

INTRODUCCIÓN

1. ANTECEDENTES

La elaboración del perfil Evaluación del valor Soporte de las capas Granulares a partir de la Deflectometría, mediante la Viga Benkelman, contemplará toda la parte descriptiva del mismo, es decir el alcance, objetivos, problemática, soluciones y otros puntos que se crean necesarios, todo a partir de la información preliminar disponible.

Las deflexiones producidas en la superficie de un pavimento flexible, por acción de cargas vehiculares, pueden ser determinadas haciendo uso de deflectómetros tales como el denominado “Viga Benkelman” llamado así en honor al Ing. A.C. Benkelman, quien la desarrolló en 1953 como parte del programa de ensayos viales de la AASTHO Road Test. Desde entonces su uso se ha difundido ampliamente en proyectos de evaluación estructural. La viga Benkelman es un equipo que trata un dispositivo bastante simple, que funciona aplicando la conocida “regla de la palanca” este equipo se usa junto a un camión cargado (en nuestro caso con una carga por eje simple de 128 kN. ruedas gemelas, y una presión de inflado de 900 kPa); el ensayo se realizará colocando el extremo de la viga entre las dos ruedas gemelas del camión, midiendo la recuperación vertical de la superficie del pavimento cuando el camión avanza y se retira. Las principales ventajas de este equipo es que se trata de un ensayo bastante económico, no obstante, es muy laborioso, y no permite obtener el cuenco de deflexiones, sino únicamente la deflexión bajo la carga, en el centro de las ruedas gemelas.

Es necesario tener en cuenta, para determinar el tiempo de aplicación de la carga, la velocidad del camión que se emplea con el equipo. Se considera una velocidad de aproximadamente 1km/h.

La evaluación del valor soporte de las capas granulares a partir de la Deflectometría se la realiza para el tramo Oruro la Paz (Patacamaya).(tólar - Kalamarca).

2. GENERALIDADES

El proyecto doble vía La Paz – Oruro comprende la construcción de la carretera de doble vía entre las ciudades mencionadas, dicha carretera se encuentra en plena ejecución, y está compuesta por un pavimento flexible con todas sus capas granulares necesarias para tal efecto.

El estudio que se realiza está basado desde el punto de vista de supervisión, realizando pruebas de Deflectometría a las capas granulares utilizadas en dicha carretera, los ensayos que se realizan están enfocados a parte de la carretera, es decir a un solo tramo.

La evaluación del valor soporte de las diferentes capas granulares se lo realizó con la ayuda de la viga Benkelman, esto para ver el comportamiento de las mismas, una vez obtenido los datos se procederá a compáralos con los de referencia para saber si está dentro de lo permitido o no para sacar nuestras propias conclusiones de dicho estudio.

3. OBJETIVOS DEL PROYECTO

El siguiente trabajo de investigación tiene el objetivo.

3.1. Objetivo General

El Estudio tiene como objetivo central la Evaluación del Valor Soporte de las capas Granulares (sub rasante) a partir de la Deflectometría (mediante la Viga Benkelman) y los métodos HOGG SIMPLIFICADO Y HOGG aplicado al tramo I de la carretera DOBLE VÍA LA PAZ ORURO.

3.2. Objetivos Específicos.

Dentro del estudio también se tiene los siguientes objetivos específicos:

- Investigar los conceptos teóricos necesarios para el desarrollo y comprensión del tema en estudio.
- Recopilar la información necesaria referente a los materiales utilizados en las capas granulares (sub rasante) en el tramo I de la carretera DOBLE VÍA LA PAZ-ORURO.
- Determinar los métodos de evaluación de la capacidad de soporte y aplicación de la viga Benkelman como procedimiento más utilizado.
- Realizar los ensayos de Deflectometria con la Viga Benkelman sobre la sub rasante del tramo en estudio.
- Graficar las deflexiones recuperables, como resultado obtenido de las pruebas con la viga Benkelman.
- Analizar los parámetros y procedimiento de los métodos Hogg y Hogg Simplificado.
- Determinar el Valor de soporte o módulo de elasticidad de la sub rasante mediante ambos métodos.
- Realizar un análisis detallado y posterior validación para el método Hogg Simplificado.
- Elaborar un análisis general sobre los resultados obtenidos y establecer las conclusiones y recomendaciones que se consideren necesarias.

4. ALCANCE

Con el presente trabajo se pretende estudiar y determinar el valor soporte de las capas granulares mediante la medición de la deflectometría a partir de la Viga Benkelman, para así obtener el módulo de elasticidad que presentan los suelos en cuestión, si presentan deformaciones permanentes o plásticas y si éstas son recuperables o resilientes .

Se describirán los ensayos de deflectometría con la Viga Benkelman realizados en la subrasante del tramo I de la carretera DOBLE VÍA LA PAZ-ORURO. Con el procedimiento correcto y procesamiento de datos se pretende recrear mediante gráficos las deflexiones para cada Km de este tramo.

Determinando los parámetros requeridos, se procederá a la aplicación de los métodos abocados al módulo resiliente, como son el método Hogg y Hogg Simplificado.

Al efectuar el cálculo del módulo resiliente por ambos métodos, podrá realizarse un análisis comparativo entre ellos y así una evaluación particular al método Hogg Simplificado en relación al método Hogg.

Con los resultados obtenidos del estudio, será posible elaborar todas las conclusiones y recomendaciones que se vean necesarias en el paso a paso de la ejecución del estudio.

GENERALIDADES DE LOS MATERIALES

1 Características de los suelos

Por suelo se entiende todo depósito de partículas minerales y orgánicas disgregadas pero íntimamente asociadas entre sí, pertenecientes al manto rocoso de la litósfera, las cuales presentan diferentes grados de cohesión y fuerzas intermoleculares que las mantienen vinculadas. Genéricamente, en todos los suelos, tales como la grava, arena, limos y arcillas, estas partículas han sido depositadas a través de los siglos por las glaciares, sedimentos aluvionales en los ríos y marinos en las playas de las costas, o transportadas por el viento.

Por regla general, todo lo que se construye resulta soportado directa o indirectamente por el suelo de fundación. Independientemente del tamaño o función de una edificación, su forma o ubicación geográfica, debe apoyar sobre el terreno que la sustenta. Este debe resistir la totalidad de las cargas que se transmite a través de sus bases, tales como las cargas permanentes, sobrecargas móviles, el peso de los fluidos o materiales granulares almacenados, cargas de viento, sismos, vibratorias, de impacto, etc. Asegurando la estabilidad del conjunto en la correcta interacción suelo-fundaciones-superestructura, así como el buen funcionamiento de las instalaciones y servicios auxiliares complementarios.

La correcta elección del tipo de fundación más apropiado dará como resultado una mayor eficiencia en el comportamiento estructural, en función de las condiciones del suelo, del tamaño y forma de la construcción y del tipo y magnitud de las cargas transmitidas. Desde el punto de vista técnico existirán siempre varias soluciones para el problema planteado y es aconsejable realizar pre-diseños de algunas de las posibles fundaciones propuestas, para luego determinar las ventajas y desventajas obtenidas en la comparación de los resultados, tales como la mayor economía lograda, la sencillez de la ejecución y el tiempo requerido para su finalización.

1.1 Propiedades físicas

El suelo de fundación es un material no consolidado formado por una gran variedad de partículas minerales, con líquidos y gases incluidos. Adicionalmente, el suelo puede también contener materias orgánicas que afectan sus propiedades físicas. Las partículas minerales son gránulos de diferentes tamaños, composición y características que no se hallan firmemente ligados entre sí, como sucede por ejemplo con los cristales de un metal, sino que son capaces de disgregarse y reubicarse bajo la acción de las fuerzas exteriores que sobre ellos actúan, cuya resistencia depende del índice de humedad y de porcentaje de gas que contiene.

Además las propiedades estructurales de los materiales dispersos que forman los suelos, dependen no solamente de la resistencia de sus gránulos aislados, sino también de las fuerzas de adherencia o atracción que existen entre ellos y los agregados. Estas fuerzas son de naturaleza muy compleja y responden a campos de energía externa o interna que tienen su origen en fuerzas moleculares electro-magnéticas y actúan directamente sobre las partículas sólidas, en sus puntos de contacto. Además, la magnitud de estas fuerzas varía en función de la composición mineral de las partículas, su tamaño y porcentaje de humedad que llena los vacíos.

Las propiedades físicas de un suelo permiten identificarlo y clasificarlo dentro de una amplia gama de posibilidades que existen en la naturaleza. Estas propiedades dependen además de la posición geográfica del suelo y la profundidad y el espesor del estrato. Entre las propiedades físicas y mecánicas de un suelo se pueden enumerar:

- La composición de un suelo.
- La densidad, porosidad e índice de vacíos.
- El tamaño y forma de las partículas.
- La textura y el color.
- La consistencia y el contenido de humedad.
- La permeabilidad y capilaridad.
- La compresibilidad.

La capacidad portante.

La retracción y expansión.

1.2 Estudios físico-mecánicos

Los principales estudios físico-mecánicos relacionados con la construcción de carreteras, calles y pistas de aterrizaje. Estos ensayos, o pruebas son los siguientes:

Determinación del contenido de humedad.

Determinación del peso específico.

Análisis granulométrico.

Determinación de los límites de consistencia.

Determinación de la permeabilidad.

Determinación de la capilaridad.

Determinación de la densidad máxima y humedad óptima.

Determinación de la cohesión y la fricción interna.

Determinación del grado de consolidación.

1.3 Caracterización de los materiales

1.3.1 Granulometría

La textura de un suelo puede clasificarse en términos de su apariencia, la cual depende principalmente de la forma y el tamaño de sus partículas y su distribución.

La distribución del tamaño de las partículas de los suelos (granulometría) puede determinarse realizando un análisis de tamizado (algunas veces conocido como análisis mecánico) en una muestra de suelo, si las partículas son suficientemente grandes. Este ensayo constituye una parte de los criterios de aceptabilidad de suelos para carreteras.

Su determinación en laboratorio es como sigue: se pasan por mallas de aberturas conocidas de acuerdo con las normas ya establecidas para este propósito. Después se pesa el material retenido en cada una de las mallas y se grafican los resultados, formándose así una curva entre los tamaños de las partículas y los porcentajes en peso que pasan una malla dada. Los tamaños inferiores a la malla 200 se consideran finos. La última porción granulométrica se puede obtener por lavado en lugar de usar todas las mallas. Si se pretende obtener la graduación de esta porción fina, ello se hará mediante la prueba del hidrómetro.

La tabla 2.1 indica la clasificación y denominativo del material según el tamaño de sus partículas.

Tabla 2.1 Límites de tamaño de suelos separados.

Nombre de la organización	Tamaño del grano (mm)			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT)	> 2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA)	> 2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.002
Asociación Americana de Funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.002
Sistema unificado de clasificación de suelos (U.S. Army Corps of Engineers; U.S. Bureau of Reclamation; American Society for Testing and Materials)	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (es decir, limos y arcillas) < 0.075	

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica (Braja M. Das).

Las gravas son fragmentos de rocas ocasionalmente con partículas de cuarzo, feldespato y otros minerales.

Las partículas de arena están formadas principalmente de cuarzo y feldespato, aunque también están presentes, a veces, otros granos minerales.

Los limos son fracciones microscópicas de suelo que consisten en granos muy finos de cuarzo y algunas partículas en forma de escamas (hojuelas) que son fragmentos micáceos.

Las arcillas son principalmente partículas sub microscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales. Como muestra la tabla 2.1, las arcillas se definen como partículas menores a 0.002 mm. En algunos casos, las partículas de tamaño entre 0.002 y 0.005 mm también se denominan arcillas. Las partículas se clasifican como arcilla con base en su tamaño y no contienen necesariamente minerales arcillosos. Las arcillas se definen como aquellas partículas "que desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua" (Grim, 1953). (La plasticidad es la propiedad tipo masilla de las arcillas cuando contienen cierta cantidad de agua.) Los suelos no arcillosos pueden contener partículas de cuarzo, feldespato o mica, suficientemente pequeñas para caer dentro de la clasificación de las arcillas. Por consiguiente, es apropiado para las partículas de suelo menores que $2\ \mu$ o $5\ \mu$ como se definen bajo diferentes sistemas, ser llamadas partículas tamaño arcilla en vez de arcillas. Las partículas de arcilla son en su mayoría de tamaño coloidal ($< 1\ \mu$) con $2\ \mu$ de límite superior.

Si bien se realiza una distribución de tamaños, esto no incide en la forma que puedan tener los granos de suelo, ya que al retener material en una malla se observa diferentes tamaños y el porcentaje que se calcula está basado estrictamente en los pesos que se retiene en la malla, referido al peso total que se utiliza en el ensayo.

Las mallas estándar empleadas para separar el material con el criterio anterior se expresa en la tabla 2.2

Tabla 2.2 Tamaño de mallas estándar.

Malla No.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Fuente: *Fundamentos de ingeniería geotécnica (Braja M. Das).*

Generalmente, los resultados obtenidos en un análisis mecánico se los representa, sobre un papel semilogarítmico por una curva llamada “granulométrica”. Los porcentajes son acumulativos.

En carreteras, es importante que el suelo esté bien gradado para que al compararlo, las partículas más finas ocupen los huecos que dejan los áridos de mayor tamaño, reduciendo de esta forma el número de huecos y alcanzando una mayor estabilidad y capacidad portante. En la figura 2.1. Se representa las gráficas de distintas curvas granulométricas.

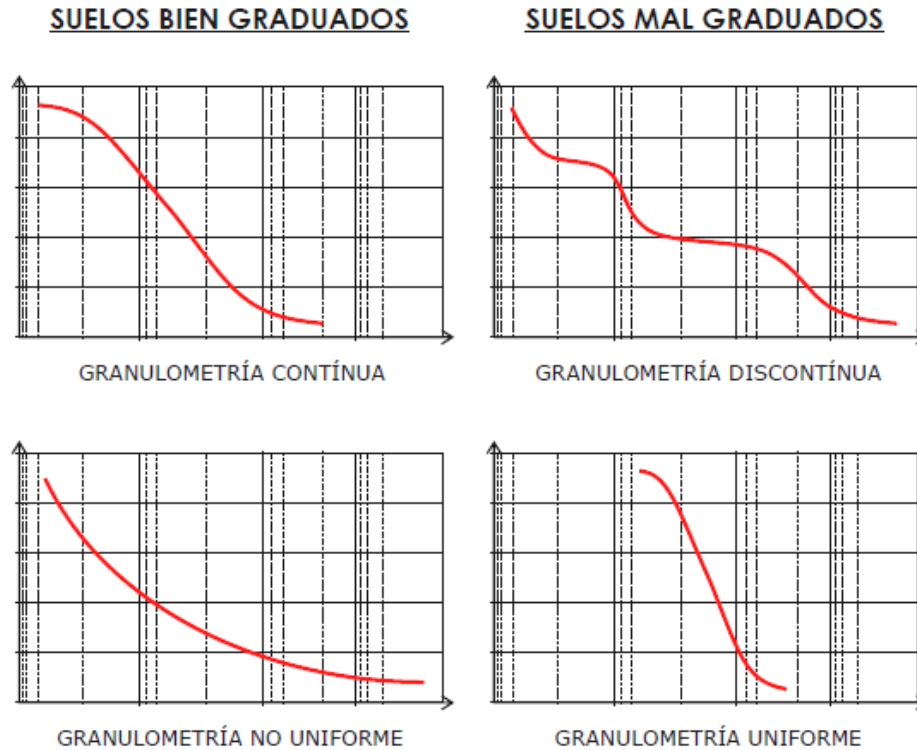


Fig. 2.1. Interpretación de la curva granulométrica.

1.3.2 Consistencia

Los límites de consistencia sirven para determinar, las propiedades plásticas de suelos arcillosos o limosos.

La plasticidad de un suelo se atribuye a la deformación de la capa de agua adsorbida alrededor de los minerales; desplazándose como sustancia viscosa a lo largo de la superficie mineral, controlada por la atracción iónica.

Como se dijo con anterioridad, el comportamiento de un suelo está muy influenciado por la presencia de agua en su seno. Este hecho se acentúa cuanto mena es el tamaño de las partículas que componen dicho suelo, siendo especialmente relevante en aquéllos donde predomine el componente arcilloso, ya que en ellos los fenómenos de interacción superficial se imponen a los de tipo gravitatorio. Por ello, resulta muy útil estudiar los

límites entre los diversos estados de consistencia que pueden darse en los suelos coherentes en función de su contenido de humedad: líquido, plástico, semisólido y sólido.

