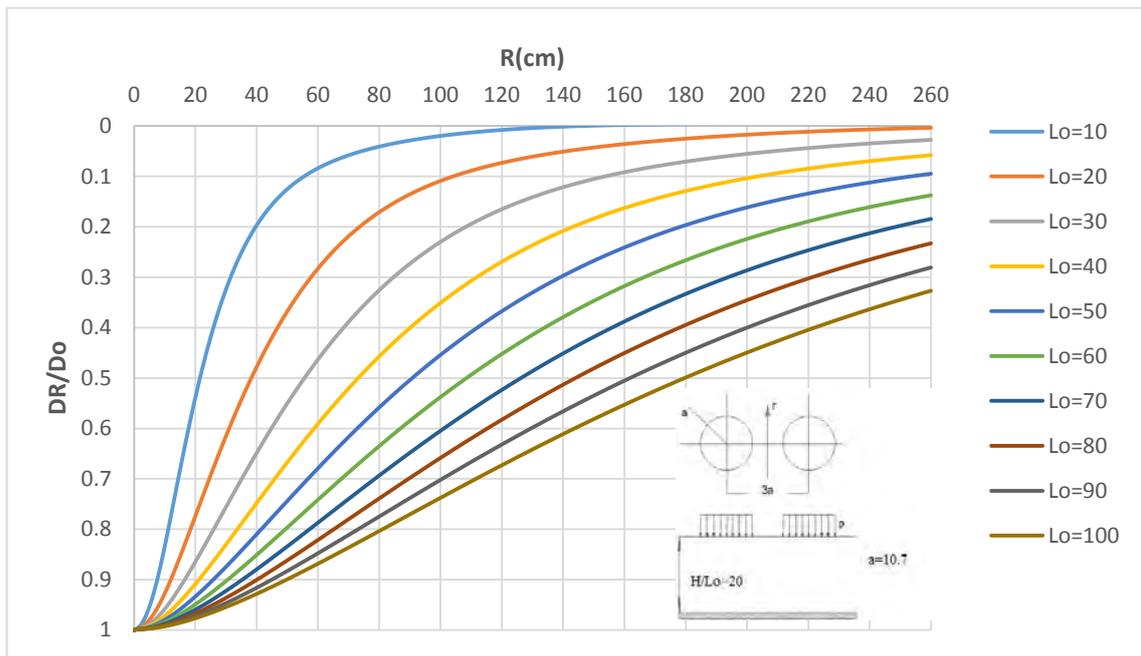


Figura 52. Nomograma 1- $\frac{DR}{D_0}$ vs r , para $\frac{H}{L_0} = 20$.

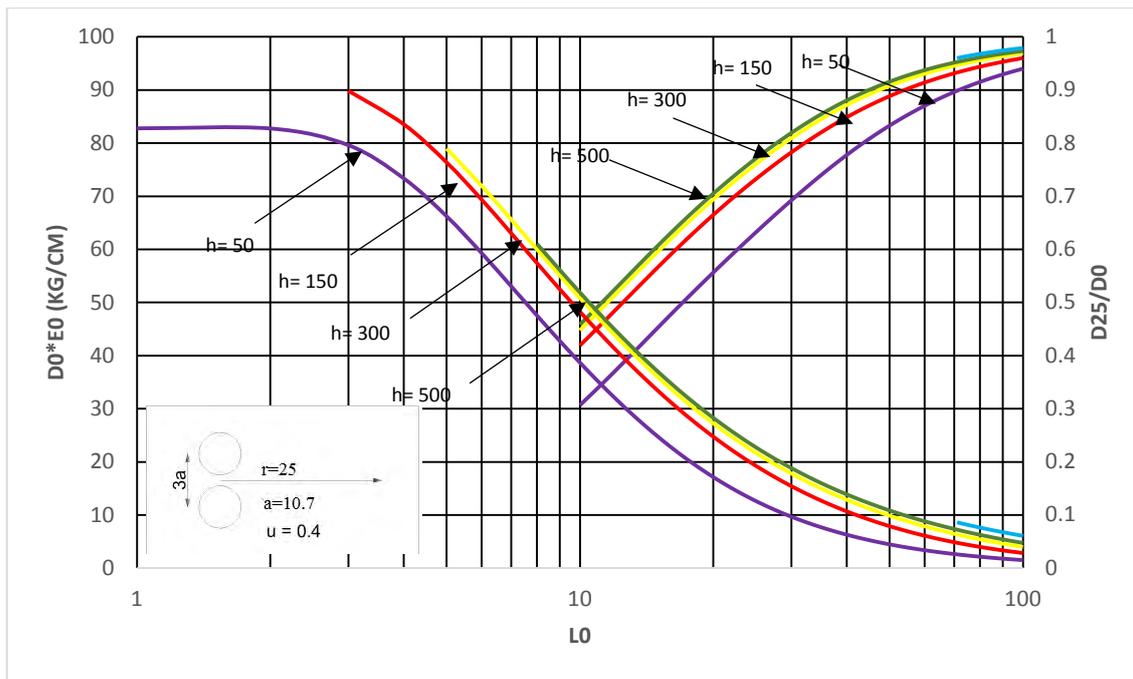


Figura 53. Nomograma 2 - L_0 vs $\frac{DR}{D_0}$ vs $D_0 \cdot E_0$, $r = 25$ cm.

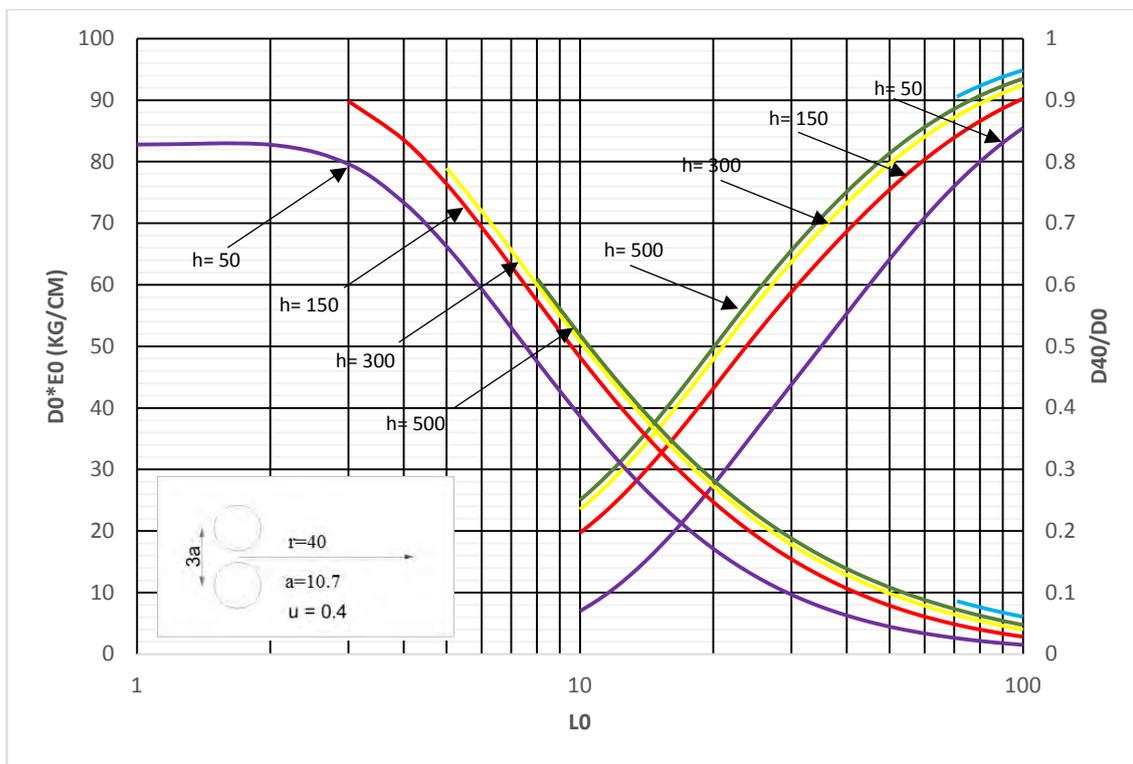


Figura 54. Nomograma 2 - L_0 vs $\frac{DR}{D_0}$ vs $D_0 \cdot E_0$, $r = 40$ cm.

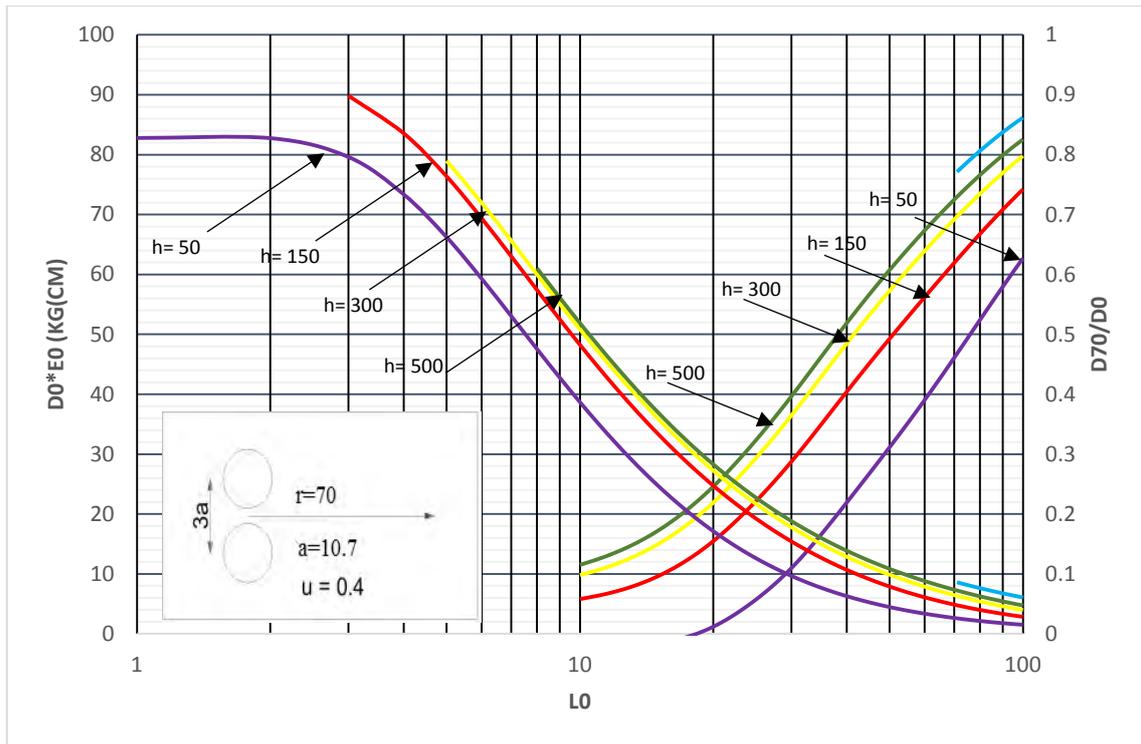


Figura 55. Nomograma 2 - L_0 vs $\frac{DR}{D_0}$ vs $D_0 \cdot E_0$, $r = 70$ cm.