Líquido: La presencia de una cantidad excesiva de agua anula las fuerzas de atracción interparticular que mantenían unido al suelo -la cohesión- y lo convierte en una papilla, un líquido viscoso sin capacidad resistente.

Plástico: El suelo es fácilmente moldeable, presentando grandes deformaciones con la aplicación de esfuerzos pequeños. Su comportamiento es plástico, por lo que no recupera su estado inicial una vez cesado el esfuerzo. Mecánicamente no es apto para resistir cargas adicionales.

Semisólido: El suelo deja de ser moldeable, pues se quiebra y resquebraja antes de cambiar de forma. No obstante, no es un sólido puro, ya que disminuye de volumen si continúa perdiendo agua. Su comportamiento mecánico es aceptable.

Sólido: En este estado el suelo alcanza la estabilidad, ya que su volumen no varía con los cambios de humedad. El comportamiento mecánico es óptimo.

Las humedades correspondientes a los puntos de transición entre cada uno de estos estados definen los límites líquido (LL), plástico (LP) y de retracción (LR) respectivamente.



Fig. 2.2 Estados de consistencia de un suelo.

Para realizar esta tarea, existen dos procedimientos de ensayo muy extendidos: Los límites de Atterberg y el equivalente de arena, si bien el primero es más preciso que el segundo.

1.3.2.1 Límites de Atterberg

Atterberg fue el primero que relacionó el grado de plasticidad de un suelo con su contenido en agua o humedad, expresado en función del peso seco de la muestra. También fue él quien definió los cuatro estados de consistencia de los suelos vistos anteriormente y determinó los límites entre ellos, observando la variación de diferentes propiedades físicas y mecánicas.

De los límites anteriormente mencionados, interesa especialmente la determinación de los umbrales de los estados líquido (límite líquido) y plástico (límite plástico), ya que éstos presentan una alta deformabilidad del suelo y una drástica reducción de su capacidad portante. Afinando más todavía, el interés se centra en determinar el intervalo de humedad para el cual el suelo se comporta de manera plástica, es decir, su plasticidad.

El límite líquido se determina mediante el método de la cuchara de Casagrande. El ensayo se basa en la determinación de la cantidad de agua mínima que puede contener una pasta formada por 100g. de suelo seco que haya pasado por el tamiz 0.40 UNE. Para ello, se coloca sobre el mencionado artefacto y se acciona el mecanismo de éste, contándose el número de golpes necesario para cerrar un surco -realizado previamente con una espátula normalizada- en una longitud de 13 mm. El ensayo se dará por válido cuando se obtengan dos determinaciones, una de entre 15 y 25 golpes, y otra de entre 25 y 35. La humedad correspondiente al límite líquido será la correspondiente a 25 golpes, y se determinará interpolando en una gráfica normalizada las dos determinaciones obtenidas experimentalmente.

El límite plástico se determina de una manera si cabe más rocambolesca: se define como la menor humedad de un suelo que permite realizar con él cilindros de 3mm de diámetro sin que se desmoronen, realizándose dos determinaciones y hallando la media. Este ensayo se realiza con 200g de muestra seca y filtrada a través del tamiz 0.40 UNE, como en el caso anterior.

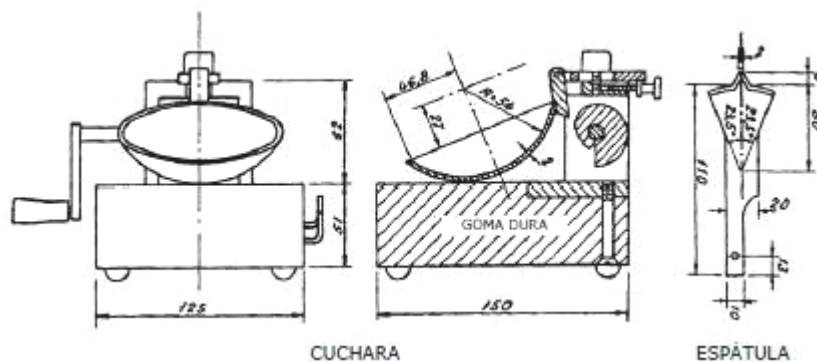


Fig. 2.3 Aparato de Casagrande

A la diferencia entre ambos límites se denomina índice de plasticidad (IP), y da una idea del grado de plasticidad que presenta el suelo; un suelo muy plástico tendrá un alto índice de plasticidad: $IP = LL - LP$

En la siguiente tabla se muestran los rangos de valores más frecuentes de todos estos parámetros en diferentes tipos de suelo:

Tabla 2.3 Valores típicos de consistencia del suelo.

PARÁMETRO		TIPO DE SUELO		
		Arena	Limo	Arcilla
LL	Límite líquido	15 - 20	30 - 40	40 - 150
LP	Límite plástico	15 - 20	20 - 25	25 - 50
LR	Límite de retracción	12 - 18	14 - 25	8 - 35
IP	Índice de plasticidad	0 - 3	10 - 15	10 - 100

1.3.3 Equivalente de arena

El ensayo del equivalente de arena permite una rápida determinación del contenido en finos de un suelo, dándonos además una idea de su plasticidad.

Para realizarlo, se separa la fracción arenosa del suelo mediante el tamiz de 5 mm de la serie UNE (#4 de la serie ASTM) y se introduce un volumen de 90 cm³ de la misma en una probeta cilíndrica de 32 mm de diámetro y 430 mm de longitud, graduada de 2 en 2 mm. A continuación se introducirá una espesa disolución de trabajo formada por cloruro cálcico, glicerina y formaldehído diluidos en agua destilada, dejando reposar la mezcla durante 10 minutos. Seguidamente, el conjunto se agitará de forma normalizada -90 ciclos en 30 segundos, con un recorrido de unos 20 cm.- para conseguir una mezcla íntima. Posteriormente, se dejará reposar durante un tiempo de 20 minutos.

Una vez transcurrido este tiempo, se podrá observar mediante simple contacto visual la existencia de dos horizontes, uno de ellos correspondiente a la fracción arenosa del suelo y otro por encima del anterior, relativo a la proporción de finos existentes en la muestra.

El equivalente de arena del suelo vendrá dado por:

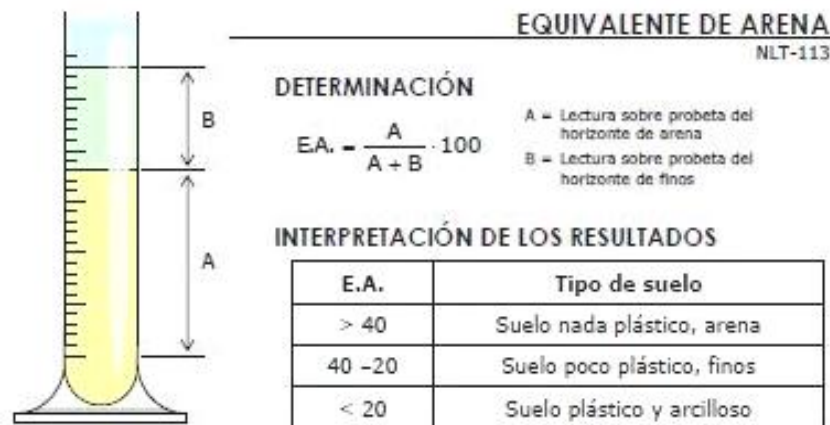


Fig. 2.4 Ensayo del equivalente de arena.

Este ensayo tiene la ventaja de que es más rápido que el anterior y ofrece resultados similares aunque incomprensiblemente menos precisos, por lo menos a tenor del *subjetivo* procedimiento de ensayo empleado en aquél.

1.3.4 Clasificación de suelos

La determinación y cuantificación de las diferentes propiedades de un suelo, tienen como objetivo último el establecimiento de una división sistemática de los diferentes tipos de suelos existentes atendiendo a la similitud de sus caracteres físicos y sus propiedades geomecánicas.

Una adecuada y rigurosa clasificación permite al ingeniero de carreteras tener una primera idea acerca del comportamiento que cabe esperar de un suelo como cimiento a partir de propiedades de sencilla determinación; normalmente, suele ser suficiente conocer la granulometría y plasticidad de un suelo para predecir su comportamiento mecánico.

De las múltiples clasificaciones existentes, estudiaremos la que sin duda es la más racional y completa -clasificación de Casagrande modificada- y otras de aplicación más directa en ingeniería de Carreteras, como son la empleada por la AASHTO.

1.3.4.1 Clasificación general de Casagrande modificada

Fue A. Casagrande quien en 1.942 ideó este sistema genérico de clasificación de suelos, que fue empleado por el Cuerpo de Ingenieros del ejército de los EE.UU. para la construcción de pistas de aterrizaje durante la II Guerra Mundial.

Diez años más tarde, y vista la gran utilidad de este sistema en ingeniería Civil, fue ligeramente modificado por el Bureau of Reclamation, naciendo el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); este sistema fue adoptado por la ASTM (American Society of Testing Materials) como parte de sus métodos normalizados.

Dicha clasificación se vale de unos símbolos de grupo, consistentes en un prefijo que designa la composición del suelo y un sufijo que matiza sus propiedades. En el siguiente esquema se muestran dichos símbolos y su significación:

Tabla 2.4 Símbolos de grupo (SUCS)

TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUBGRUPO	SUFIJO
Grava	G	Bien graduado	W
Arena	S	Pobrementemente graduado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Límite líquido alto (>50)	L
Turba	Pt	Límite líquido bajo (<50)	H

En función de estos símbolos, pueden establecerse diferentes combinaciones que definen uno y otro tipo de suelo:

Tabla 2.5 Tipología de suelos (SUCS)

SÍMBOLO	Características generales		
GW	GRAVAS (>50% en tamiz #4 ASTM)	Limpas (Finos<5%)	Bien graduadas
GP			Pobrementemente graduadas
GM		Con finos (Finos>12%)	Componente limoso
GC			Componente arcilloso
SW	ARENAS (<50% en tamiz #4 ASTM)	Limpas (Finos<5%)	Bien graduadas
SP			Pobrementemente graduadas
SM		Con finos (Finos>12%)	Componente limoso
SC			Componente arcilloso
ML	LIMOS	Baja plasticidad (LL<50)	
MH		Alta plasticidad (LL>50)	
CL	ARCILLAS	Baja plasticidad (LL<50)	
CH		Alta plasticidad (LL>50)	
OL	SUELOS ORGÁNICOS	Baja plasticidad (LL<50)	
OH		Alta plasticidad (LL>50)	
Pt	TURBA	Suelos altamente orgánicos	

Como puede deducirse de la tabla 2.5, existe una clara distinción entre tres grandes grupos de suelos:

Suelos de grano grueso (G y S): formados por gravas y arenas con menos del 50% de contenido en finos, empleando el tamiz 0.080 UNE (#200 ASTM).

Suelos de grano fino (M y C): Formados por suelos con al menos un 50% de contenido en limos y arcillas.

Suelos orgánicos (O, Pt): Constituidos fundamentalmente por materia orgánica. Son inservibles como terreno de cimentación.

Asimismo, dentro de la tipología expuesta pueden existir casos intermedios, empleándose una doble nomenclatura; por ejemplo, una grava bien graduada que contenga entre un 5 y un 12% de finos se clasificará como GW-GM.

Tras un estudio experimental de diferentes muestras de suelos de grano fino, Casagrande consigue ubicarlos en un diagrama que relaciona el límite líquido (LL) con el índice de plasticidad (IP). En este diagrama, conocido como la carta de Casagrande de los suelos cohesivos, destacan dos grandes líneas que actúan a modo de límites: Línea A: $IP = 0.73 (LL - 20)$; Línea B: $LL = 50$.

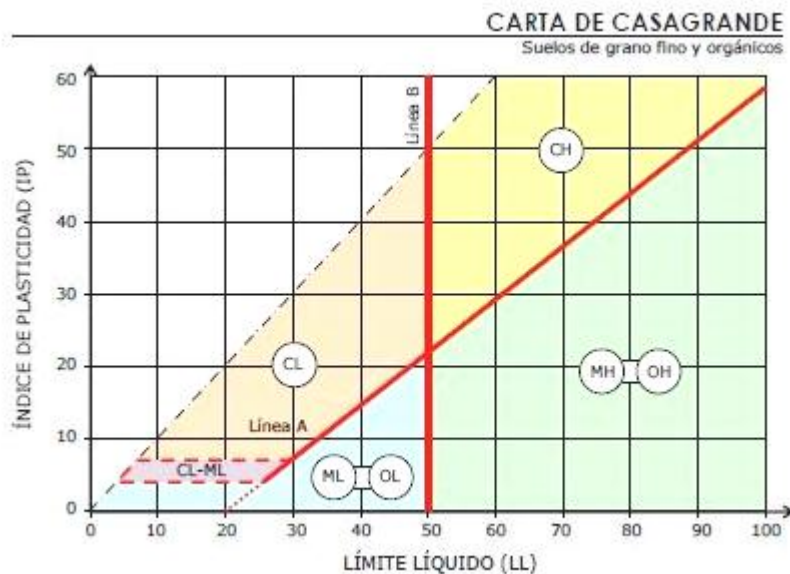


Fig. 2.5 Carta de Casagrande para los suelos cohesivos.

Tabla 2.6 Características de los suelos según el SUCS

DIVISIONES PRINCIPALES	SÍMBOLO	COMPORTAMIENTO MECÁNICO	CAPACIDAD DE DRENAJE	Densidad óptima P.M.	CBR In situ
SUELOS DE GRANO GRUESO	Gravas	GW	Excelente	2.00 - 2.24	60 - 80
		GP	Bueno a excelente	1.76 - 2.08	25 - 60
		GM { d u	Bueno a excelente	2.08 - 2.32	40 - 80
		GC	Bueno	1.92 - 2.24	20 - 40
	Arenas	SW	Bueno	1.76 - 2.08	20 - 40
		SP	Aceptable a bueno	1.60 - 1.92	10 - 25
		SM { d u	Aceptable a bueno	1.92 - 2.16	20 - 40
		SC	Aceptable	1.68 - 2.08	10 - 20
			Mala a impermeable	1.68 - 2.08	10 - 20
			Mala a impermeable	1.68 - 2.08	10 - 20
SUELOS DE GRANO FINO	Limos y arcillas (LL < 50)	ML	Malo a aceptable	1.60 - 2.00	5 - 15
		CL	Malo a aceptable	1.60 - 2.00	5 - 15
		OL	Malo	1.44 - 1.70	4 - 8
	Limos y arcillas (LL > 50)	MH	Malo	1.28 - 1.60	4 - 8
		CH	Malo a aceptable	1.44 - 1.76	3 - 5
		OH	Malo a muy malo	1.28 - 1.68	3 - 5
SUELOS ORGÁNICOS	Pt	Inaceptable	Aceptable a mala	-	-

Tabla 2.7 Sistema unificado de clasificación de suelos

Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7.6 cm y basando las fracciones en pesos estimados)				Símbolo del grupo	Nombres típicos	
Suelos de grano grueso-Más de la mitad del material es retenido por el tamiz N.º 200	Gravas-más de la mitad de la fracción gruesa es retenido por el tamiz N.º 4	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos	
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos	
		Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	Fracción fina no plástica (para la identificación ver el grupo ML más abajo)	GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo	
			Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL más abajo)	GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla	
	Arenas-más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz N.º 4	Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos	
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos	
		Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	Finos no plásticos (para identificación ver el grupo ML más abajo)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas	
			Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL más abajo)	SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas	
			Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz N.º 40			
			Limos y arcillas con límite líquido menor de 50	Resistencia en estado seco (a la disgregación)	Distancia (reacción a la agitación)	Tenacidad (consistencia)
Nula a ligera	Rápida a lenta	Nula		ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad	
Media a alta	Nula a muy lenta	Media		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas	
Ligera a media	Lenta	Ligera		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	
Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50	Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomeas, suelos limosos	
	Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas	
	Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta	
Suelos altamente orgánicos				Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos	

Los suelos que poseen características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. P. ej., GW-GC, mezcla bien graduada de arena y grava. Todos los tamaños de tamices se refieren al U.S. Standard.

1.3.4.2. Clasificaciones específicas de carreteras (Clasificación AASHTO)

La clasificación de Casagrande tiene un carácter genérico, empleándose para todo tipo de obras de ingeniería dada su gran versatilidad y sencillez. Sin embargo, esta clasificación puede quedarse corta a la hora de estudiar determinadas propiedades específicas que debe tener un suelo para ser considerado apto en carreteras.