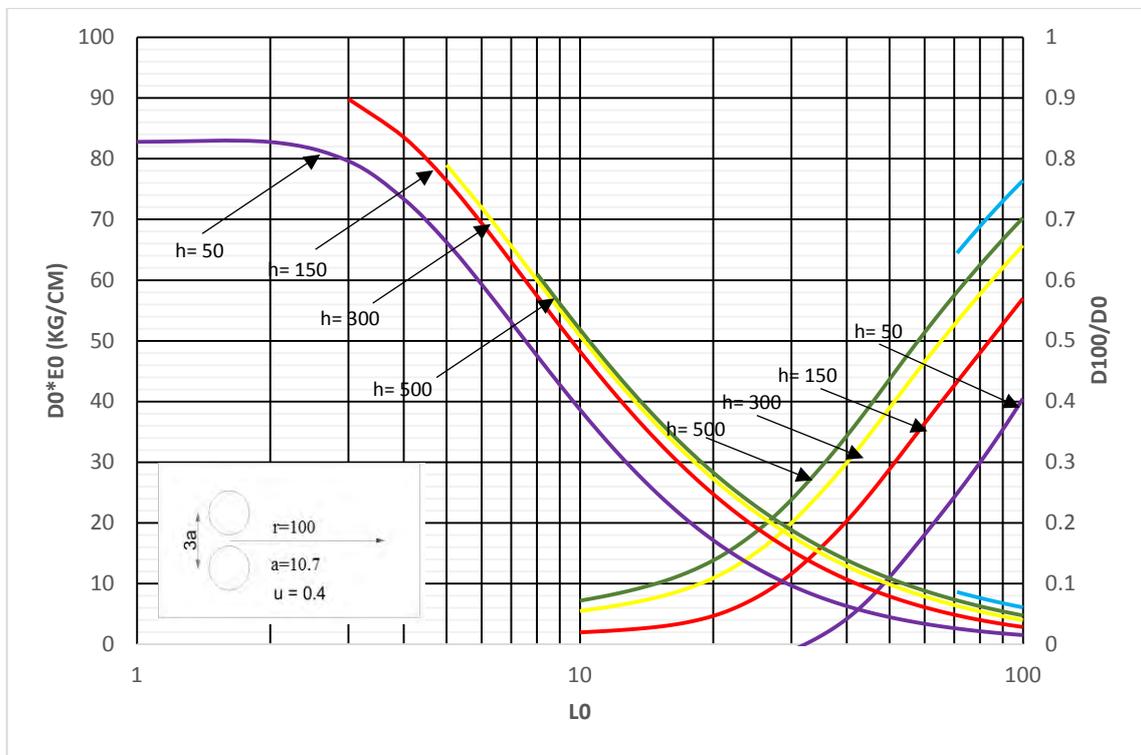


Figura 56. Nomograma 2 - L_0 vs $\frac{DR}{D_0}$ vs $D_0 \cdot E_0$, $r = 100$ cm.

Anexo E

Curvas de deflexiones de campo vs deflexiones teóricas

Progresiva 0+050 km

$E_0(kg/cm^2)$	2090.78	L_0 (cm)	19.96		
Distancia(cm)	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.216	0.180	0.108	0.072	0
$D_t(mm)$	0.216	0.152	0.1084	0.05	0

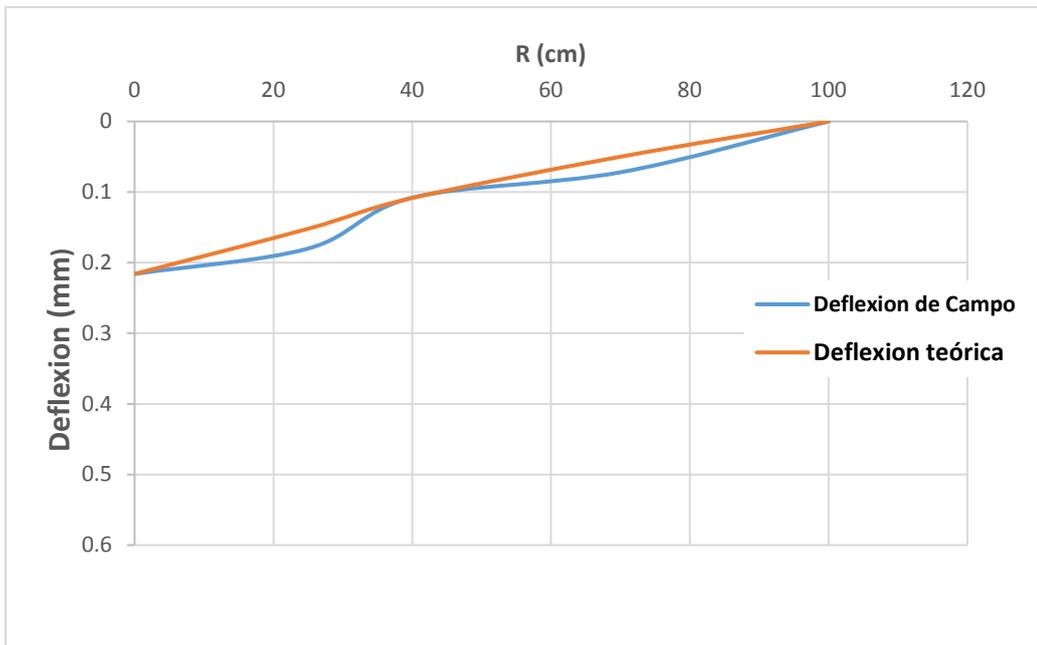


Figura 57. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+050 km.

Progresiva 0+100 km

$E_0(kg/cm^2)$	1850.85	L_0 (cm)	19.90		
Distancia(cm)	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.244	0.163	0.122	0.041	0
$D_t(mm)$	0.244	0.171	0.1227	0.056	0

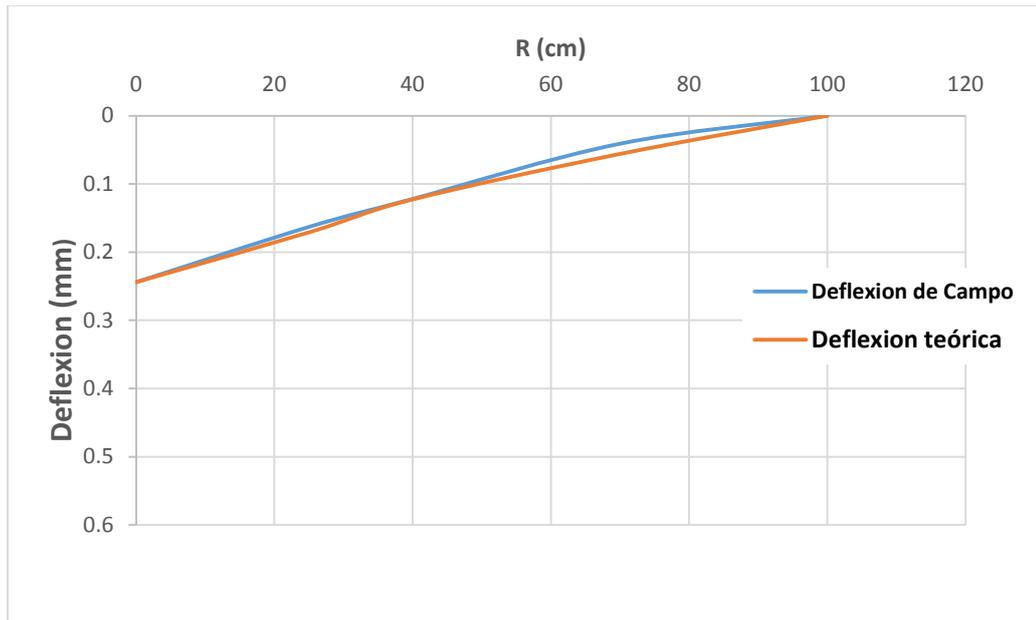


Figura 58. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+100 km.