Por ello, existen una serie de clasificaciones específicas para suelos empleados en construcción de infraestructuras viarias; de hecho, la práctica totalidad de los países desarrollados tienen la suya. En este apartado dedicaremos especial atención a la más empleada en nuestro entorno: la clasificación de la AASHTO.

Ha sido en Estados Unidos donde se han desarrollado la mayor parte de clasificaciones empíricas de suelos. Una de las más populares en carreteras es la empleada por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), y que fue originalmente desarrollada por los ilustres geotécnicos Terzaghi y Hogentogler para el Bureau of Public Roads norteamericano.

Inspirada en el modelo de Casagrande, considera siete grupos básicos de suelos, numerados desde el A-1 hasta el A-7. A su vez, algunos de estos grupos presentan subdivisiones; así, el A-1 y el A-7 tienen dos subgrupos y el A-2, cuatro.

Los únicos ensayos necesarios para encuadrar un suelo dentro de un grupo u otro son el análisis granulométrico y los límites de Atterberg. Si queremos determinar su posición relativa dentro del grupo, es necesario introducir el concepto de índice de grupo (IG), expresado como un número entero con un valor comprendido entre 0 y 20 en función del porcentaje de suelo que pasa a través del tamiz #200 ASTM (0.080 UNE):

$$I.G. = 0,2a + 0,005a.c + 0,01b.d \quad (2.1)$$

Donde:

$a = \% \text{pasa N}^{\circ} 200 - 35\%$ (Si $\% \text{N}^{\circ} 200 > 75$, se anota 75; Si es < 35 , se anota 0).

$b = \% \text{pasa N}^{\circ} 200 - 15\%$ (Si $\% \text{N}^{\circ} 200 > 55$, se anota 55; Si es < 15 , se anota 0).

$c = \text{Límite Líquido} - 40\%$ (Si $LL > 60$, se anota 60; Si es < 40 , se anota 0).

$d = \text{Índice de Plasticidad} - 10\%$ (Si $IP > 30$, se anota 30; Si es < 10 , se anota 0).

En la página siguiente tabla se muestra la clasificación de suelos AASHTO, en la que se recogen todas las características exigibles a cada grupo -y subgrupo, en el caso de que exista- de suelo.

Tabla 2.8 Clasificación de suelos AASHTO

DIVISIÓN GENERAL		Materiales Granulares (pasa menos del 35% por el tamiz ASTM #200)							Materiales Limo-arcillosos (más del 35% por el tamiz ASTM #200)				
GRUPO		A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
Subgrupo		A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (% que pasa por cada tamiz)													
Serie ASTM	#10	≤ 50											
	#40	≤ 30	≤ 50	≥ 51									
	#200	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36
ESTADO DE CONSISTENCIA (de la fracción de suelo que pasa por el tamiz ASTM #40)													
Límite líquido				NP	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	> 41 (IP<LL-30)	> 41 (IP>LL-30)
Índice de plasticidad		≤ 6			≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≥ 11
ÍNDICE DE GRUPO		0	0	0	≤ 4			≤ 8	≤ 12	≤ 20	≤ 20		
TIPOLOGÍA		Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Gravas y arenas limosas o arcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos		
CALIDAD		EXCELENTE A BUENA						ACEPTABLE A MALA					

1.4 Resistencia y deformabilidad de suelos

1.4.1 Compactación

La compacidad de un suelo es una propiedad importante en carreteras, al estar directamente relacionada con la resistencia, deformabilidad y estabilidad de un firme; adquiere una importancia crucial en el caso de los terraplenes y todo tipo de relleno en general, en los que el suelo debe quedar lo más consolidado posible para evitar asentos –causantes de variaciones en la rasante y alabeo de la capa de rodadura- durante la posterior explotación de la vía. Una frase que resumiría lo anteriormente dicho sería: “Cuanto más compacto esté un suelo, más difícil será volverlo a compactar.”

1.4.1.1. Influencia de la humedad

En la compactación de suelos, la humedad juega un papel decisivo: mientras que un suelo seco necesita una determinada energía de compactación para vencer los rozamientos internos entre sus partículas, el mismo suelo ligeramente húmedo precisará un menor esfuerzo, ya que el agua se comporta como un agente lubricante formando una película alrededor de los granos y disminuyendo la fricción entre ellos.

Si seguimos añadiendo agua al suelo, llegará un momento en el que ésta haya ocupado la totalidad de los huecos del mismo. Este hecho acarreará un aumento de volumen –dada la incompresibilidad del líquido elemento- y una mayor dificultad para evacuarlo del suelo, por lo que su compacidad disminuirá.

De la anterior explicación, se deduce que existirá una humedad óptima con la que se obtenga una compacidad máxima, para una misma energía de compactación.

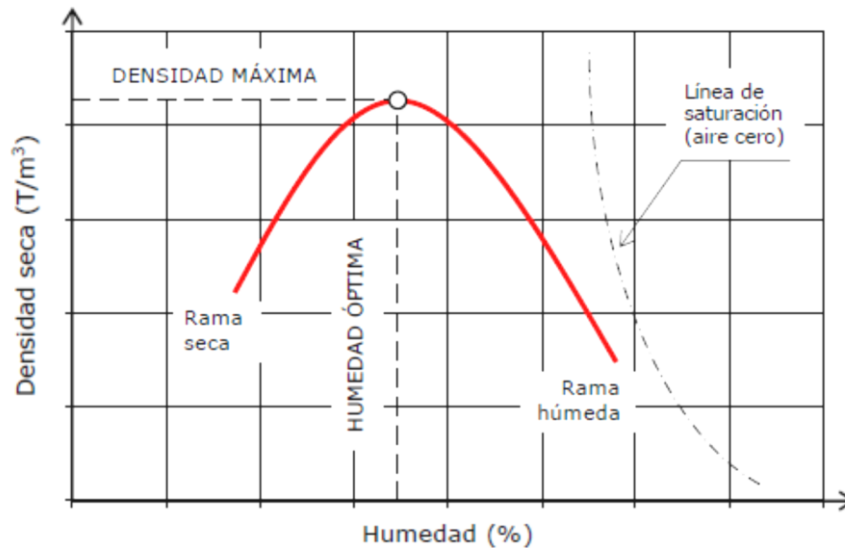


Fig. 2.6. Curva humedad-densidad seca

1.4.1.2. Influencia de la energía de compactación

Si tomamos un mismo suelo y estudiamos la relación humedad-densidad para distintas energías de compactación, observaremos que el punto de humedad óptima varía en función de la energía que hayamos comunicado a la muestra.

Un estudio más en profundidad de las curvas obtenidas (Fig. 2.7.) permite obtener una segunda conclusión, no menos importante: dicha variación presenta una clara polaridad, obteniéndose una humedad óptima menor cuanto mayor sea la energía de compactación empleada.

Otra lectura que puede realizarse de esta gráfica es que para humedades mayores que la óptima, el aumento de densidad conseguido con un apisonado más enérgico es mucho menor que el obtenido con humedades bajas. La conclusión práctica que se extrae es que en terrenos secos, una consolidación enérgica puede ser más eficaz.

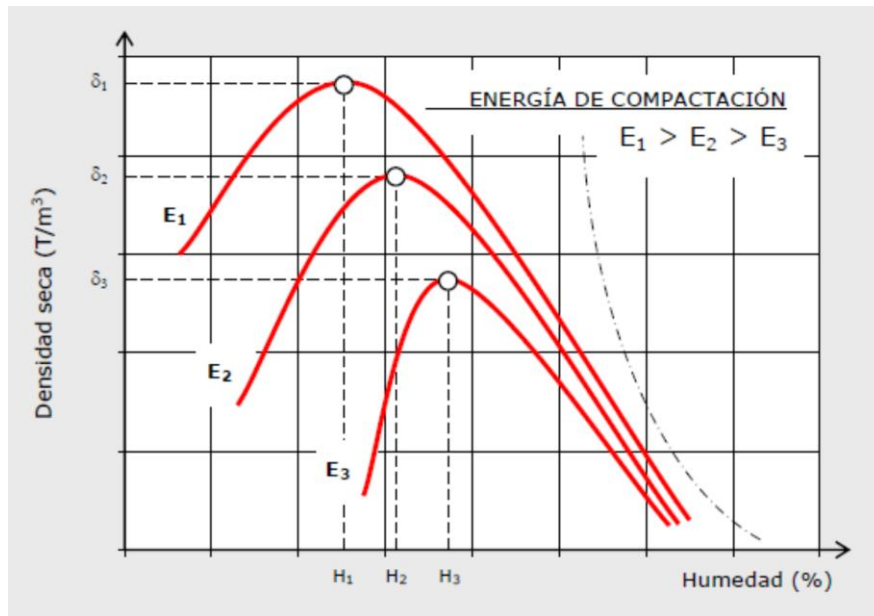


Fig. 2.7. Influencia de la energía de compactación

1.4.1.3. Influencia del tipo de suelo

La tipología del suelo, concretamente su composición granulométrica, determina la forma de la curva de compactación. Podría decirse aquello de que “no hay dos suelos iguales”, aunque sí pueden englobarse en dos grandes grupos de comportamiento. Así, los suelos granulares bien graduados y con bajo contenido en finos obtienen su densidad máxima para valores bajos de humedad. La compactación de este tipo de suelos se realiza desde la “rama seca” de la curva, humectándolos progresivamente hasta llegar al grado de humedad óptimo. Además, presentan una curva aguda, lo que indica su gran sensibilidad a la humedad de compactación. Por el contrario, los suelos arcillosos, limosos o los formados por arenas de granulometría muy uniforme dan curvas tendidas, lo que indica la gran dificultad de compactación que presentan. Suelen compactarse por colapso desde la “rama húmeda”, saturando el suelo en agua para debilitar los enlaces interparticulares.

1.4.2. Resistencia del suelo

Para el ingeniero de carreteras, el comportamiento mecánico del suelo –recordemos que el suelo es una estructura resistente- es sin duda el factor más importante; de hecho, las propiedades y ensayos vistos anteriormente van encaminados a conseguir la mayor estabilidad mecánica posible, de forma que las tensiones se transmitan uniforme y progresivamente, y no se produzcan asientos excesivos o incluso un colapso de fatales consecuencias.

Así pues, surge la necesidad de caracterizar mecánicamente el suelo, para lo cual se emplean diferentes procedimientos de ensayo. Dada la extensión de los distintos métodos existentes, hablaremos únicamente de los empleados más asiduamente en obras de carreteras.

1.4.2.1. Capacidad portante

La capacidad portante de un suelo puede definirse como la carga que éste es capaz de soportar sin que se produzcan asientos excesivos.

El indicador más empleado en carreteras para determinar la capacidad portante de un suelo es el índice CBR (California Bearing Ratio), llamado así porque se empleó por primera vez en el estado de California. Este índice está calibrado empíricamente, es decir, se basa en determinaciones previamente realizadas en distintos tipos de suelos y que han sido convenientemente tabuladas y analizadas.

La determinación de este parámetro se realiza mediante el correspondiente ensayo normalizado, y que consiste en un procedimiento conjunto de hinchamiento y penetración. El hinchamiento se determina sometiendo la muestra a un proceso de inmersión durante 4 días, aplicando una sobrecarga equivalente a la previsible en condiciones de uso de la carretera. Se efectuarán dos lecturas –una al inicio y otra al final del proceso empleando un trípode debidamente calibrado. El hinchamiento adquiere una especial importancia en

suelos arcillosos o con alto contenido en finos, ya que puede provocar asientos diferenciales, origen de diversas patologías en todo tipo de construcciones.

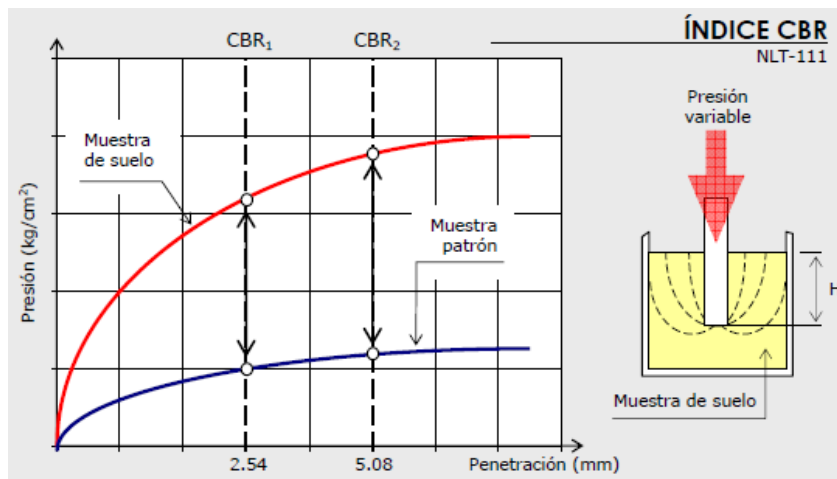
El ensayo de penetración tiene por objetivo determinar la capacidad portante del suelo, presentando una estructura similar al SPT (Standard Penetration Test) empleado en Geotecnia. Se basa en la aplicación de una presión creciente –efectuada mediante una prensa a la que va acoplado un pistón de sección anular- sobre una muestra de suelo compactada con una humedad óptima Próctor. La velocidad de penetración de la carga también está normalizada, debiendo ser de 1,27 mm/min.

El índice CBR se define como la relación entre la presión necesaria para que el pistón penetre en el suelo una determinada profundidad y la necesaria para conseguir esa misma penetración en una muestra patrón de grava machacada, expresada en tanto por ciento.

$$CBR = \frac{\text{Presión en muestra problema}}{\text{Presión en muestra patrón}} \cdot 100 \quad (2.1.)$$

Generalmente se toman diversos pares de valores presión-penetración, construyéndose una gráfica como la de la siguiente figura; en ella, se toman los valores correspondientes a una profundidad de 2.54 y 5.08 mm. (0.1 y 0.2 pulgadas), comparándose con los de la muestra patrón para dichas profundidades. El índice CBR del suelo será el mayor de los dos obtenidos.

Fig. 2.8. Determinación del índice CBR



1.5. Características de las capas de un pavimento

1.5.1. Capa Subrasante

Es la capa de terreno de una carretera que soporta la estructura de pavimento y que se extiende hasta una profundidad que no afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto. Esta capa puede estar formada en corte o relleno y una vez compactada debe tener las secciones transversales y pendientes especificadas en los planos finales de diseño.

El espesor de pavimento dependerá en gran parte de la calidad de la subrasante, por lo que ésta debe cumplir con los requisitos de resistencia, incompresibilidad e inmunidad a la expansión y contracción por efectos de la humedad, por consiguiente, el diseño de un pavimento es esencialmente el ajuste de la carga de diseño por rueda a la capacidad de la subrasante.

1.5.1.1. Requisitos de la capa subrasante

Los materiales que se utilicen como capa subrasante deberán ser, de preferencia, del tipo: GW, GW, SW, SM, ML, e incluso SC, siempre que la porción fina, o sea la arcilla, no sea de alta plasticidad. Este material deberá ser compactado del 95 al 100 % de la prueba de compactación AASHTO T-99 o estándar. Cuando los materiales sean del tipo Cl, MH, CH, CL-ML y cuando su límite líquido, LL, esté comprendido entre 50% y 100%, se analizará la posibilidad de mejorarlos, con la finalidad de reducir los valores del LL y, en consecuencia, del Ip. Cuando el terreno de apoyo sea del tipo MH, CH y OH con LL = 100%, serán desechados como material de apoyo. Para ello se recomienda una sustitución del material en espesores mínimos de 30 cm. En todos los casos en que se encuentren bolsas de material con alto contenido de materia orgánica se deberá proceder a su sustitución total con material limoso mezclado con arena y/o grava. Cuando en el corte de suelos naturales afloren fragmentos de roca, éstos no serán admitidos como lecho de apoyo. De ser así, se deberá proceder a la remoción de estos fragmentos endurecidos.

1.5.1.1.1. Terraplenes

Constituye un caso especial de capa subrasante y/o subyacente. Cuando por motivos de requerimientos de elevación de rasante de proyecto se requiera elevar el nivel de terreno, los materiales que se empleen para este propósito nunca presentarán un $LL > 60\%$.

Los materiales orgánicos del tipo OH nunca deberán ser empleados como capa subrasante o de apoyo. De acuerdo con la clasificación de materiales de AASHTO, los materiales A-4, A-5, A-6 y A-7 sólo podrán ser utilizados de acuerdo con las recomendaciones de laboratorio. El material A-8 deberá ser siempre rechazado como material de apoyo.

En general, cuando el terreno natural está constituido por materiales arcillosos, arenas arcillosas y materiales muy plásticos, se recomienda siempre colocar un material de sub-base granular de 10 cm como mínimo, en el caso de calles y patios, y de 15 cm en caminos, colectores, periféricos y carreteras.