Progresiva 0+150 km

E_0 (kg/cm ²)	2081.15	L_0 (cm)	19.96		
Distancia (cm)	0	25	40	70	100
D_c (mm)	0.217	0.145	0.108	0.072	0
D_t (mm)	0.217	0.152	0.109	0.051	0

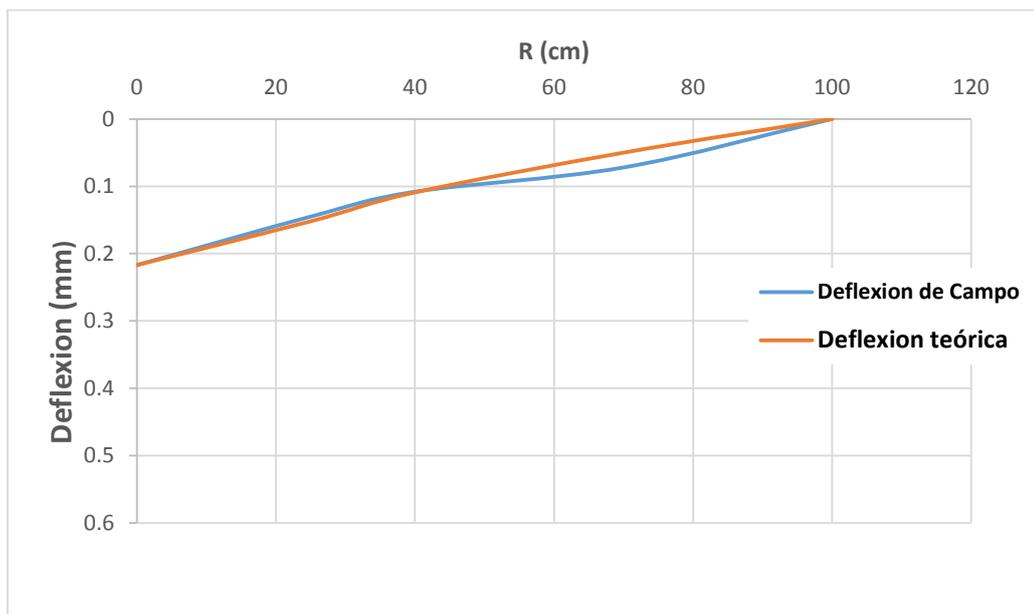


Figura 59. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+150 km.

Progresiva 0+200 km

$E_0(kg/cm^2)$	665.13	L_0 (cm)	38.39		
Distancia(cm)	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.406	0.325	0.243	0.203	0
$D_t(mm)$	0.406	0.352	0.2985	0.150	0

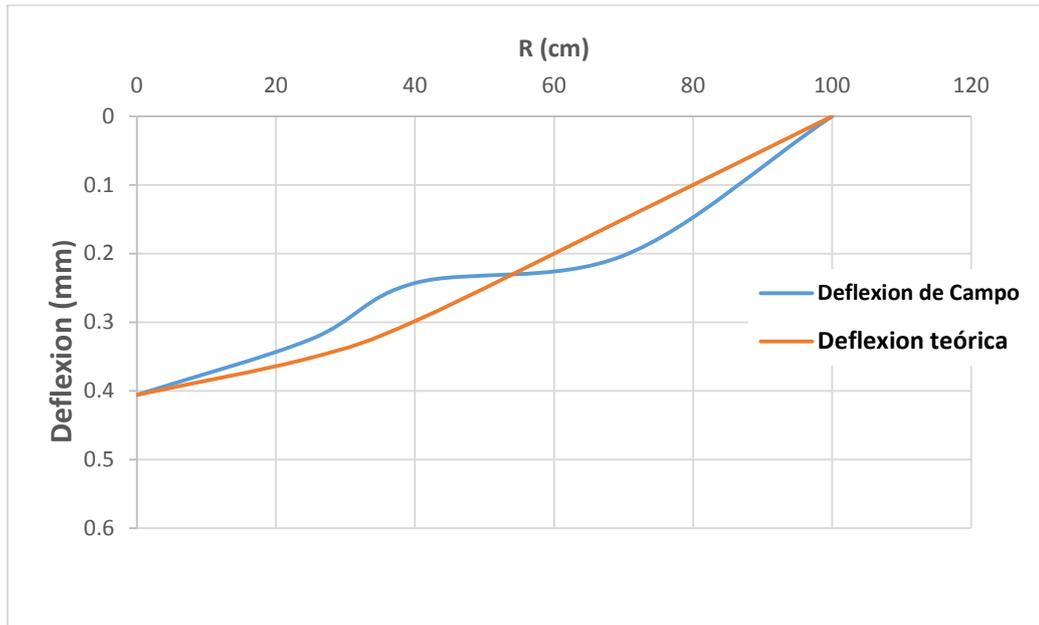


Figura 60. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+200 km.

Progresiva 0+250 km

$E_0(kg/cm^2)$	2071.59	L_0 (cm)	19.96		
Distancia(cm)	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.218	0.145	0.109	0.036	0
$D_t(mm)$	0.218	0.153	0.1089	0.0503	0

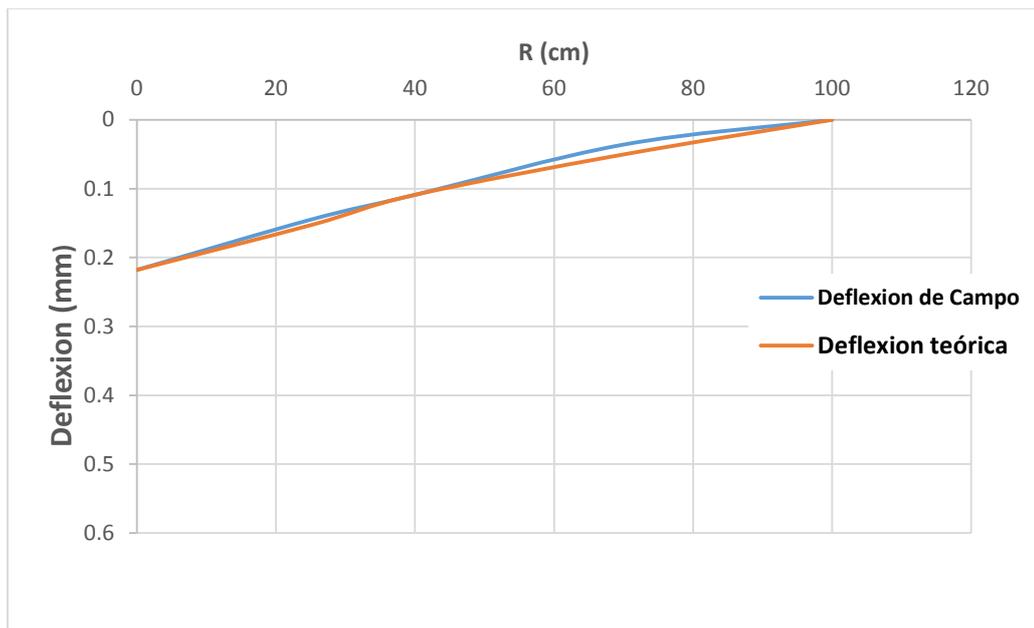


Figura 61. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+250 km.

Progresiva 0+300 km

E_0 (kg/cm ²)	1821	L_0 (cm)	19.963		
Distancia (cm)	0	25	40	70	100
D_c (mm)	0.248	0.207	0.124	0.041	0
D_t (mm)	0.248	0.174	0.129	0.057	0

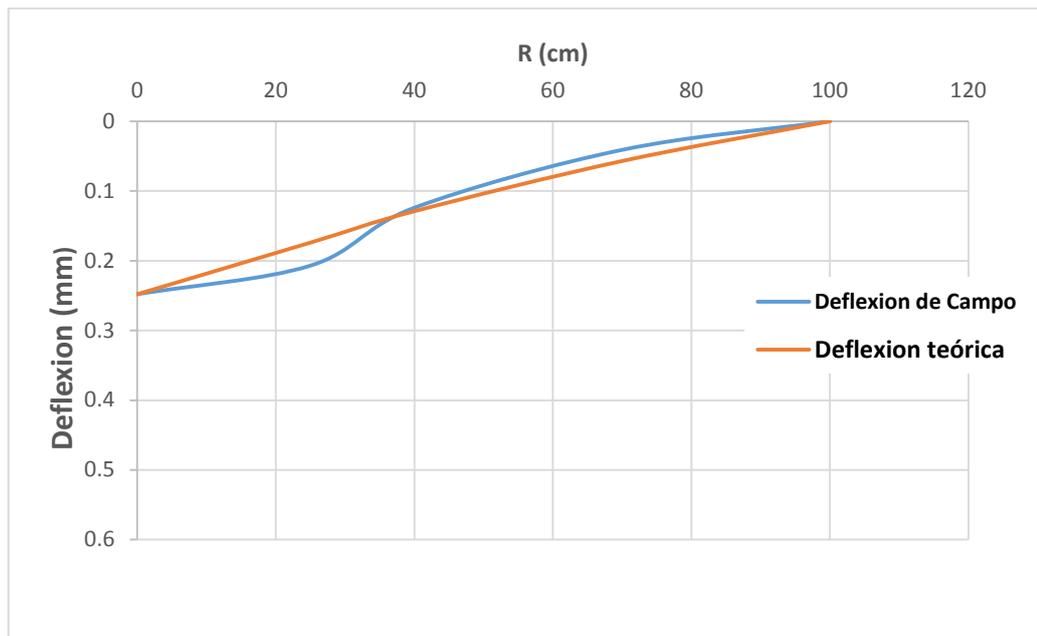


Figura 62. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+300 km.