1.5.2. Capa Sub-base

Materiales granulares compuestos por gravas, gravas-arenosas, mezclas de arena, limo y gravas, etc.

Es la capa de la estructura de pavimento destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas aplicadas a la superficie de rodadura de pavimento, de tal manera que la capa de subrasante la pueda soportar absorbiendo las variaciones inherentes a dicho suelo que puedan afectar a la sub-base.

La sub-base debe controlar los cambios de volumen y elasticidad que serían dañinos para el pavimento. Se utiliza además como capa de drenaje y contralor de ascensión capilar de agua, protegiendo así a la estructura de pavimento, por lo que generalmente se usan materiales granulares. Al haber capilaridad en época de heladas, se produce un hinchamiento del agua, causado por el congelamiento, lo que produce fallas en el pavimento, si éste no dispone de una subrasante o sub-base adecuada.

Esta capa de material se coloca entre la subrasante y la capa de base, sirviendo como material de transición, en los pavimentos flexibles.

1.5.2.1. Requisitos de la capa sub-base

El material de sub-base deberá ser seleccionado y tener mayor valor soporte (CBR) que el material de subrasante y su espesor será variable por tramos, dependiendo de las condiciones y características de los suelos existentes en la subrasante.

El material empleado deberá cumplir con lo siguiente:

Tabla 2.9. Normas de calidad (granulometría) Sub-base.

Denominación de la Malla	% que pasa
1 1/2"	100
3/4"	72 - 100
3/8"	50 - 84
Nº 4	37 - 70
No 20	16 - 45
No 60	9 - 35
No 200	5 - 25

Adicionalmente el material deberá cumplir lo siguiente:

Límite líquido: 25 % Máx.

Índice de plasticidad: 6 % Máx.

Desgaste Los Ángeles: 40% Máx.

(Porción gruesa)

Contracción lineal: 4.0% máx.

Equivalente de arena: 25 mín.

Valor Relativo Soporte

Menos de 500 vehículos pesados por día: 50 % Mín.

Más de 500 vehículos pesados por día: 60 % Mín.

La capa de sub-base se deberá compactar como mínimo al 95% de su peso volumétrico seco máximo, conforme a la prueba AASHTO modificada. La modalidad empleada normalmente será la D, es decir, materiales comprendidos entre las mallas 3/4" y la No 4.

1.5.3. Capa Base

1.5.3.1. Base granular

Es la capa de pavimento que tiene como función primordial, distribuir y transmitir las cargas ocasionadas por el tránsito, a la subbase y a través de ésta a la subrasante, y es la capa sobre la cual se coloca la capa de rodadura.

Material constituido por piedra de buena calidad, triturada y mezclada con material de relleno o bien por una combinación de piedra o grava, con arena y suelo, en su estado natural. Todos estos materiales deben ser clasificados para formar una base integrante de la estructura de pavimento. Su estabilidad dependerá de la graduación de las partículas, su forma, densidad relativa, fricción interna y cohesión, y todas estas propiedades dependerán de la proporción de finos con respecto al agregado grueso.

1.5.3.1.1. Requisitos de la base granular

La base granular es estructuralmente la capa más importante de un pavimento flexible, por ésta razón, sus materiales constituidos deben ser de muy alta calidad. Los requisitos más importantes que se exigen a dichos materiales son:

La fracción gruesa debe ser producto de trituración mecánica. La exigencia usual en nuestro medio es que al menos la mitad de las partículas mayores a 4.76 mm. Presenten una cara fracturada mecánicamente.

El material debe encajar dentro de una franja granulométrica que permita obtener una alta densidad. En la tabla 2.10 se presenta una de las más usuales en la construcción de carreteras.

Tabla 2.10. Gradación para bases granulares.

Tamiz (mm)		Porcentaje que pasa	
		A	B
37.5 mm	1 1/2"	100	-
25.0 mm	1"	70-100	100
19.0 mm	3/4"	60-90	70-100
9.5 mm	3/8 "	45-75	50-80
4.75 mm	No. 4	30-60	35-65
2.0 mm	No. 10	20-15	20-45
425 μ m	No. 40	10-30	10-30
75 μ m	No. 200	5-15	5-15

El límite líquido de la fracción que pasa el tamiz de 0.425mm. No puede ser mayor de 25, y el IP máximo admisible debe ser menor o igual al 3%.

El desgaste del material en la máquina de los ángeles no puede superar el 40%.

Las pérdidas de peso en el ensayo de solidez en sulfato de sodio deben ser inferiores a 12% y 18% si el ensayo se hace en sulfato de magnesio.

El equivalente de arena mínimo aceptable es del 30%.

El nivel de compactación en el terreno de esta capa debe ser por lo menos igual a la máxima del ensayo del próctor modificado para dicha densidad, el CBR del material debe ser cuando menos el 80%.

3.1. INTRODUCCIÓN

El uso de la Deflectometría de Impacto (FWD) para la evaluación estructural de pavimentos es una práctica cada vez más difundida en Chile y en el Extranjero.

La razón de esto se debe a las ventajas, tanto en la rapidez de la evaluación, como a los menores costos asociados, en comparación con los procedimientos tradicionales como ser ejecución de Calicatas y extracción de testigos con sus ensayos asociados.

En el caso de los controles receptivos en recapados asfálticos utilizando los procedimientos Tradicionales, resulta necesario efectuar una cantidad muy grande de extracciones de testigos especialmente cuando se trata de proyectos de gran envergadura lo que además de hacer lento el proceso de evaluación, produce una saturación en el Servicio de los Laboratorios Oficiales.

Por estas razones, se ha considerado conveniente ir reemplazando la extracción masiva de Testigos en la recepción de pavimentos, por el uso de la Deflectometría de Impacto, efectuando solamente algunas extracciones complementarias para tener un mejor ajuste en las evaluaciones.

3.2 DEFINICIÓN DE LA VIGA BENKELMAN

Las deflexiones producidas en la superficie de un pavimento flexible, por acción de cargas vehiculares, pueden ser determinadas haciendo uso de deflectómetros tales como el denominado “Viga Benkelman” llamado así en honor al Ing. A.C. Benkelman, quien la desarrollo en 1953 como parte del programa de ensayos viales de la AASTHO Road Test. Desde entonces su uso se ha difundido ampliamente en proyectos de evaluación estructural. La viga Benkelman es un equipo que trata un dispositivo bastante simple, que funciona aplicando la conocida “regla de la palanca” Este equipo se usa junto a un camión cargado (en nuestro caso con una carga por eje simple de 128 kN. Ruedas gemelas, y una presión de inflado de 900 kPa); el ensayo se realizara colocando el extremo de la viga entre las dos ruedas gemelas del camión, midiendo la recuperación vertical de la superficie del

pavimento cuando el camión avanza y se retira. Las principales ventajas de este equipo es que se trata de un ensayo bastante económico, no obstante, es muy laborioso, y no permite obtener el cuenco de deflexiones, sino únicamente la deflexión bajo la carga, en el centro de las ruedas gemelas.

Es necesario tener en cuenta, para determinar el tiempo de aplicación de la carga, la velocidad del camión que se emplea con el equipo. Se considera una velocidad de aproximadamente 1km/h.

3.3 Esquema y operación de la Viga Benkelman

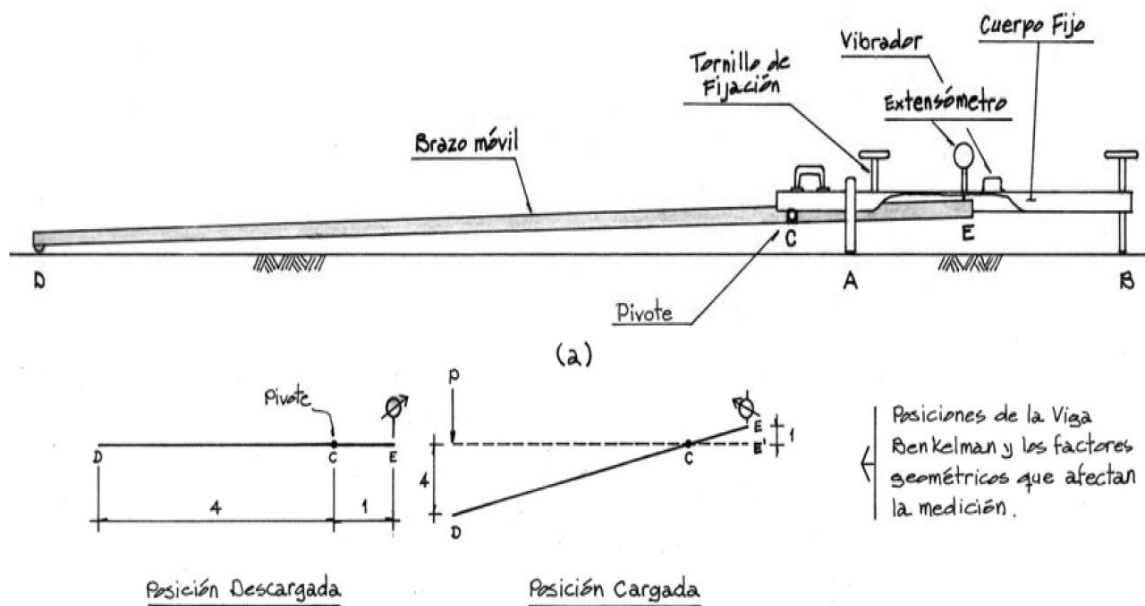


Fig. 3.1 Esquema de la viga Benkelman

El deflectómetro Benkelman funciona según el principio de la palanca.

Es un instrumento completamente mecánico y de diseño simple. Según se esquematiza en la figura 1, la viga consta esencialmente de dos partes: (1) Un cuerpo de sostén que se sitúa directamente sobre el terreno mediante tres apoyos (dos delanteros fijos "A" y uno trasero regulable "B") y (2) Un brazo móvil acoplado al cuerpo fijo mediante una articulación de giro o pivote "C", uno de cuyos extremos apoya sobre el terreno (punto "D") y el otro se encuentra en contacto sensible con el vástago de un extensómetro de movimiento vertical (punto "E").

Adicionalmente el equipo posee un vibrador incorporado que al ser accionado, durante la realización de los ensayos, evita que el indicador del dial se trabe y/o que cualquier interferencia exterior afecte las lecturas, como se verá más adelante.

El extremo "D" o "punta de la viga" es de espesor tal que puede ser colocado entre una de las llantas dobles del eje trasero de un camión cargado. Por el peso aplicado se produce una deformación del pavimento, consecuencia de lo cual la punta baja una cierta cantidad, con respecto al nivel descargado de la superficie. Como efecto de dicha acción el brazo DE gira en torno al punto fijo "C", con respecto al cuerpo AB, determinando que el extremo "E" produzca un movimiento vertical en el vástago del extensómetro apoyado en él, generando así una lectura en el dial indicador. Si se retiran luego las llantas cargadas, el punto "D" se recupera en lo que a deformación elástica se refiere y por el mismo mecanismo anterior se genera otra lectura en el dial del extensómetro.

La operación expuesta representa el "principio de medición" con la Viga Benkelman. Lo que se hace después son sólo cálculos en base a los datos recogidos. Así, con las dos lecturas obtenidas es posible determinar cuanto deflectó el pavimento en el lugar subyacente al punto "D" de la viga, durante el procedimiento descrito. Es de anotar que en realidad lo que se mide es la recuperación del punto "D" al remover la carga (rebote elástico) y no la deformación al colocar ésta. Para calcular la deflexión deberá considerarse la geometría de la viga, toda vez que los valores dados por el extensómetro (EE') no están en escala real sino que dependen de la relación de brazos existentes.

3.4 Ensayos de medición de deflexiones y Equipo minimorequerido

El equipo mínimo para la realización de ensayos de medición de deflexiones es el Siguiente:

- a- Refractómetro Viga Benkelman, con relación de brazos 1:2
- b- Extensómetro con dial indicador de divisiones cada 0.01 mm
- c- Camión cargado, con eje trasero de 18000 libras igualmente distribuidas en un par de llantas dobles infladas a una presión de 75 a 85 psi.
- d- Vehículo auxiliar para transportar al personal y equipo (camioneta).
- e- Balanza portátil para pesaje del camión, con capacidad de 10 toneladas.
- f- Accesorios de medición y varios (Cinta métrica de 3 m, plumones de Punta gruesa, plomada, destornillador, alicates, hojas de campo, lápices, Señales de seguridad, termómetro, cincel, martillo, varilla de metal o madera de 2m, alambre de amarre, etc.)

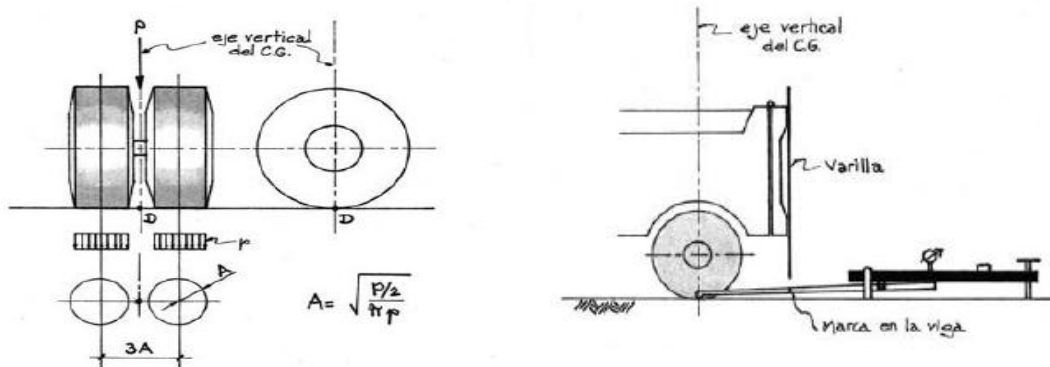
3.5 Procedimiento de ensayos de medición de deflexiones

La carga aplicada al pavimento para la realización de ensayos de deflexiones ha sido estandarizada en 9000 libras (4090 kg), y es proporcionada por una de las llantas dobles del eje trasero de un camión. Previamente a la realización de los ensayos deberá verificarse que se cumpla esta condición, así como que la presión de las llantas sea la requerida.

Una vez localizado el lugar donde se realizará el ensayo (usualmente los puntos de medición se localizan en la mitad exterior de un carril), se coloca la llanta a usarse sobre el punto de manera tal que éste coincida aproximadamente con el eje vertical del centro de gravedad del conjunto (ver figura 2, punto "D").

Para esta operación es aceptable una tolerancia en el rango de 3 pulgadas alrededor del punto. Estacionados los neumáticos se inserta entre ellos el extremo del brazo móvil de la viga colocándolo nuevamente sobre el punto de ensayo seleccionado. Dado que esto último se dificulta por la inaccesibilidad tanto visual como manual, se realizará previamente la siguiente operación: Se coloca la Viga en la posición como si estuviera entre las llantas pero en la parte exterior de las mismas, haciendo coincidir, empleando una plomada, el

extremo del brazo móvil con el eje vertical del centro de gravedad. Tomando como punto de referencia una varilla vertical adosada a la parte trasera del camión (ver figura 2 b), se efectúa una marca en la viga de manera tal que, en adelante, basta con hacerlas coincidir (la marca con la varilla vertical) para asegurarse que el extremo de la viga coincide con el centro de las llantas, en el momento de iniciar las mediciones.



De igual forma se puede efectuar, a partir de la primera, sucesivas marcas a distancias elegidas a las cuales se desee medir deflexiones adicionales (puede ser a 30, 40 y 50 cm). Para la metodología de análisis se requiere de por lo menos tres lecturas, pero se pueden obtener más con fines de verificación, lo cual es recomendable, o si es que se desea tener una idea gráfica del tipo de curvas de deflexiones que se producen. Como norma se realiza la primera marca adicional a una distancia tal que la deflexión que se obtenga en ese punto sea la mitad de la deflexión máxima (obtenida en la marca inicial). La segunda marca adicional se realiza al doble de la distancia de la primera marca adicional. Estas dos distancias se determinarán específicamente para cada proyecto de evaluación que se emprenda. Esto deberá hacerse por medio de tanteos previos, antes de comenzar la recolección masiva de datos. Es común que se observen variaciones durante la realización de los ensayos, pero no deberá hacerse modificaciones mientras que las deflexiones tomadas en la primera marca adicional estén en el rango entre 35% y 65% de la deflexión máxima.