Progresiva 0+350 km

E_0 (kg/cm ²)	2071.29	L_0 (cm)	16.275		
Distancia (cm)	0	25	40	70	100
D_c (mm)	0.254	0.218	0.109	0.073	0
D_t (mm)	0.254	0.162	0.1091	0.0424	0

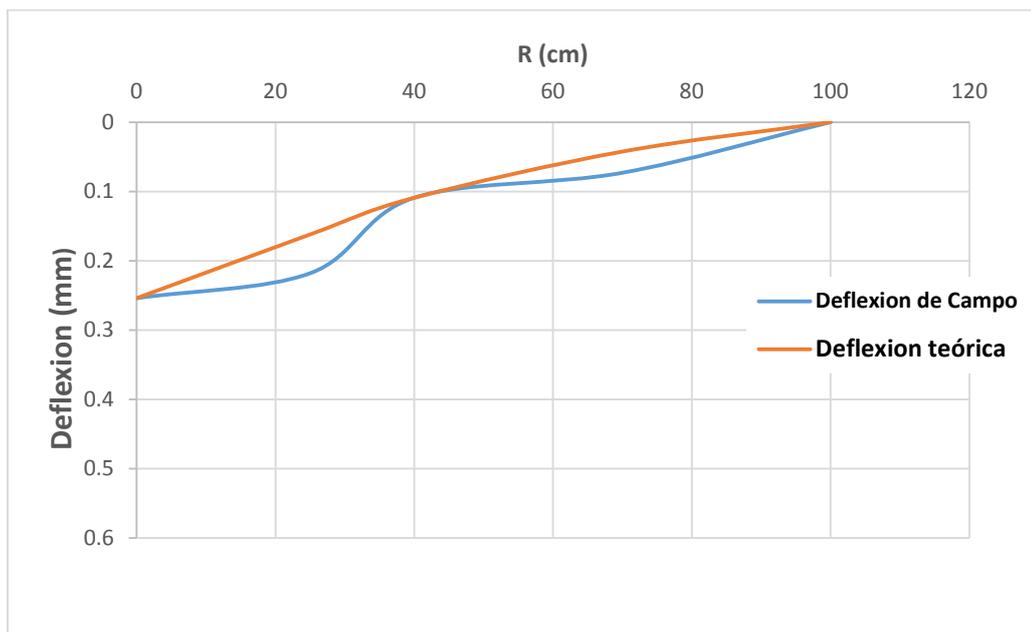


Figura 63. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+350 km.

Progresiva 0+400 km

$E_0(kg/cm^2)$	1955.02	L_0 (cm)	19.964		
$Distancia(cm)$	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.231	0.154	0.116	0.039	0
$D_t(mm)$	0.231	0.162	0.115	0.057	0

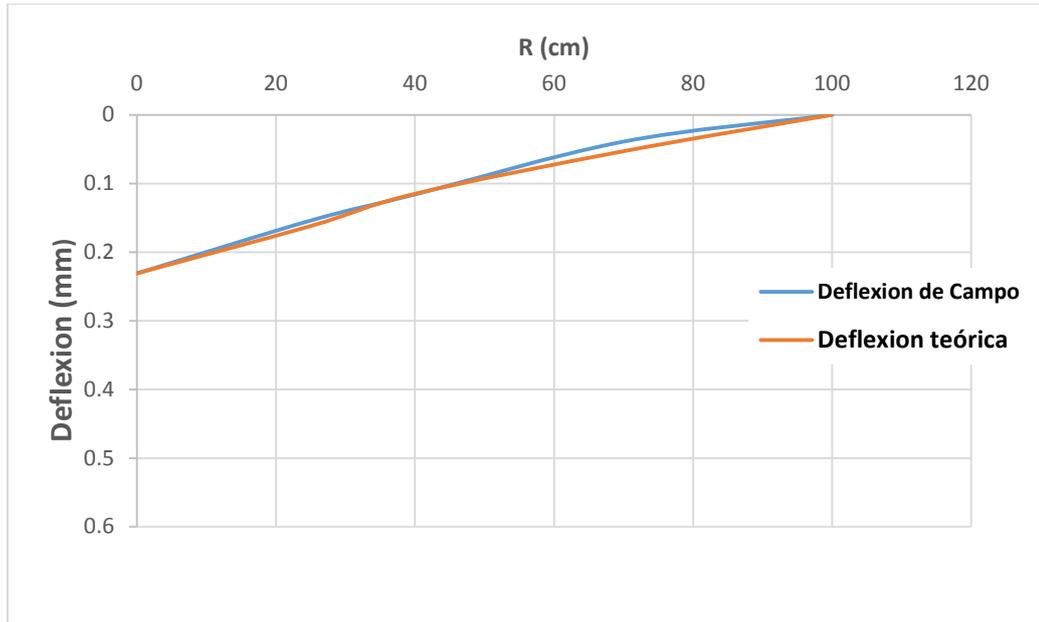


Figura 64. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+400 km.

Progresiva 0+450 km

E_0 (kg/cm ²)	2647.78	L_0 (cm)	15.034		
Distancia (cm)	0	25	40	70	100
D_c (mm)	0.201	0.161	0.080	0.040	0
D_t (mm)	0.201	0.1235	0.079	0.029	0

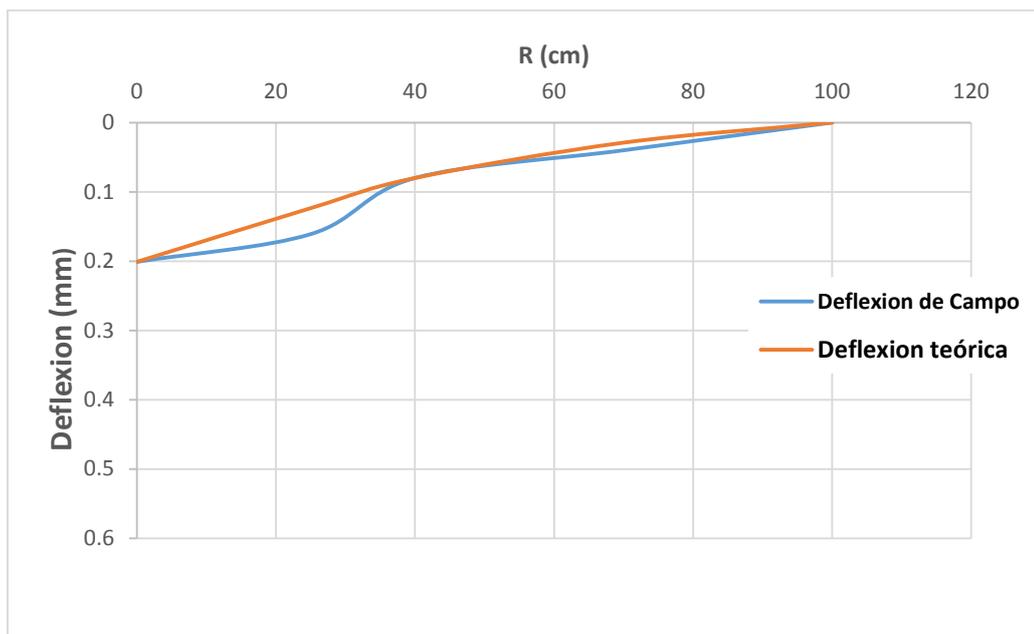


Figura 65. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+450 km.

Progresiva 0+500 km

$E_0(kg/cm^2)$	2750.02	L_0 (cm)	15.075		
Distancia(cm)	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.193	0.116	0.077	0.039	0
$D_t(mm)$	0.193	0.1188	0.0768	0.028	0

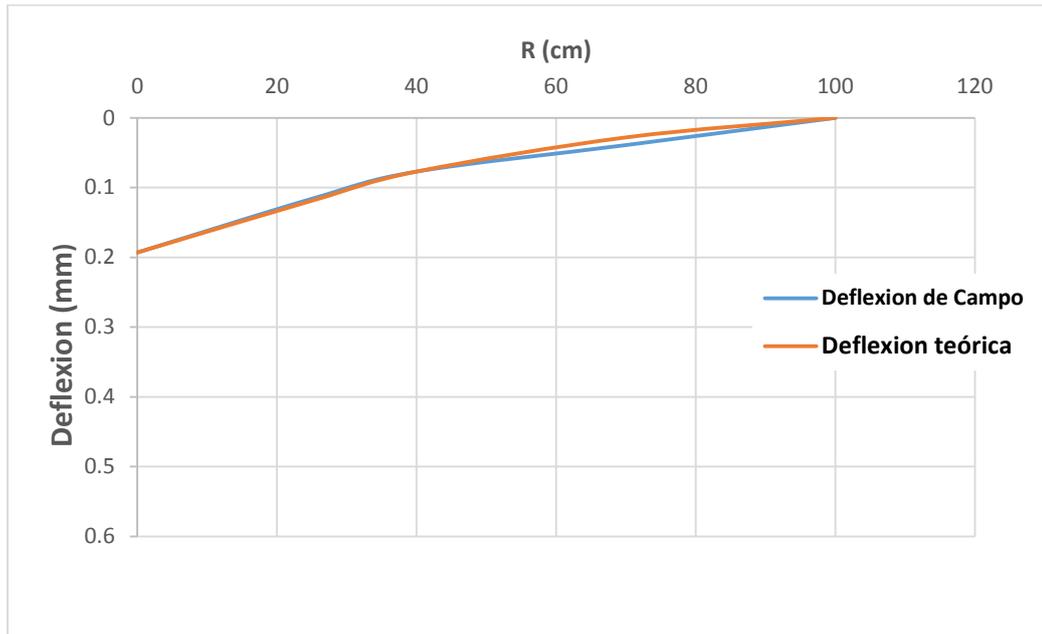


Figura 66. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+500 km.

Progresiva 0+550 km

$E_0(kg/cm^2)$	685.76	L_0 (cm)	38.27		
Distancia(cm)	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.395	0.316	0.237	0.197	0
$D_t(mm)$	0.395	0.342	0.290	0.1969	0

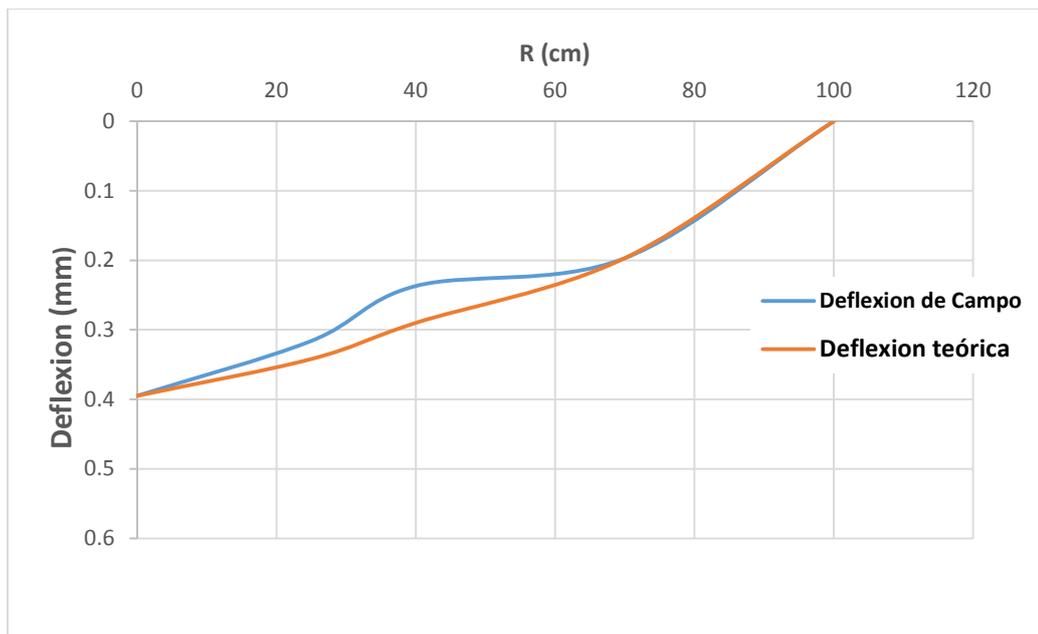


Figura 67. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+550 km.

Progresiva 0+600 km

E_0 (kg/cm ²)	1980.74	L_0 (cm)	19.96		
Distancia(cm)	0	25	40	70	100
D_c (mm)	0.228	0.190	0.114	0.076	0
D_t (mm)	0.228	0.160	0.1138	0.053	0

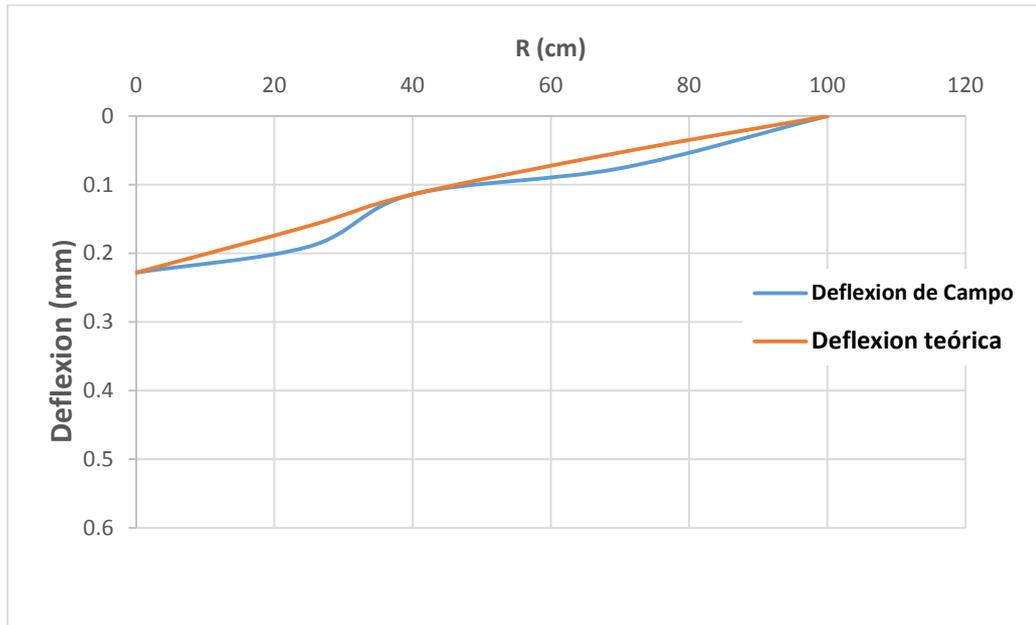


Figura 68. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+600 km.

Progresiva 0+650 km

E_0 (kg/cm ²)	2713.77	L_0 (cm)	15.12		
Distancia(cm)	0	25	40	70	100
D_c (mm)	0.195	0.117	0.078	0.039	0
D_t (mm)	0.195	0.12	0.0778	0.029	0

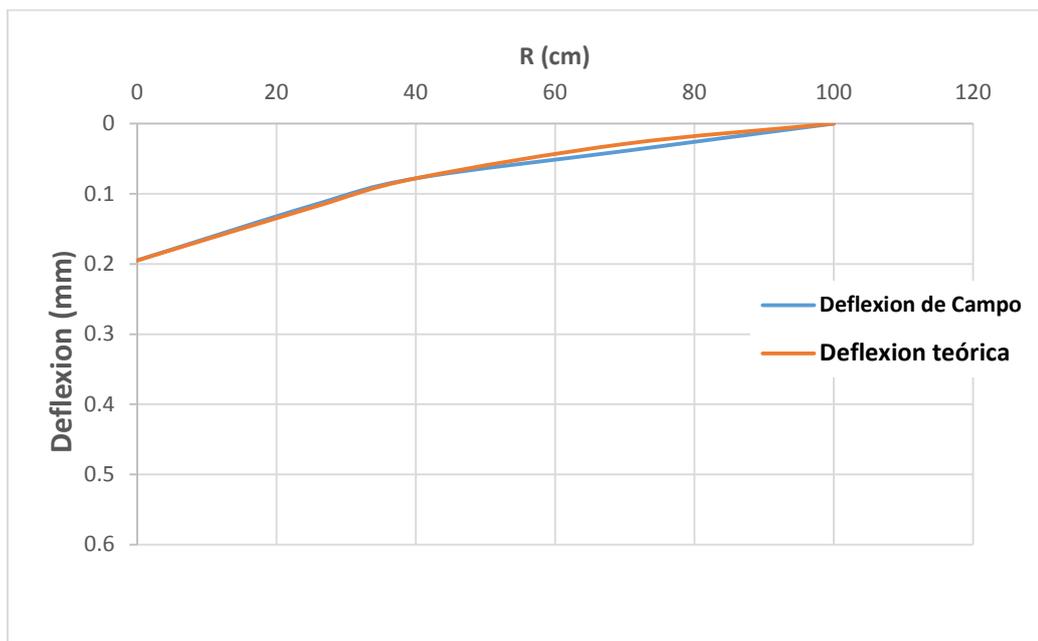


Figura 69. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+650 km.

Progresiva 0+700 km

$E_0(kg/cm^2)$	2860.466	L_0 (cm)	15.12		
$Distancia(cm)$	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.185	0.148	0.074	0.037	0
$D_t(mm)$	0.185	0.114	0.0736	0.027	0

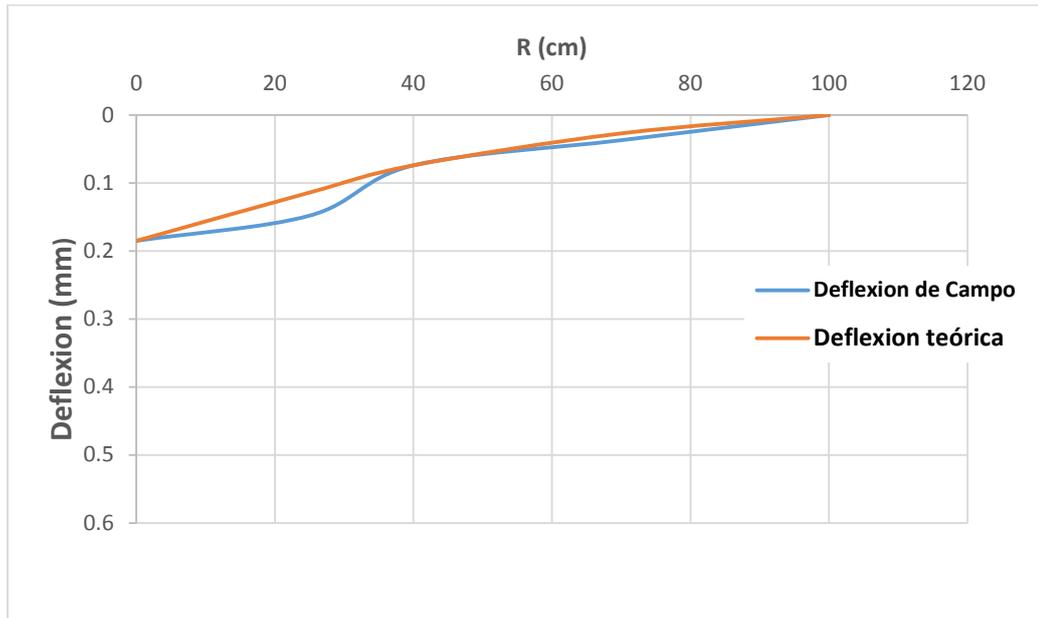


Figura 70. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+700 km.