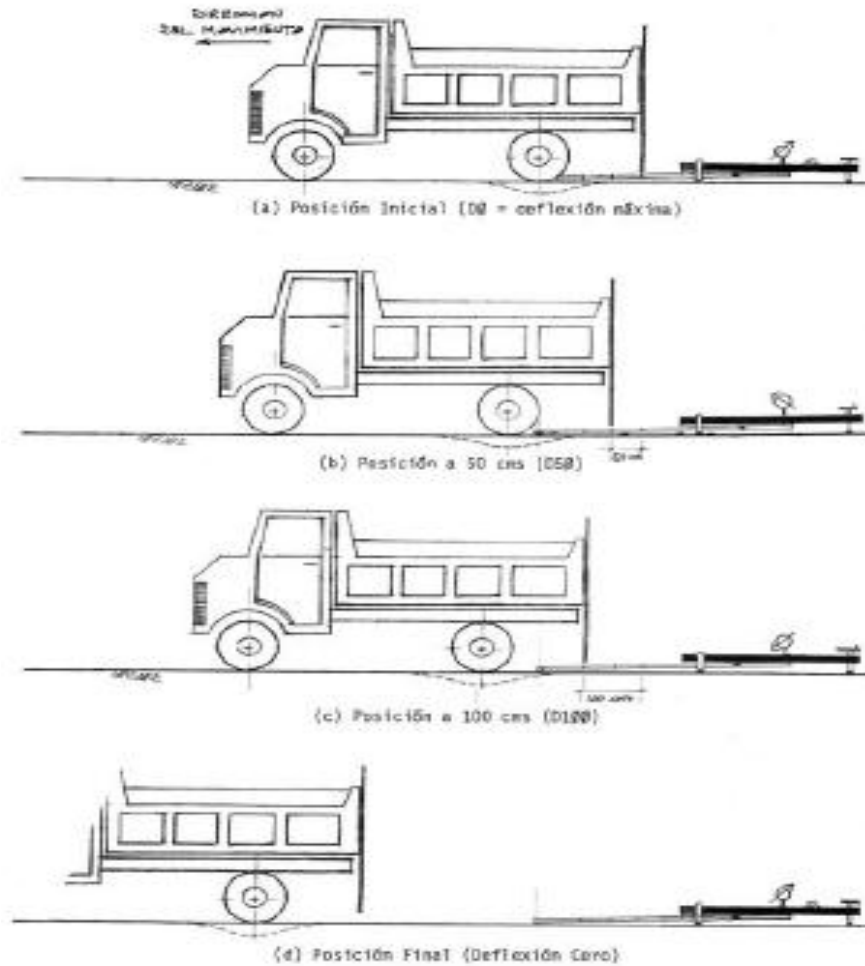


Fig. 3.2 Esquema del proceso de medición

Una vez instalada la viga en el punto de medición haciendo coincidir con la cadena vertical y la marca inicial (ver figura 3 a), se verificará que ésta se encuentre alineada longitudinalmente con la dirección del movimiento del camión. Se pondrá el dial del extensómetro en cero, se activará el vibrador y mientras el camión se desplaza muy lentamente se procederá a tomar lecturas conforme la varilla vertical vaya coincidiendo con la primera y segunda marcas adicionales (figuras 3 b,c) y una lectura final cuando el camión se haya alejado lo suficiente del punto de ensayo que el indicador del dial ya no tenga movimiento, (aproximadamente 5.00 m.), registro que corresponde al punto de referencia con deflexión cero.

3.6 Análisis de cálculo de flexiones

3.6.1 Cálculo de flexión

El procedimiento para el cálculo de las deflexiones es simple, para el caso de la deflexión máxima, se debe calcular la diferencia entre la lectura inicial y la lectura final. Para en caso de la deflexión a 20 cm. Se debe encontrar la diferencia entre la lectura a 20 cm. Y la lectura final.

Las diferencias se multiplican por 2, debido a que la relación de brazos de la viga Benkelman empleada es de 1:2 ya que se trata de una viga analógica en caso de contar con una viga digital no es necesario multiplicar la diferencia por 2 porque su relación de brazos es de 1:1.

3.6.2 Cálculo del radio de curvatura

El método asume que la curvatura que experimenta la superficie del terreno, durante la aplicación de la carga, es de forma parabólica, en un segmento de aproximadamente 20 cm. A partir del punto de máxima deflexión.

Para la determinación del radio de dicha curvatura se ha establecido la siguiente expresión empírica.

$$R_c = \frac{6250}{2 * (D_0 - D_{20})}$$

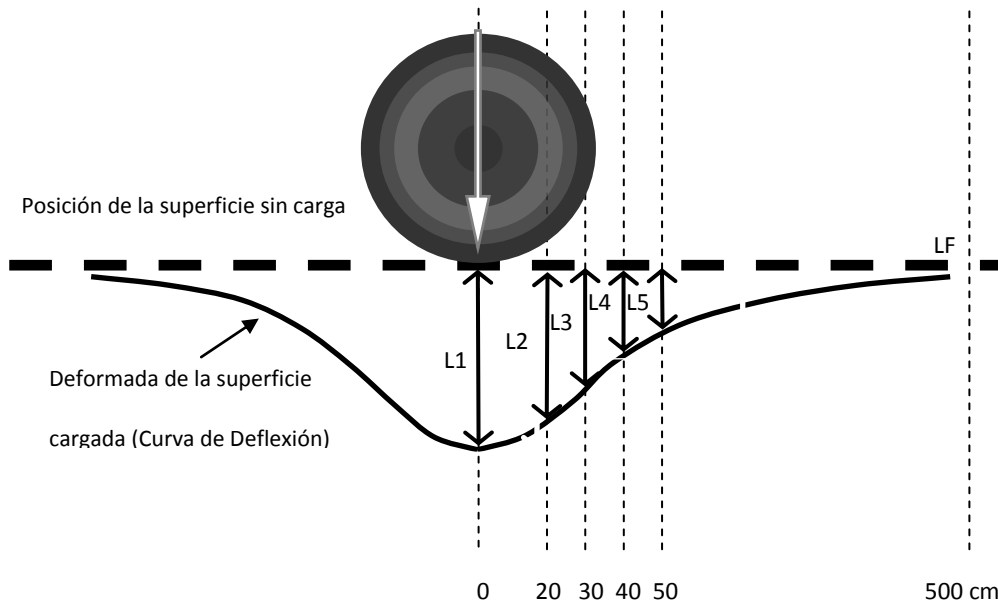
Donde:

Rc = Radio de Curvatura en metros.

Do = Deflexión recuperable en el eje vertical de la carga, en centésimas de milímetros.

D20= Deflexión recuperable en el eje vertical de la carga, en centésimas de milímetros, a 20 del eje de carga.

Fig. 3.3 radio de curvatura



3.6.3. Deflexión característica

La deflexión característica es un parámetro estadístico empleado para la caracterización representativa de la magnitud de deformación de los pavimentos o cualquier capa granular donde se realice el ensayo correspondiente. Para la determinación es necesario contar con una base de datos de deflexiones máximas, del tramo que se quiere evaluar, y establecer los parámetros estadísticos de dichos datos.

$$D_C = D_p + t * \sigma$$

Donde:

D_C = Deflexión Característica.

D_p = Deflexión promedio de los valores individuales de D_o corregidos por temperatura y estacionalidad.

t = Coeficiente que representa al porcentaje del área total con probabilidad de presentar deflexiones superiores a la deflexión característica

D_C , donde $t = 1.645$.

σ = Desviación Estándar.

Convencionalmente se utiliza un valor $t = 1.64$, lo que equivale a considerar que, sólo un 5 % del área total del pavimento, tendrá deflexiones mayores a D_c .

3.6.4. Deflexión admisible

La deflexión admisible, se encuentra íntimamente relacionada al Número de Ejes Standard Equivalentes Acumulados de 8.2 Tn. Que establece un límite para la deflexión característica por encima del cual no se garantiza un comportamiento satisfactorio de la estructura durante el periodo considerado. La expresión analítica es la siguiente.

$$D_o = (1.15 / N18)^{1/4}$$

Donde:

D_a = Deflexión admisible.

N18= Número de Ejes Standard Equivalentes Acumulados de 8.2 Tn.

3.6.5. Juicio de la capacidad estructural del pavimento

Se considera que el pavimento sujeto de evaluación tiene la capacidad estructural adecuada para resistir los esfuerzos del tráfico de diseño, para las condiciones de resistencia del suelo, si se cumple que la deflexión característica es menor que la deflexión admisible ($D_c < D_a$).

El comportamiento actual del pavimento se podrá calificar como satisfactorio, si se cumple que:

- a. Los valores de radio de curvatura calculados son mayores de 100 m ($R_c > 100$).
- b. El radio de curvatura promedio está comprendido entre 300 – 500 m ($300 < R_c < 500$).

La deflexión admisible es un parámetro importante dentro del análisis empírico, el radio de curvatura es un valor referencial de la condición actual del pavimento.

3.7 Control deflectométricos

3.7.1. Ejecución de controles

- 1) Los controles deflectométricos durante la construcción del pavimento se efectuarán sobre la superficie de la Subrasante, para la finalidad de este proyecto en el tramo 1 Kilómetro 0.00 (Senkata) al kilómetro 70.00 (Mantecani).
- 2) Los ensayos deberán efectuarse a lo largo de un eje longitudinal paralelo al eje de la vía y ubicado aproximadamente en la parte central de la carretera, tanto en el lado izquierdo como en el derecho.
- 3) Los ensayos de deflexiones se efectuarán empleando una viga Benkelman de brazo simple rebatible, que guarde una relación punta-pivote y pivote-vástago dial igual a 2:1(analógica ver figura4.9) o ya sea una de relación punta-pivote y pivote-vástago dial igual a 1:1(digital ver figura4.10); deberá estar equipada con un sistema de vibración interna accionada con baterías, y con un dial indicador diseñado especialmente para este tipo de ensayos, es decir, que sean capaces de dar las lecturas corregidas en forma interna, para la relación de brazos del equipo.



Figura 3.4. Viga analógica.



Figura 3.5. Viga digital.

- 4) Los ensayos para la medición de deflexiones con Viga Benkelman se efectuarán en forma igualmente espaciados a una distancia de 20 m, en cada carril. Cada ensayo consistirá en la ejecución de 6 lecturas para determinación de la deformada que adopta la superficie de la capa del pavimento, también llamada “curva de deflexión”, las que se efectuarán a 0, 20, 30, 40, 50 y 500 cm desfasadas del punto inicial de aplicación de carga (ver Figura 4.11). Los ensayos deberán efectuarse sobre progresivas que sean números enteros para la ejecución de proyecto se lo realizó a 20 m en algunos casos cada 40 m para avanzar más rápido, y siempre en las mismas progresivas ya sea en el lado derecho como el izquierdo.



Figura 3.6. Espaciamiento para lecturas.

- 5) Para la ejecución de los ensayos se empleará la carga estandarizada del eje trasero simple con llantas dobles, de un camión tipo volqueta, con un peso de 8,150 kg y 80 psi de presión de inflado. El tamaño de las llantas del vehículo será 11.00-20 o 12.00-20 de 16 lonas. El peso del eje trasero se alcanzará colocando una carga fija de peso no variable en el tiempo, sobre la tolva de la volqueta; el control del peso se efectuará empleando una balanza de plataforma para camiones, sobre la cual se estacionará solamente el eje trasero del vehículo, debiendo encontrarse el eje delantero fuera de la plataforma.



Figura 3.7. Camión para la realización del ensayo.

3.7.2. CRITERIOS DE ANÁLISIS

- 1) El Coeficiente de Variación de los valores de Deflexión Máxima no deberá ser mayor de 30%; excepcionalmente se podrá aceptar 35% siempre que se justifique por factores no imputables al proceso constructivo: Por ejemplo, alternancia de sectores en corte y en relleno y/o secciones en media ladera. En caso que el coeficiente de variación exceda el límite recomendado, el tramo de análisis deberá dividirse en secciones de características similares, a fin de eliminar la fuente de dispersión

3.8 COMPORTAMIENTO DE LA VIA CUANDO SE HACE LA PRUEBA DE LA DEFLECTOMETRÍA

Los materiales que se utilizan para carreteras, representados por las terracerías o el propio terreno de cimentación de éstas, e inclusive el cuerpo del pavimento se somete a cargas de tipo dinámico de diversas magnitudes.

Por lo que para tomar en cuenta la naturaleza cíclica de las cargas que actúan en los materiales de la estructura del pavimento y de la misma forma del comportamiento no lineal y “resiliente” de los materiales, se han llevado a cabo investigaciones experimentales con el fin de rescatar información valiosa sobre el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales.

Estas deformaciones resilientes o elásticas son de recuperación instantánea. Denominándose deformaciones plásticas las que permanecen en el pavimento una vez que ha cesado la acción de las cargas; no obstante, al tenerse cargas móviles las deformaciones permanentes se van acumulando, no antes sin denotar que en ciclos intermedios la deformación permanente para cada ciclo disminuye, hasta que prácticamente desaparece en los ciclos finales. La muestra llega así a un estado tal en que toda la deformación es recuperable; es en ese momento en el que se tiene un comportamiento resiliente.

Las estructura de los pavimentos para calles, carreteras y autopistas están sometidas a cargas repetidas impuestas por los vehículos. Este tipo de cargas son dinámicas de corta duración que llevan a la fatiga a la estructura del pavimento en un periodo de tiempo, el cual también depende de las propiedades geométricas y dinámicas de los materiales, además del proceso constructivo.

La transmisión de las cargas está en función a la presión de inflado de las llantas de los vehículos, las cuales oscilan de 0.2 MPa a 0.7 MPa en la figura se presenta un esquema sobre dicha transferencia de cargas.

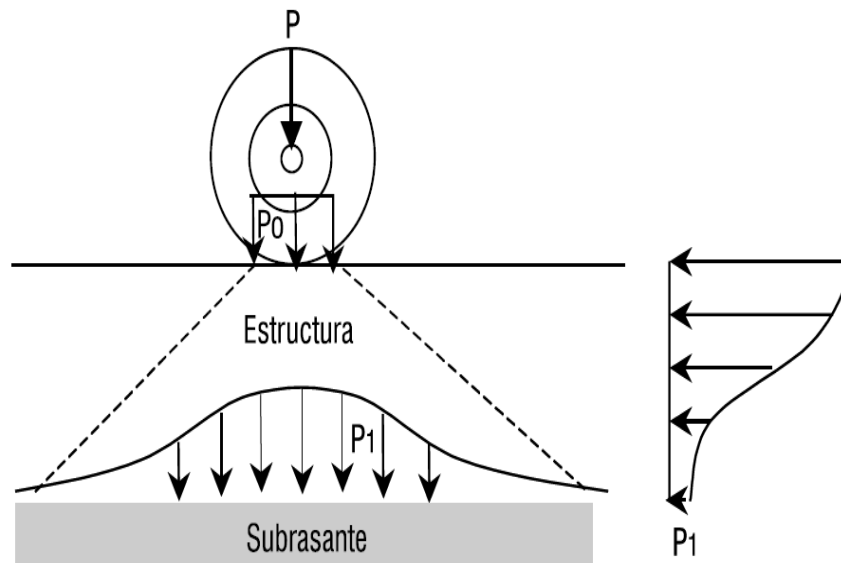


Figura 3.8. Transmisión de cargas.

La metodología actual para diseño de pavimentos utilizada por el método AASHTO

(American Association of State Highway and Transportation Officials) considera que la propiedad fundamental para caracterizar los materiales constitutivos de la sección de una carretera es el parámetro denominado módulo resiliente.

Es por ello que el especialista encargado del diseño, construcción y conservación de tales estructuras, debe de tener el conocimiento básico de lo que el parámetro módulo resiliente representa, de la prueba de laboratorio a partir de la cual se obtiene y de los factores que hay que considerar para la selección del valor adecuado para su uso en una determinada metodología de diseño.

3.8.1. Principios del módulo resiliente

El parámetro “módulo de resiliencia” de los suelos se desarrolló en California (U.S.A.) en la década de los cincuentas gracias a las investigaciones de Francis Hveem en la Universidad de California, en Berkeley, siendo el primero en reconocer la importancia de las propiedades resilientes de las estructuras de pavimento, y efectuar la identificación de estas propiedades con la aparición de grietas sobre la superficie de los pavimentos, siendo éstas por influencia de las cargas repetidas como resultado del tráfico. Una prueba triaxial de carga cíclica o repetida es por efecto de una serie de pulsos de presión axial, separados

por un intervalo de descarga, y aplicado a una muestra de suelo compactado con la inclusión de una presión de confinamiento constante. No obstante, desde varias décadas han existido ensayos en los que se ha considerado la importancia de las pruebas del tipo triaxial.