Progresiva 0+750 km

E_0 (kg/cm ²)	2682.256	L_0 (cm)	14.99		
Distancia (cm)	0	25	40	70	100
D_c (mm)	0.199	0.119	0.079	0.040	0
D_t (mm)	0.199	0.122	0.0789	0.029	0

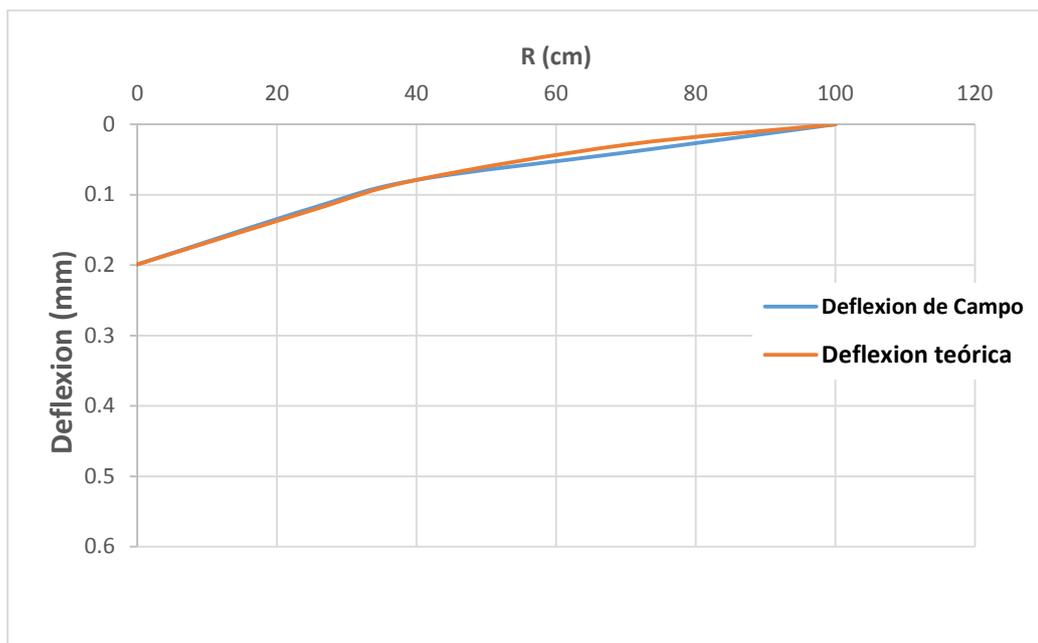


Figura 71. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+750 km.

Progresiva 0+800 km

$E_0(kg/cm^2)$	2110.32	L_0 (cm)	19.963		
Distancia(cm)	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.214	0.143	0.107	0.036	0
$D_t(mm)$	0.214	0.150	0.1068	0.049	0

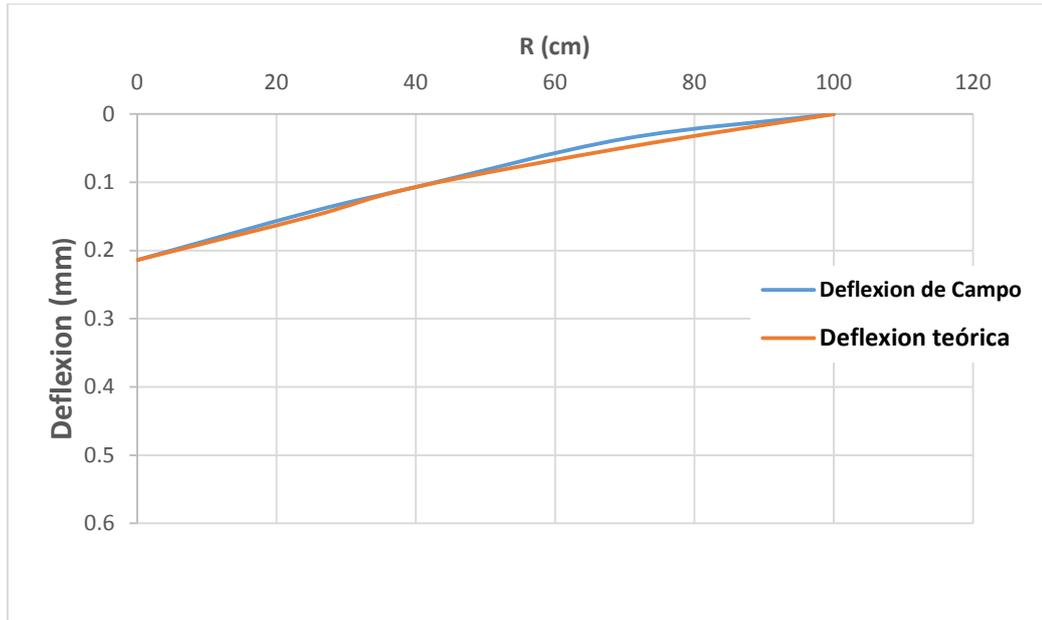


Figura 72. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+800 km.

Progresiva 0+850 km

$E_0(kg/cm^2)$	2805.023	L_0 (cm)	19.965		
$Distancia(cm)$	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.161	0.121	0.081	0.040	0
$D_t(mm)$	0.161	0.113	0.0806	0.037	0

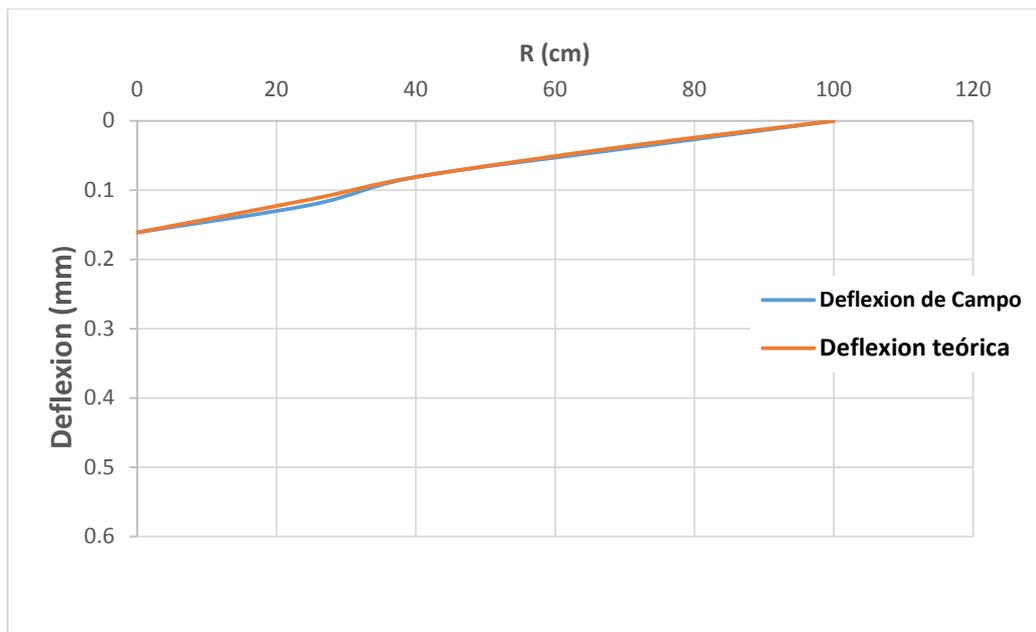


Figura 73. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+850 km.

Progresiva 0+900 km

$E_0(kg/cm^2)$	2898.49	L_0 (cm)	15.214		
$Distancia(cm)$	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.184	0.147	0.074	0.037	0
$D_t(mm)$	0.184	0.114	0.074	0.027	0

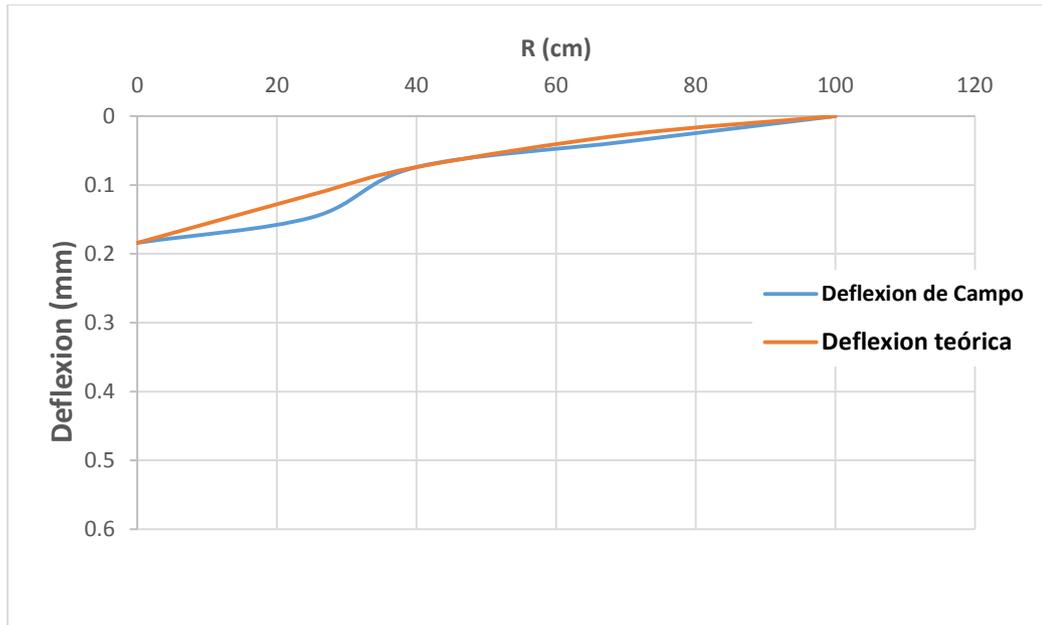


Figura 74. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+900 km.