Figura.3.9 Cámara triaxial para ensayos cíclicos.

Estos ensayos se realizaron siguiendo el procedimiento de la norma Resilient Modulus of Unbound Granular Base/Sub base Materials and Subgrade Soils – AASHTO. T294-92I propuesto en 1992, método que originalmente fue desarrollado por S.H.R.P. (Strategic Highway Research Program), conocido como “Protocolo 846”, y que es una modificación del ensayo AASHTO. T274.

Cuando un vehículo circula sobre el pavimento, los neumáticos transmiten cargas que son absorbidas por la estructura, entonces un elemento diferencial de suelo ubicado en la subrasante, estará sometido a esfuerzos que a su vez inducen un estado de deformaciones, tal como se muestra en la Fig. 3.10. Si se considera al material de subrasante, con un comportamiento elástico, isótropo y homogéneo, hipótesis básicas de la mecánica de suelos, los esfuerzos y las deformaciones se relacionarán con el módulo de elasticidad y la relación Poisson, propios del material.

Pero la respuesta real, está en función de las características propias de los materiales que conforman el pavimento y donde las cargas impuestas por el tránsito tienen un carácter dinámico con muy cortos tiempos de aplicación. Luego la deformación total inducida, se recupera al cesar la carga aplicada.

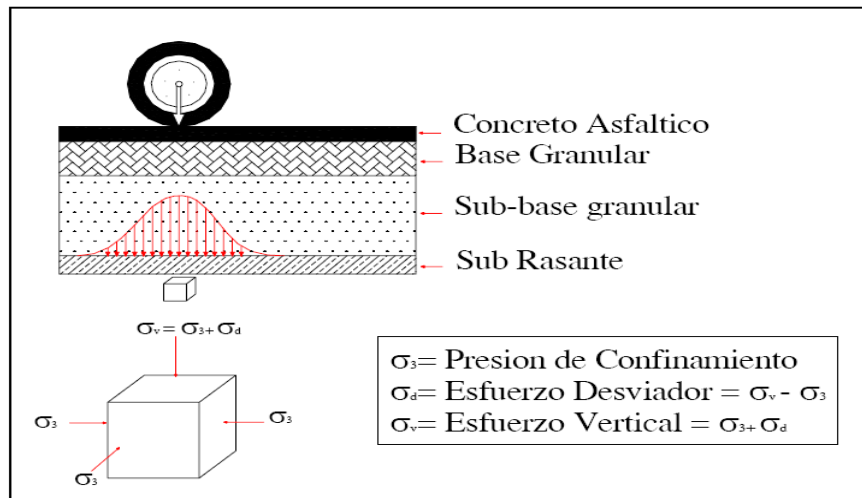


Figura. 3.10. Estado de esfuerzos provocados en la sub rasante por el paso de un vehículo en movimiento.

Esto implica, que en estricto rigor, los materiales no presentan un comportamiento elástico, y por ello se introduce el término de módulo resiliente, que corresponde a un “módulo elástico supuesto”, el cual relaciona las solicitaciones de cargas aplicadas con las deformaciones recuperables.

La determinación del módulo resiliente en los suelos, se realiza mediante ensayos triaxiales dinámicos de cargas repetidas en probetas cilíndricas que simulan un elemento de suelo. Estas probetas de suelo, confeccionadas o talladas de muestras inalteradas, serán ensayadas luego de proporcionarles condiciones representativas que se espera tener en el campo.

Las probetas se someten a una presión de confinamiento σ_3 y a un esfuerzo desviador σ_d ; este estado de esfuerzos pretende reproducir la condición del suelo cuando es sometido a las cargas sucesivas del tráfico.

La respuesta típica esperada de este ensayo, se puede observar en la Fig. 3.11 y a partir de este ensayo se puede definir matemáticamente el módulo resiliente del material, según la expresión indicada en la ecuación Ec.3.1.

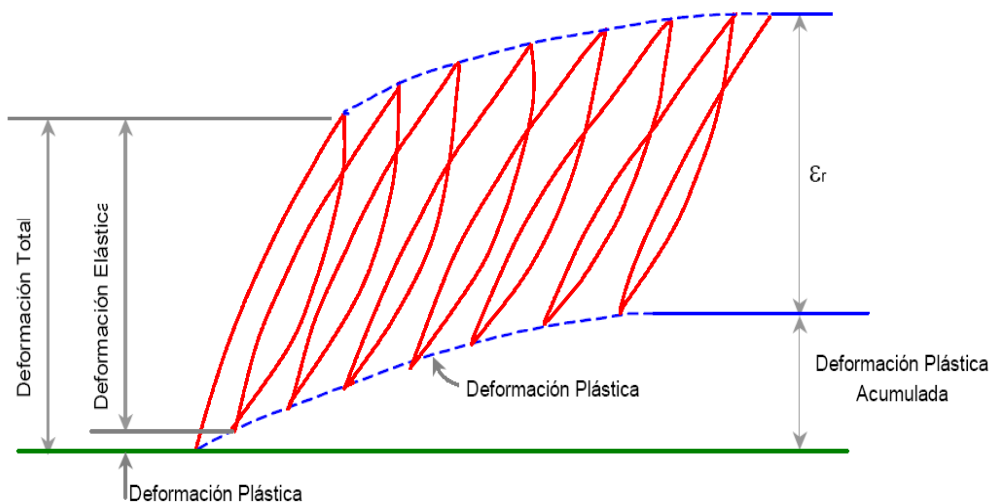


Figura. 3.11 Deformaciones bajo carga repetidas.

Ecuación 3.1.

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r}$$

Dónde:

M_R = Módulo resiliente.

σ_d = Esfuerzo desviador.

ϵ_r = Deformación recuperable medida en la dirección axial.

Luego de un determinado número de repeticiones.

Cabe anotar que los resultados de módulo resiliente, son influenciados principalmente por tres factores:

- Estado de tensiones (esfuerzo confinamiento y esfuerzo desviador).
- Tipo de suelo y estructura interparticular (métodos de compactación).
- Estado físico del suelo (humedad y densidad).

3.8.2. Factores que afectan el módulo resiliente

Existen diversos factores que afectan al módulo resiliente. A continuación se muestra un resumen de estos factores:

- Nivel de esfuerzos.
- Frecuencia de carga.
- Tipo de agregado.
- Contenido de vacíos.
- Tipo y contenido de modificadores.
- Tipos de prueba.
- Temperatura.

3.8.3. Determinación del módulo resiliente

La Subrasante es la capa en la que se apoya la estructura del pavimento y la característica especial que define la propiedad de los materiales que componen la subrasante, se conoce como Módulo de Resiliencia (M_r).

Posteriormente se tomaron en cuenta las propiedades básicas de la sub rasante y se analizaron otro tipo de ensayos que permitieran conocer en mejor forma el comportamiento de estos suelos. Se efectuaron ensayos utilizando cargas estáticas o de baja velocidad de deformación tales como el CBR, ensayos de compresión simple. Estos se cambiaron por ensayos dinámicos y de repetición de cargas como el del módulo de resiliencia, que son pruebas que demuestran en mejor forma el comportamiento y lo que sucede debajo de los pavimentos en lo que respecta a tensiones y deformaciones.

En el método de AASHTO (1986 y 1993), el módulo de resiliencia reemplaza al CBR como variable para caracterizar la subrasante, subbase y base. El módulo de resiliencia es una medida de la propiedad elástica de los suelos que reconoce a su vez las características no lineales de su comportamiento. El módulo de resiliencia puede ser usado directamente

para el diseño de pavimentos flexibles, pero también puede ser convertido a un módulo de reacción de la sub rasante (valor k) para el diseño de pavimentos rígidos. En este método de AASHTO se deben usar los valores medios resultantes de los ensayos de laboratorio, ya que la incertidumbre de la confiabilidad (R) debe tomarse en cuenta. Como la humedad en la subrasante es variable en el transcurso del año, es necesario hacer el estudio de la variación del módulo de resiliencia (M_r) con respecto a la humedad y poder determinar un M_r promedio de diseño, para lo cual debe procederse así:

I. Es necesario efectuar ensayos de M_r en el laboratorio, sobre muestras de suelo que representen las condiciones de tensión y humedad que simulen bajo las cuales estarán en el transcurso del año. Con estas pruebas se establece una relación en el laboratorio, de las condiciones entre el módulo de resiliencia y la humedad.

II. Se determina el módulo de resiliencia en el lugar, por medio de las deflexiones obtenidas en los pavimentos; el módulo de resiliencia se ajusta para analizar las posibles diferencias que existen entre los resultados de laboratorio y los obtenidos en el lugar.

III. Es posible estimar valores normales (en época seca) del módulo de resiliencia, en función de las propiedades conocidas de los suelos y utilizar relaciones empíricas para calcular las variaciones conforme las épocas del año; El módulo de resiliencia en la época del deshielo es entre un 10 a un 20 % hasta dos veces su valor, mayor que el normal.

Considerando lo anterior como base, el año se divide en períodos en los cuales el Módulo de resiliencia (M_r) se mantiene constante; dichos períodos no pueden ser menores de 15 días. Con cada valor del Módulo de resiliencia (M_r) se determina mediante la Figura 4.18 el valor del Daño Relativo (U_f) o puede usarse la siguiente fórmula:

$$U_f = 1.18 \times 10^8 \times M_r^{-2.32} \quad \text{Ecuación 3.2.}$$

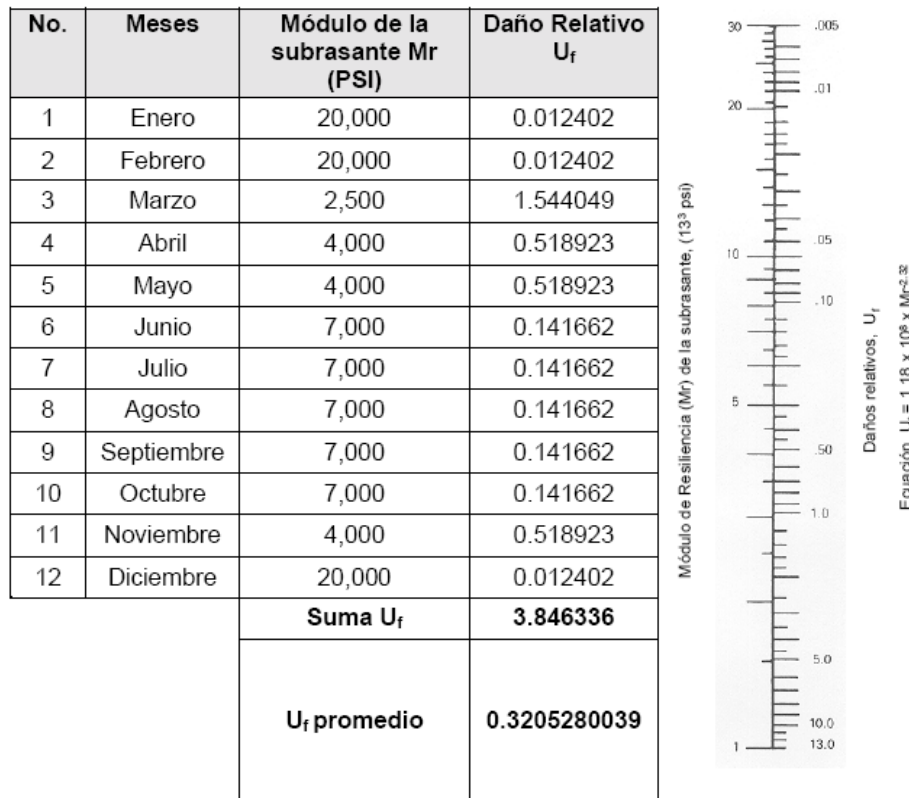


Figura 3.12. Módulo efectivo de Resiliencia de la subrasante para pavimentos flexibles en función del criterio de serviciabilidad, Fuente: Guía para Diseño de Pavimentos, AASHTO, 1993 y datos calculados.

Seguidamente, se determina el daño relativo medio anual, para lo cual se suman todos los U_f y se divide entre el número de meses tomados en cuenta. El Módulo de resiliencia (Mr) de la sub rasante es el correspondiente al U_f medio y éste será el valor a considerar para el diseño del pavimento flexible, siendo en el presente caso igual a 4,800.

Convenientemente se han reportado factores que pueden ser usados para estimar el módulo de resiliencia (Mr) con el CBR, el valor R y el índice de suelo. Se han dado correlaciones para encontrar el valor del módulo de resiliencia (Mr) como la siguiente relación:

$$M_r = B \times CBR \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Este valor está desarrollado si el CBR < 10%, en donde B = 1500 pero este valor puede variar entre 750 y 3000 para un Mr en PSI, según Figura 3.13

Con respecto al valor R (Resistencia) de Hveem se tiene:

$$Mr = A + B \times R \quad \text{Ecuación 3.4.}$$

Si $R < 20$, A vale 1000, B vale 555, pero A puede variar entre 772 y 1155 y B entre 369 y 555.

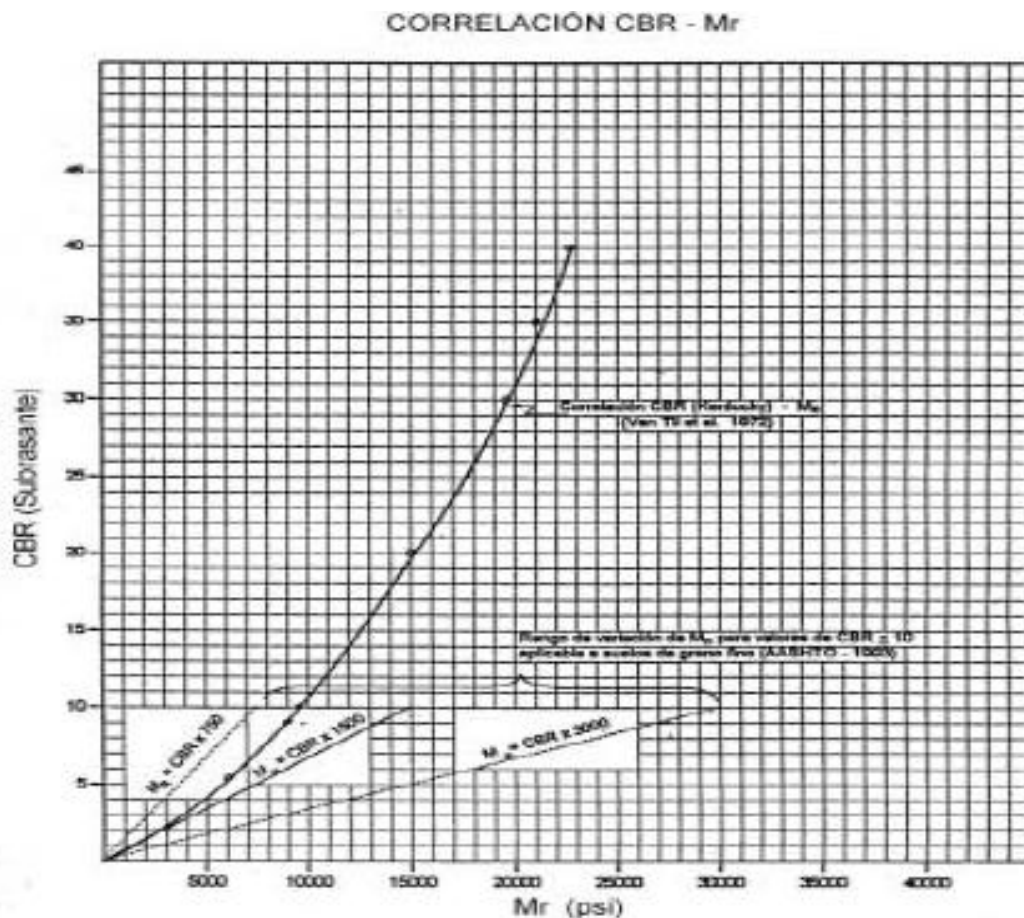


Figura 3.13 Correlación CBR – Mr (Gráfica de Kentucky), Fuente: Van Til, C. J. B. F. McCollough, B. A. Vallerga, and R. G. Hicks. 1972. evaluation of AASHTO interim Guides for Design of Pavement structures.

3.8.4. Otros métodos

Históricamente, la caracterización mecánica de los suelos con referencia al diseño estructural de los pavimentos, se ha efectuado a través del Valor Soporte Relativo CBR. Este valor, determinado a través de un ensayo de corte (punzonamiento) es de carácter empírico y no está vinculado a ninguna propiedad mecánica fundamental de los suelos y los materiales granulares.