Progresiva 0+950 km

$E_0(kg/cm^2)$	2805.023	L_0 (cm)	19.965		
Distancia(cm)	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.161	0.121	0.081	0.040	0
$D_t(mm)$	0.161	0.113	0.0805	0.037	0

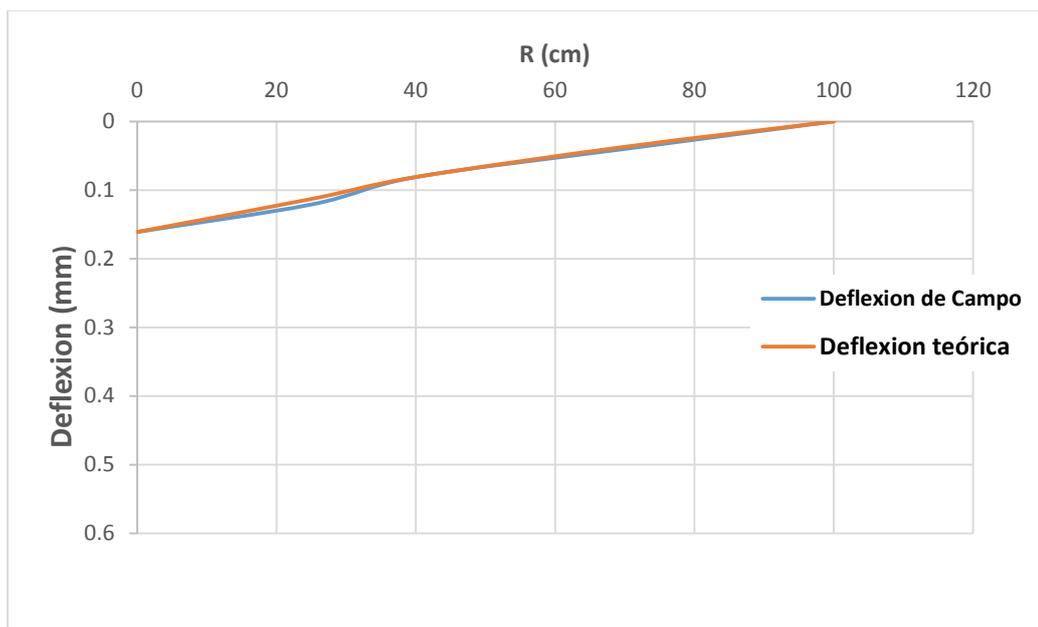


Figura 75. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+950 km.

Progresiva 1+000 km

$E_0(kg/cm^2)$	2823.38	L_0 (cm)	15.075		
Distancia(cm)	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.188	0.133	0.075	0.038	0
$D_t(mm)$	0.188	0.116	0.075	0.028	0

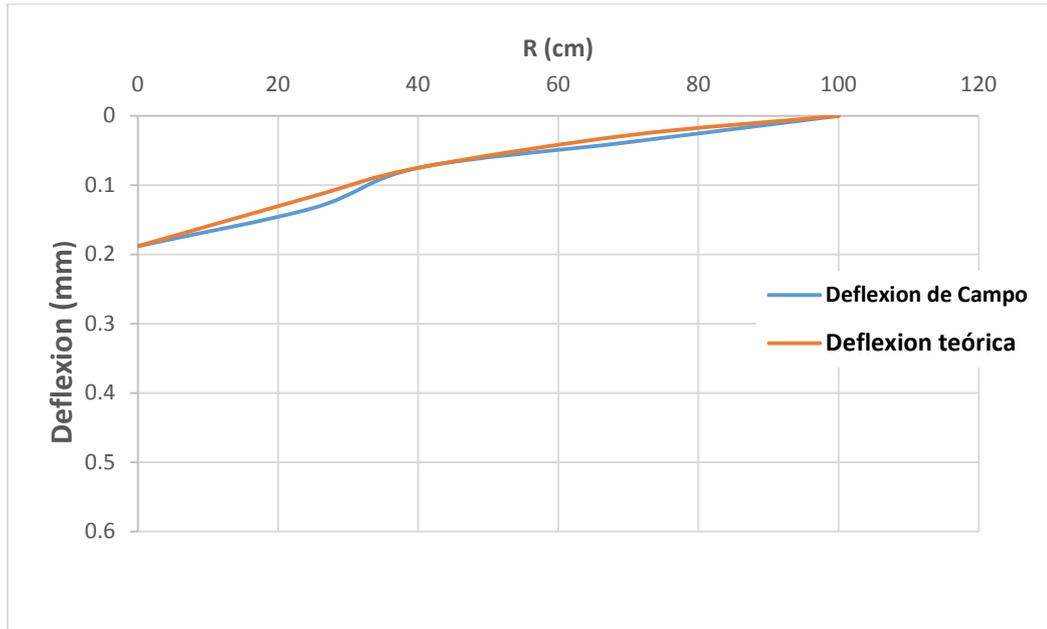


Figura 76. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 0+100 km.

Progresiva 1+050 km

$E_0(kg/cm^2)$	2612.34	L_0 (cm)	15.16		
Distancia(cm)	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.202	0.161	0.081	0.040	0
$D_t(mm)$	0.202	0.125	0.0809	0.030	0

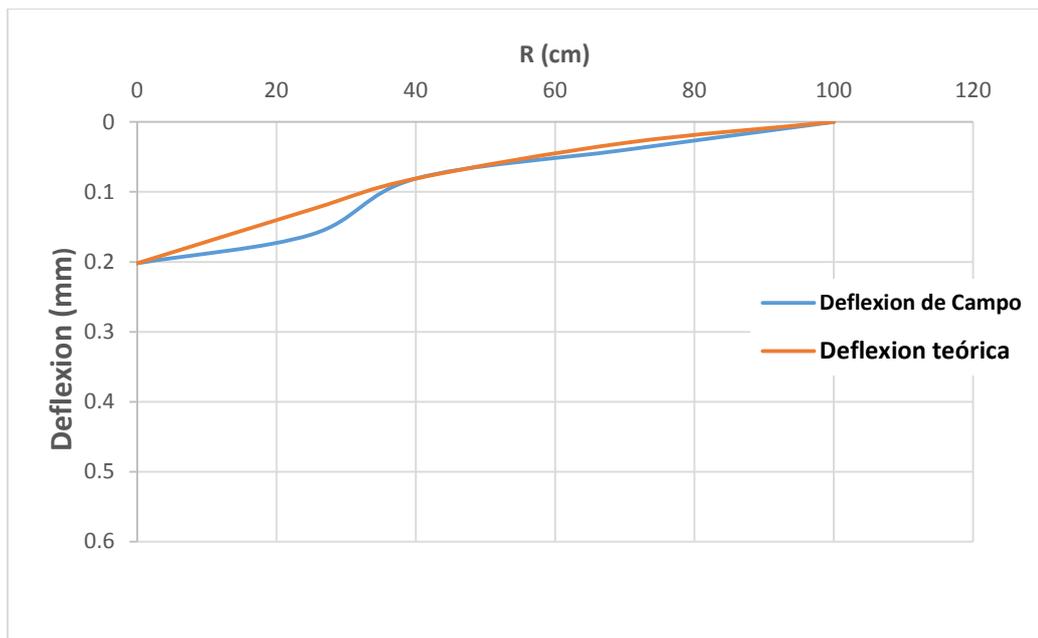


Figura 77. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 1+050 km.

Progresiva 1+100 km

$E_0(kg/cm^2)$	2787.24	L_0 (cm)	15.03		
Distancia(cm)	0	25	40	70	100
$D_c(mm)$	0.191	0.114	0.076	0.038	0
$D_t(mm)$	0.191	0.117	0.076	0.028	0

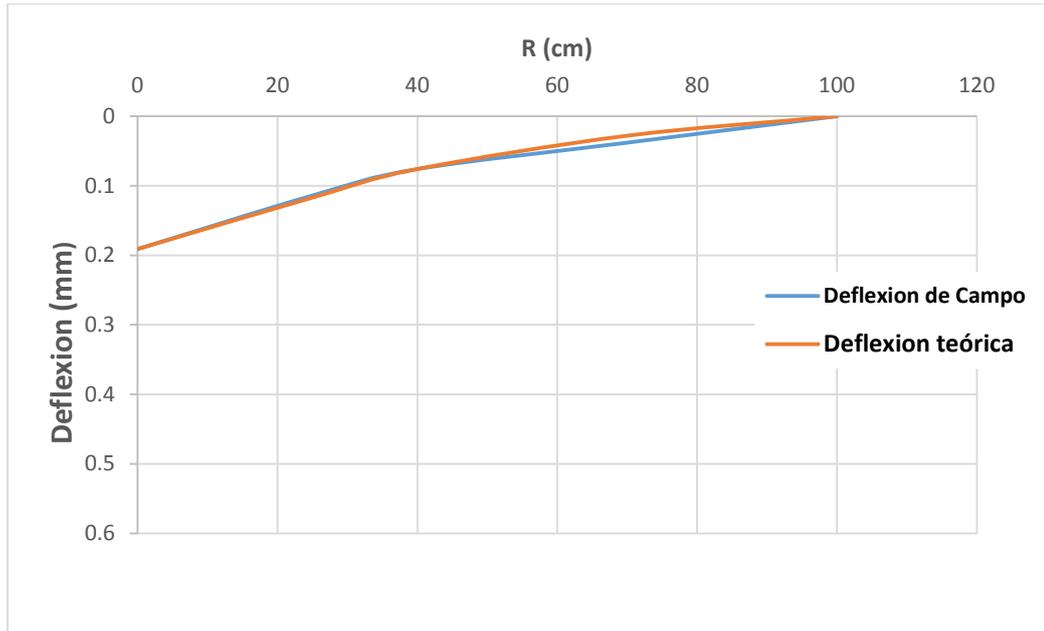


Figura 78. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 1+100 km.