3.8.5. Método Hogg Simplificado

3.8.5.1. Generalidades

Un aspecto gravitante en las metodologías de evaluación de pavimentos es el concerniente a los modelos teóricos usados para representar a la estructura real y su funcionamiento. De cuan adecuados sean éstos para reproducir, en forma satisfactoria, la compleja realidad de un pavimento y de la posibilidad de representarlos matemáticamente, a fin de implementar soluciones que brinden resultados de uso directo, depende el potencial de posibilidades prácticas que puede brindar una metodología.

Los intentos de representar, mediante modelos teóricos, sistemas de pavimentos flexibles datan de no hace más de 50 años, cuando Burmister desarrolla su teoría para modelos de capas elásticas basándose en los conceptos desarrollados por Boussinesq en 1885. Desde entonces, y con el advenimiento y uso de las computadoras, un avance sustancial se ha producido en los últimos años, habiéndose desarrollado una variedad de alternativas que van desde esquemas de capas elásticas lineales y no lineales, hasta modelos visco elásticos o dinámicos, diseñados en un constante afán de lograr simulaciones cada vez más compatibles con la realidad.

Tales refinamientos permiten acercamientos teóricos para el análisis cualitativo de los fenómenos involucrados en el complejo comportamiento de un pavimento, pero para efectos de evaluación estructural, donde priman resultados tangibles, su uso práctico a nivel de Ingeniero de Campo, es totalmente limitado.

Un modelo adecuado y suficiente para usos de evaluación estructural de pavimentos debe cumplir con los siguientes requisitos:

- a) El modelo tiene que ser lo suficientemente simple como para ser usado por el Ingeniero de Campo sin problemas de interpretación y/o implementación.
- b) Las propiedades de los materiales usados en la caracterización del modelo deben poder evaluarse en el laboratorio o correlacionarse con las características más comunes definidas por la ingeniería vial.
- c) Las propiedades del pavimento existente, evaluadas mediante el modelo, deben ser tales que puedan usarse directamente en el "rediseño" del pavimento (diseño del refuerzo, evaluación de la vida útil, etc.).
- d) El número de variables usadas en la definición del modelo debe ser lo suficientemente bajo que garantice la existencia de una solución única para cada caso estudiado.

Como ya fue mencionado, el método de evaluación propuesto está basado en la interpretación de curvas de deflexiones reemplazando la estructura real con un modelo teórico. Para tal fin se hace uso del Modelo de Hogg, el cual cumple con los requisitos mencionados constituyéndose de esa manera en base del esquema de análisis.

3.8.5.2. El Método de Hogg

Un método para calcular el módulo elástico del suelo de subrasante, en un punto ubicado directamente bajo una carga superficial impuesta, es el modelo de Hogg. El modelo de Hogg está basado en un sistema hipotético de dos capas que consiste en una placa relativamente delgada que se apoya sobre una fundación elástica. El método es práctico y simplifica el sistema elástico multicapa típico por un modelo equivalente bicapa, compuesto por una capa rígida sobre un medio elástico. Dependiendo de la selección de

valores a lo largo de la curva de deflexión usada para calcular el módulo de la subrasante, existirá la posibilidad de sobre o subestimar el módulo de elasticidad.

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

El desarrollo del modelo para carga puntual y una sub rasante de espesor finito fue publicado en 1944 (1). Las soluciones numéricas y adaptación del modelo para cargas distribuidas, fue publicada en 1977 (2).

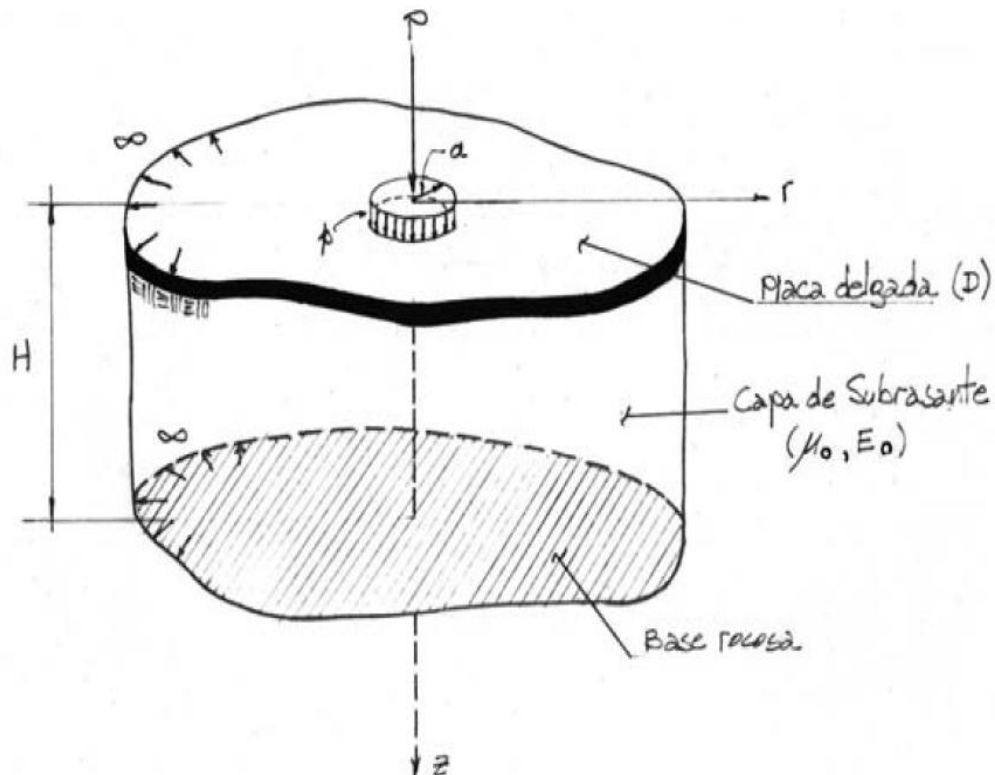


Figura 3.14. Modelo de carga.

PARAMETROS BASICOS DEL MODELO	$D = \frac{E_1 t^3}{12(1 - \mu_1^2)} \quad (\text{t-m})$	Rigidez a la flexión de la placa
	$l_0 = \left(\frac{D(1 + \mu_0)(3 - 4\mu_0)^{1/3}}{2(1 - \mu_0) E_0} \right) \quad (\text{cm})$	Longitud característica
	$E_0 \quad (\text{Kg/cm}^2)$	Módulo de elasticidad de la Subrasante
	$\mu_0 \quad (\text{Adimensional})$	Módulo de Poisson de la Subrasante
	$H \quad (\text{cm})$	Profundidad del estrato rocoso.
Parámetros de Evaluación	l_0, E_0, D	Se obtienen conociendo dos valores de deflexiones medidas.

Tabla 3.1 Esquema y parámetros del modelo de Hogg.

Las ecuaciones que se emplean para el cálculo son:

Ecuación 3.4. Módulo de la subrasante según Hogg.

$$E_o = I \frac{(1 + \mu_o)(3 - 4\mu_o)}{2(1 - \mu_o)} \left[\frac{S_o}{S} \right] \left[\frac{p}{\Delta_o l} \right]$$

Ecuación 3.5. Distancia donde la deflexión es la mitad de la deflexión máxima.

$$r_{50} = r \frac{(\beta)^\alpha - B}{\left[\beta \left(\frac{\Delta o}{\Delta r} - 1 \right) \right]^\alpha - B}$$

Ecuación 3.6. Longitud característica de la curva de deflexión.

$$l = \frac{y_o r_{50} + \left((y_o r_{50})^2 - 4mar_{50} \right)^{1/2}}{2}$$

Si $a/l < 0.2$, entonces $l = (y_o - 0.2m) r_{50}$

Ecuación 3.7. Relación entre la rigidez por carga puntual y carga distribuida.

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

Si $a/l < 0.2$, entonces $(S_o/S) = 1.0$

Donde=

E_0 = Módulo de elasticidad de la sub rasante.

μ_0 = Coeficiente de Poisson de la sub rasante.

S_0 = Rigidez Teórica por carga puntual.

S = Rigidez del pavimento = p / Δ_0 (carga distribuida).

p = Carga aplicada.

Δ_0 = Deflexión en el punto inicial de carga (Deflexión máxima).

Δr = Deflexión a la distancia radial r .

r = Distancia radial del punto inicial de carga.

r_{50} = Distancia radial para la cual $\Delta r / \Delta_0 = 0.5$.

l = Longitud característica.

h = Espesor de la sub rasante.

I = Factor de Influencia — ver Tabla 3.1.

α = Coeficiente de ajuste de curva—ver Tabla 3.1.

β = Coeficiente de ajuste de curva—ver Tabla 3.1.

B = Coeficiente de ajuste de curva—ver Tabla 3.1.

y_0 = Coeficiente para la longitud característica—ver Tabla 3.1.

m = Coeficiente para la longitud característica—ver Tabla 3.1.

$\bar{m}$ = Coeficiente para la relación de rigideces—ver Tabla 3.1.

Wiseman (2) describió la implementación del modelo de Hogg señalando tres casos. Uno es para una fundación infinita elástica, y los otros dos casos son para un estrato finito elástico con un espesor efectivo que se asume aproximadamente igual a 10 veces la longitud característica l. Los dos casos de espesor finito corresponden a coeficientes de Poisson fijados en 0.4 y 0.5, respectivamente. La Tabla 3.2 muestra los valores establecidos para las constantes usadas para los tres casos del modelo de Hogg.

Ecuación	CASOS		I	II	III
	Profundidad de estrato rígido	h/l_0	10	10	Infinito
	Coeficiente de Poisson	μ_0	0.50	0.40	Todos
1	Factor de Influencia	I	0.1614	0.1689	0.1925
2	Valor de Δ_r/Δ_0		> 0.70	> 0.426	Todos
	$r_{50}=f(\Delta_r/\Delta_0)$	α	0.592	0.548	0.584
		β	2.460	2.629	3.115
		B	0	0	0
	Valor de Δ_r/Δ_0		< 0.70	< 0.426	
	$r_{50}=f(\Delta_r/\Delta_0)$	α	0.219	0.2004	
		β	371.1	2283.4	
3	$l=f(r_{50}, \alpha)$	y_0	0.620	0.602	0.525
		m	0.183	0.192	0.180
4	$S_0/S = f(a/l)$	$\bar{m}$	0.52	0.48	0.44

Tabla 3.2 Coeficiente para el Modelo de Hogg.

3.8.5.3. Método de análisis

Para facilitar el análisis de los numerosos datos de ensayos que se recopilan en un típico proyecto de evaluación estructural se han computarizado los procedimientos de interpretación.

A continuación se presentan los diferentes pasos de interpretación con los respectivos algoritmos y ejemplos de su utilización.

Estos algoritmos pueden resolverse manualmente cuando no se dispone de una computadora. A pesar que la metodología presentada es para ensayos con la Viga Benkelman, ésta es adaptable a mediciones con otros aparatos o métodos de medición de deflexiones.

3.8.5.3.1. Modelo de carga

La carga en el ensayo con la Viga Benkelman proviene del eje trasero simple con llanta doble de un camión. La carga del eje es del orden de las 18,000 libras y la presión de inflado es de 75 a 85 psi. En el modelo de carga se asume que la presión de inflado es igual a la presión de contacto, que la huella de contacto de cada llanta es circular y de radio "A" y, que hay una distancia de "3A" entre los centros de cada llanta, por equilibrio se establece la siguiente relación:

Ecuación 3.8

$$a = \sqrt{\frac{P}{\pi p}}$$

Donde:

a = Radio de la huella circular de contacto.

P= Carga sobre una llanta.

p= Presión de inflado.

3.8.5.3.2. Determinación del R50

R50 es la distancia "R" del centro geométrico de la llanta doble en dirección longitudinal, en la cual se obtiene que la relación $DR/D0 = 0.5$ en la curva de deflexiones. Para el modelo de HOGG se ha establecido que R50 puede determinarse usando la siguiente ecuación:

Donde:

$$r_{50} = r \frac{(\beta)^{\alpha} - B}{\left[\beta \left(\frac{\Delta o}{\Delta r} - 1 \right) \right]^{\alpha} - B}$$

R = Distancia a la que se mide la deflexión DR.

D0= Deflexión Máxima.

DR= Deflexión a la distancia R.

α , β y B= Coeficientes de correlación cuyo valor se indica en la tabla 3.2.

El valor R50 sirve de insumo para determinar la longitud elástica (L0) del pavimento según se explica a continuación.

3.8.5.3.3. Determinación de la longitud característica de la curva de flexión (L0)

La longitud elástica (L0) del pavimento puede calcularse usando la siguiente ecuación.

Dónde:

$$l = \frac{y_o r_{50} + \left((y_o r_{50})^2 - 4mar_{50} \right)^{1/2}}{2}$$

Si $a/l < 0.2$, entonces $l = (y_0 - 0.2m) r_{50}$

R50 = Calculado en la ecuación.

a = Radio de la huella circular de carga.

y_o , m = Coeficiente de correlación cuyo valor se indica en la tabla 3.2.

El valor de L_0 sirve de insumo para determinar el módulo de elasticidad de la sub rasante (E_0) según se explica a continuación.

3.8.5.3.4. Determinación del módulo de elasticidad de la sub-rasante (E_0)

La determinación del módulo de elasticidad de la sub rasante constituye un punto central de la metodología de evaluación. Para desarrollar soluciones numéricas programables en computadora, esta determinación se efectúa en dos pasos:

(i) Primer Paso: El primer paso consiste en establecer la relación teórica entre la rigidez para carga puntual y la rigidez para carga distribuida sobre un área, para un cociente dado del valor A/L_0 . La rigidez se define como el cociente entre la carga y la deflexión ($S = P/D_0$).

La relación teórica se calcula por medio de la ecuación:

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

Si $a/l < 0.2$, entonces $(S_0/S)=1.0$

S_0 = Rigidez para carga puntual.

S = Rigidez para carga de área.

$\bar{m}$ = Coeficiente numérico que adopta los valores de la tabla 3.2.

(ii) Segundo Paso: Una vez determinado el valor de S_0/S , se calcula el módulo de elasticidad de la sub rasante por medio de la siguiente ecuación:

$$E_o = I \frac{(1 + \mu_o)(3 - 4\mu_o)}{2(1 - \mu_o)} \left[\frac{S_o}{S} \right] \left[\frac{p}{\Delta_o l} \right]$$

Donde:

μ_0 = Coeficiente numérico que depende del coeficiente de Poisson de la sub rasante.

I= Coeficiente numérico.

P= Carga total en la llanta doble.

L0= Longitud elástica.

D0= Deflexión máxima.

3.9. Parámetros de evaluación

Según se ha expuesto, la metodología de evaluación estructural de pavimentos basada en la interpretación de deflexiones de superficie se sustenta matemáticamente en el Modelo de Hogg y en conceptos de la teoría de la elasticidad y resistencia de materiales. Los insumos para el procesamiento de los datos se dividen en cuatro (4) categorías:

- a) Datos de carga (P y p).
- b) Deflexiones medidas (D0, DR y R).
- c) Datos de pavimento (Espesores y características de las capas).
- d) Parámetros del modelo (H/L0 y μ).

La metodología por su parte, produce los siguientes datos de salida: L0, E0.

Obviamente, los datos de salida dependen de los datos de entrada. La carga de ensayo es generalmente un dato fijo para cada proyecto y salvo circunstancias especiales debe estar en el rango recomendado de $P = 18$ kilo libras y $p = 75-85$ psi.

Las deflexiones medidas son el resultado de los ensayos y varían seguramente de proyecto a proyecto y entre diferentes puntos de un mismo proyecto debido a la heterogeneidad del pavimento y su sub rasante y a errores inevitables de medición.

La selección de una o más distancias "R" depende del criterio del Ingeniero, aunque es común y práctico medir, como mínimo, D0, D40, D50 y D100 a distancias de 0, 40, 50 y 100 cm. del eje de la carga.

Los espesores y características de las capas del pavimento no siempre se conocen, a menos que existan datos históricos de construcción y/o diseño o se perforen calicatas. Esto no influye en los valores de "L0" y "E0", siendo esta una característica importante del modelo de Hogg. El significado de los parámetros del modelo se discute a continuación.

3.9.1. Significado de L0

La longitud característica (L0) del pavimento es, por definición, un parámetro que refleja la rigidez relativa entre un pavimento y su sub rasante. Por tratarse de una relación de rigideces, el valor de L0 permite una rápida evaluación cualitativa del sistema pavimento-sub rasante.