Progresiva 1+150 km

E_0 (kg/cm ²)	2615.92	L_0 (cm)	15.21		
Distancia (cm)	0	25	40	70	100
D_c (mm)	0.204	0.163	0.082	0.041	0
D_t (mm)	0.204	0.126	0.082	0.030	0

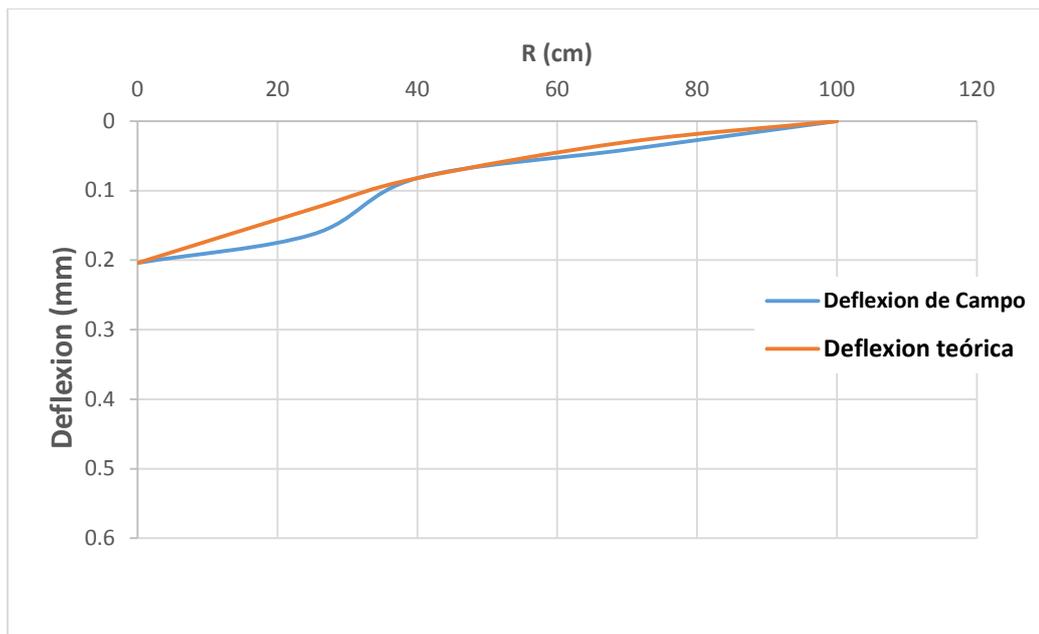


Figura 79. Deflexión de campo vs deflexión teórica progresiva 1+150 km.

Anexo F CBR de calicatas UDEP

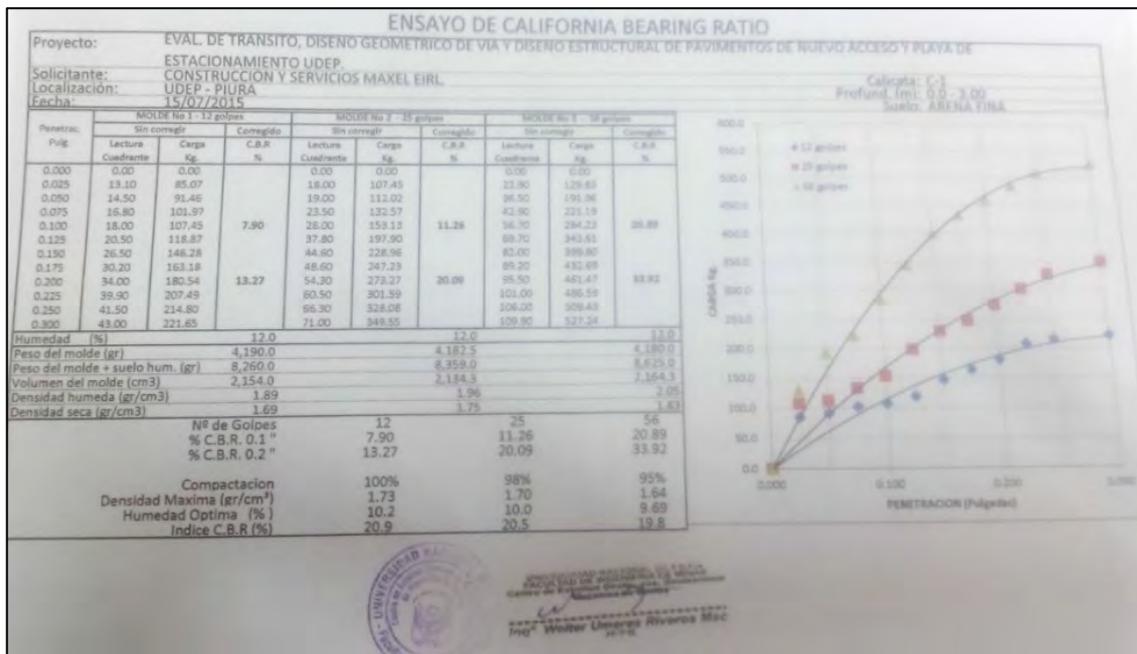


Figura 80. Valor de CBR- calicata 1.

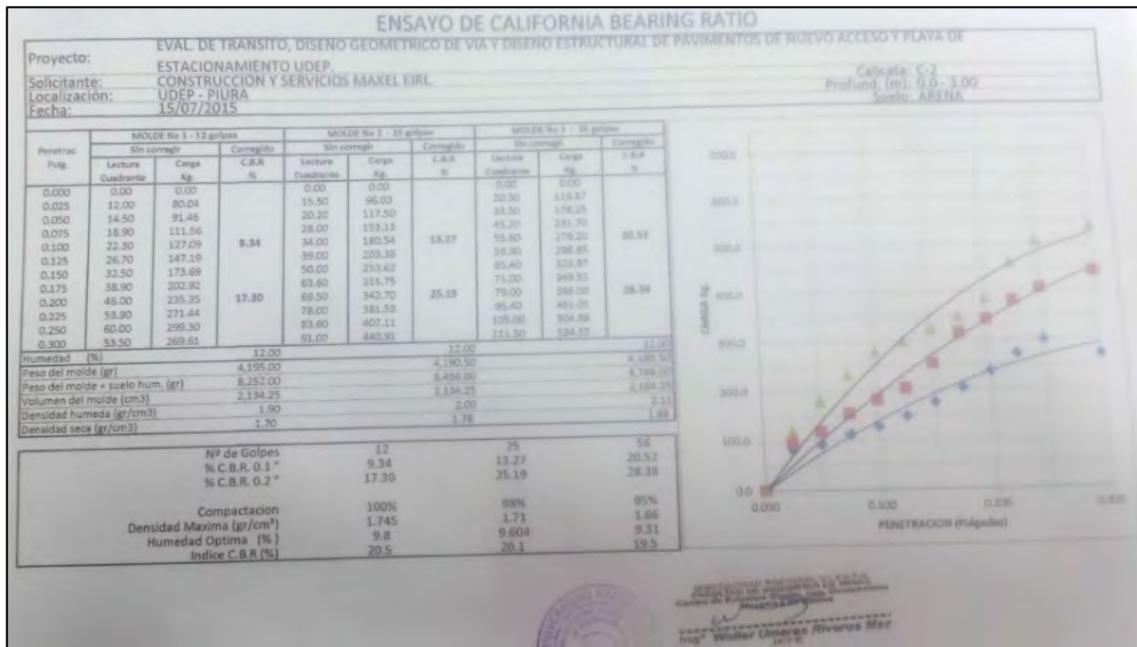


Figura 81. Valor de CBR-calicata 2.

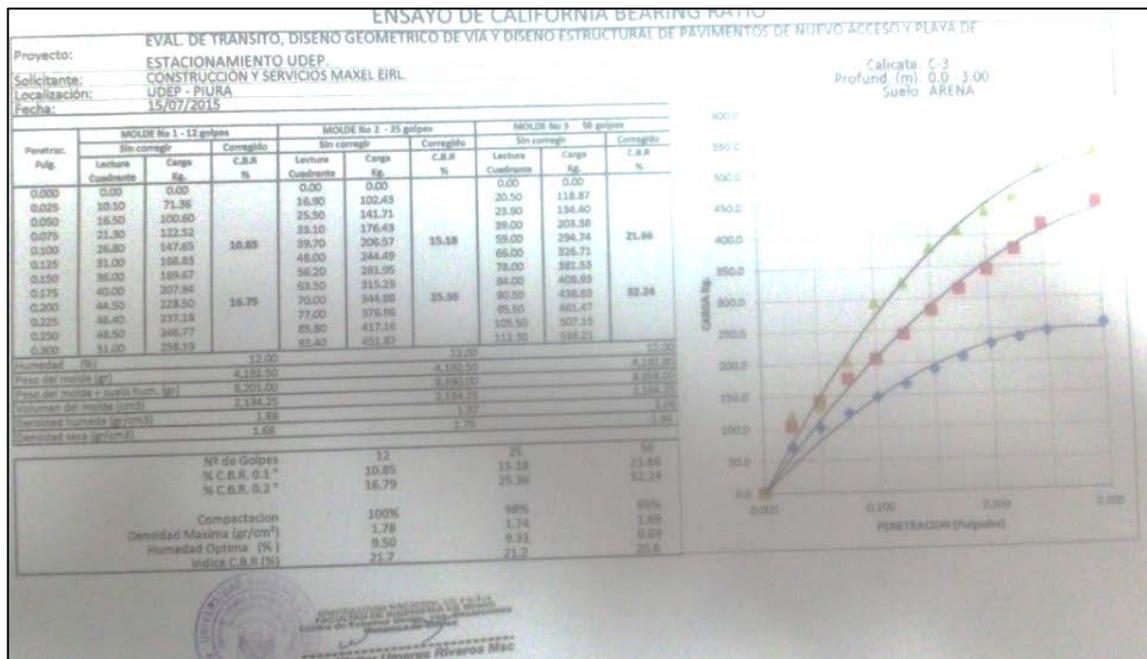


Figura 82. Valor de CBR-calicata 3.