En un extremo de la escala puede pensarse en un pavimento rígido (losa de concreto) sobre una sub rasante débil con un L0 del orden de los 80 cms. En el otro extremo se encuentra un pavimento compuesto de una capa granular sin revestimiento sobre una sub rasante fuerte y un L0 del orden de los 15 cms. No hay que olvidar que se trata de una relación de rigideces de manera que un valor bajo de L0 puede corresponder tanto al caso de un buen pavimento sobre una buena sub rasante como el caso de un mal pavimento sobre una débil sub rasante.

La determinación de L0 en el proceso de evaluación depende solamente del cociente $DR/D0$ y del valor R. Es decir que dos pavimentos cualesquiera con igual cociente $DR/D0$

a una misma distancia R dada, tienen el mismo L_0 aunque DR y D0 sean diferentes. Los valores específicos de D0 y DR influyen en el módulo E0 según se explica más adelante.

3.9.2. Significado de E0 y su relación con el CBR

El parámetro E0 representa el módulo de elasticidad de la masa de subsuelo que participa en la deformación del sistema pavimento-sub rasante. En la ecuación (1) puede verse que E0 es inversamente proporcional a D0 y a L_0 , es decir que E0 es menor cuanto mayor es la deflexión y la longitud característica del pavimento para una relación de rigideces S0/S dada, y viceversa. El primer paso corresponde a un pavimento que tiene una curva de deflexiones profunda y extensa y, en general, puede establecerse las relaciones cualitativas entre las características de la curva de deflexiones y el sistema, que se ilustran en la figura 3.15.

Cabe insistir que las de la figura 3.15 son relaciones comparativas generales que pretenden ayudar en la visualización del significado de E0 y el pavimento en relación con las características de la curva de deflexiones medida.

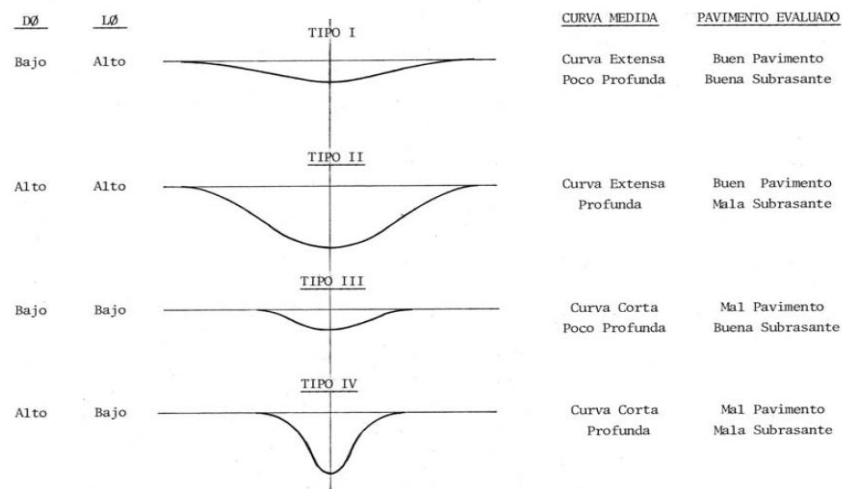


Figura 3.15 Tipos de curvas.

A pesar que el módulo E0 es un parámetro mecánico fundamental del subsuelo, se ha establecido, además, una relación entre este valor y el valor del CBR de la sub rasante, para

facilitar el diseño del refuerzo requerido o para chequear diseños usando métodos tradicionales. Esta relación ha sido establecida experimentalmente, comparando los valores de E_0 obtenidos de la metodología de evaluación estructural, usando deflexiones medidas con la Viga Benkelman y valores de CBR obtenidos en sitio.

Ecuación de correlación $D_0 \times R_{50}$ versus E_0

Para el desarrollo de la ecuación de correlación entre el producto $D_0 \times R_{50}$ y el módulo de la subrasante E_0 , se utilizaron datos obtenidos en ensayos reales de medición de cuencos de deflexiones para un rango amplio de suelos, empleando siempre la carga de un eje estándar de 80 kN, para los cuales se obtuvo el módulo elástico del substrato mediante la aplicación rigurosa del modelo de Hogg. Las corridas del programa de cómputo se realizaron considerando el Caso II de la metodología, es decir, para una profundidad del estrato rocoso igual a $h/10=10$ y un coeficiente de Poisson $\mu=0.40$.

La selección del Caso II para el análisis de los datos de deflexiones se realizó considerando que dicha condición ha sido ampliamente empleada en el Perú y con la que se ha obtenido resultados que siempre han podido ser correlacionados con las condiciones particulares de los suelos en el campo.

Además, es importante señalar que esta consideración concuerda con los resultados obtenidos en los últimos 15 años en el proyecto de investigación de largo alcance sobre performance de pavimentos que se lleva a cabo en EE.UU. desde 1987 (Long Term Pavement Performance) (4); de acuerdo a dicha experiencia, se ha encontrado que el Caso II del modelo de Hogg es el que proporciona resultados razonablemente estables para una amplia variedad de tipos de pavimentos y ubicaciones, habiéndose encontrado una alta correlación de estos con los módulos de subrasante determinados por retrocálculo con el programa MODCOMP4, el cual permite la caracterización elástica no-lineal de los suelos y materiales del pavimento.

La ecuación de correlación fue obtenida mediante el análisis de 2,135 pares de datos ($D_0 \times R_{50}$, E_0), en donde $D_0 \times R_{50}$ varía entre 324 y $6778 \times 10^{-1} \text{ cm} \times \text{cm}$, y E_0 varía entre 260

y 5236 kg/cm². Mediante un análisis de regresión se encontró que la tendencia exponencial demostraba mejor ajuste, encontrándose un coeficiente de determinación de $R^2=0.992$ para la siguiente expresión:

$$E_0 = 1091314.96 (D_0 \times R_{50})^{-0.939} \quad (\text{Ecuación 3.9}).$$

La Figura presenta la correlación gráfica establecida, en donde se observa la escasa dispersión que presentan los parámetros analizados, lo que demuestra una casi perfecta correlación que concuerda plenamente con los conceptos descubiertos por Leger y Autret.

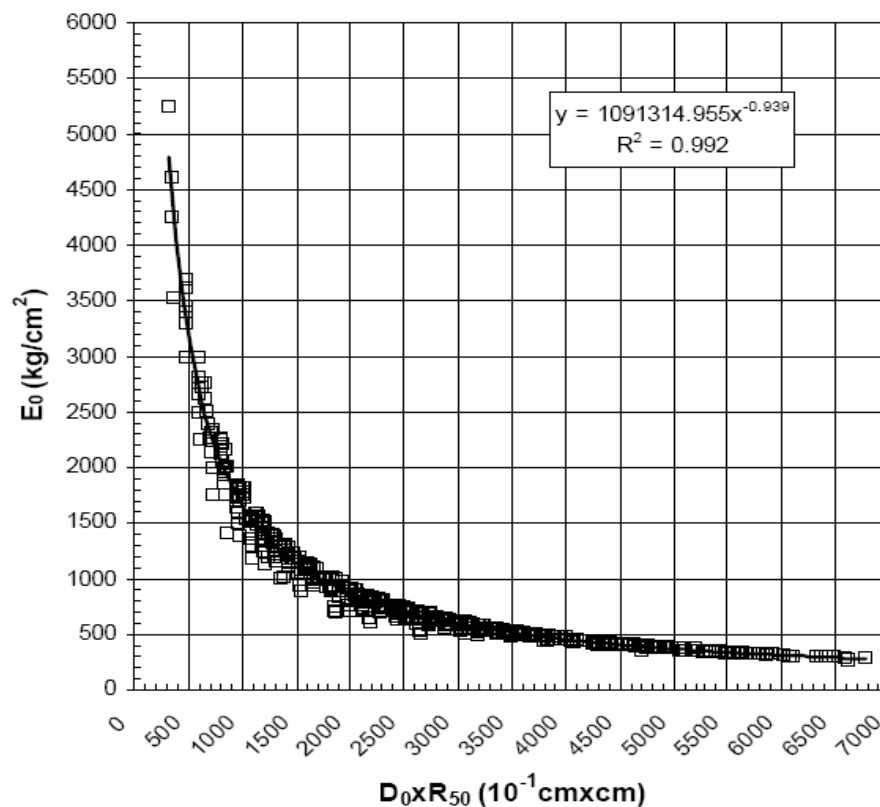


Figura 3.16 Relación $D_0 \times R_{50}$ versus E_0 .

3.9.3. Correlación E0 versus CBR

Para expresar la capacidad portante del suelo en términos del Valor de Soporte de California (CBR), se puede emplear la conocida correlación establecida por Heukelom (5), según la cual:

$$E_0 = k \text{ CBR} \quad (\text{Ecuación 3.10}).$$

Dónde:

E_0 = Módulo elástico o resiliente (kg/cm²).

k = Coeficiente de correlación ($k=100$ para suelos granulares gruesos; $k=110$ para suelos granulares finos; $k=130$ para suelos finos plásticos).

CBR = Valor de Soporte de California (%).

El uso de esta correlación está ampliamente difundido en el espectro tecnológico mundial, y en particular forma parte del procedimiento para la estimación del módulo resiliente en el método para el diseño estructural de pavimentos AASHTO versión 1993.

3.9.3.1 Determinación del módulo resiliente

Procedimiento de cálculo

Para la determinación del módulo de elasticidad o módulo resiliente del suelo de subrasante se deberán seguir los siguientes pasos:

- (1) De la curva de deflexión medida se selecciona el valor de la deflexión máxima D_0 y una deflexión adicional D_r correspondiente a la distancia radial R .
- (2) Se calcula la relación D_0/D_r .
- (3) Se calcula el valor del Factor de Longitud de Curva R_{50} , empleando la Ecuación 3.5, la relación D_0/D_r y los coeficientes de la Tabla 3.2.
- (4) Se calcula el producto $D_0 \times R_{50}$.
- (5) Se calcula el módulo resiliente mediante la Ecuación 3.9.

(6) Se calcula el CBR del suelo mediante la Ecuación 3.10.

Para facilidad de los cálculos se han elaborado tablas para determinar los valores de R_{50} en función a la relación D_0/D_r (Tabla 2 anexos) y los valores de E_0 en función al producto $D_0 \times R_{50}$ (Tabla 3 anexos). Una explicación detallada del procedimiento de cálculo y recomendaciones prácticas para su aplicación se hará conocer en el siguiente capítulo.

3.9.3.2. Validación de resultados

Para validar los resultados del método se ha efectuado el cálculo del módulo de elasticidad del suelo de sub rasante empleando tanto el método de Hogg, de acuerdo al procedimiento riguroso, así como el método de Hogg simplificado, para los mismos datos de deflexiones

Los resultados de una muestra seleccionada se presentan en la Figura 3.17, en donde se puede observar que los valores se encuentran ubicados prácticamente sobre la línea de la igualdad, lo cual indica que los resultados obtenidos por los dos métodos pueden considerarse estadísticamente similares, validándose de esa manera la metodología propuesta.

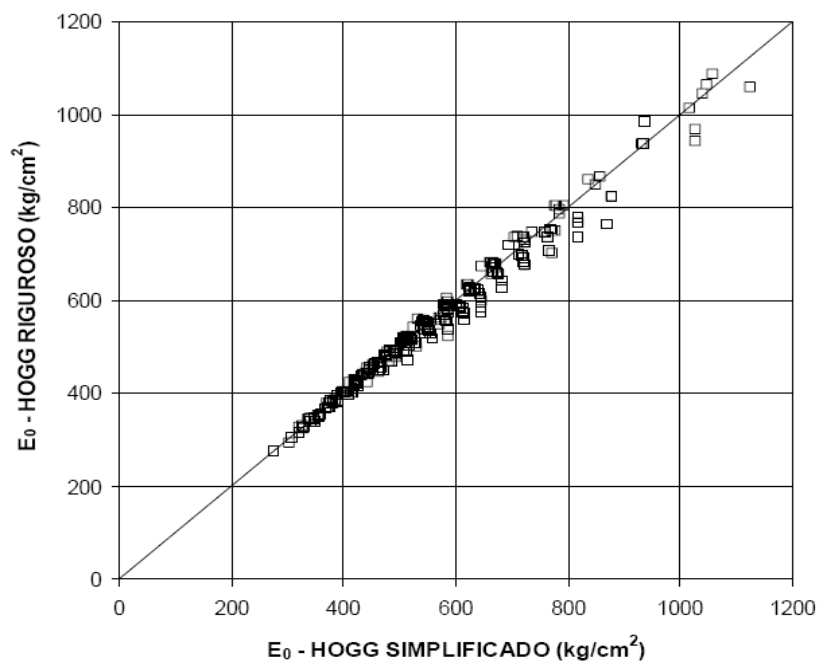


FIGURA 3.17 Validación del Método Hogg Simplificado.

No obstante la correlación desarrollada para el cálculo simplificado del módulo del suelo, como se ha visto, no depende del espesor de las capas superiores, los usuarios podrán efectuar las verificaciones que crean necesarias en obra para las condiciones propias de cada proyecto en particular, siguiendo el mismo procedimiento que se ha empleado en la investigación, usando para ello las ecuaciones 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7, asumiendo el Caso II del método de Hogg conforme fue explicado. Asimismo, siendo la intención para el desarrollo del método simplificado que sea empleado únicamente para fines de control rápido en obra, sus resultados siempre podrán ser corroborados mediante el análisis riguroso en gabinete.

3.9.4. Correlaciones entre Módulo Resiliente y CBR

Históricamente, la caracterización mecánica de los suelos con referencia al diseño estructural de los pavimentos, se ha efectuado a través del Valor Soporte Relativo CBR. Este valor, determinado a través de un ensayo de corte (punzonamiento) es de carácter empírico y no está vinculado a ninguna propiedad mecánica fundamental de los suelos y los materiales granulares.

Debido a la complejidad que tiene el ensayo de determinación de MR y a que no es fácil disponer del equipo, se crearon alternativas para incorporar de forma más fácil el MR a los métodos de diseño estructural de pavimentos a través de correlaciones empíricas con el CBR.

A partir de 1962, Seed y otros introducen el concepto de Módulo resiliente (M_r), definiéndolo como la relación entre el tensor desviador dinámico aplicado y la componente de la deformación específica resiliente o recuperable, bajo un pulso dinámico de carga. El valor del M_r , así propuesto, fue rápidamente aceptado por la comunidad vial en función de las muchas evidencias obtenidas sobre este tipo de comportamiento “pseudo elástico” a través de mediciones de la deflexión recuperable del pavimento con equipos como la regla Benkelman y/o el deflectómetro Lacroix, el cálculo de los módulos de deformación mediante procedimientos de retroajuste (backcalculation) y el comportamiento observado en pavimentos en servicio.

En la última década el valor del Módulo resiliente ha sido reconocido como una forma adecuada de caracterizar los materiales no ligados. No obstante, aún requiere un mejor

conocimiento sobre la forma más apropiada de llevar a cabo los ensayos de laboratorio, los modelos que representan esos resultados experimentales y la implementación de los mismos dentro de las rutinas de cálculo en los programas computacionales de dimensionamiento de pavimentos.

$M_r = 10 \text{ CBR} \quad (\text{MPa})$	Método de diseño SHELL (de Heukelomp and Foster – 1960) (5).
$M_r = 38 \text{ CBR}^{0.711} \quad (\text{MPa})$	U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (de Green and Hall – 1975) (4)
$M_r = 21 \text{ CBR}^{0.65} \quad (\text{MPa})$	South African Council on Scientific and Industrial Research (CSIR) (6)
$M_r = 18 \text{ CBR}^{0.64} \quad (\text{MPa})$	Transport and Road Research Laboratory (TRRL) (de Lister – 1987)(6)
$M_r = B \cdot \text{CBR} \quad (\text{MPa})$ $5.25 < B < 21$ y $B = 10.5$ para $\text{CBR} < 10$	AASHTO Design Guide (7)
Para suelos cohesivos $M_r = 200 \cdot \text{DN}^{-0.5} \quad (\text{MPa})$ Para materiales granulares $M_r = 400 \cdot \text{DN}^{-0.5} \quad (\text{MPa})$	IMAE (8)

Tabla 3.3 Otros métodos mecánico-empíricos.

Donde:

M_r : Módulo resiliente.

CBR: Valor soporte relativo.

DN: Índice de Penetración del Penetrómetro dinámico de Cono (DCP) en mm/golpe.

3.9.5. Esfuerzo y comportamiento de una estructura de pavimento frente a las cargas

Las estructuras de los pavimentos para calles, carreteras y autopistas están sometidas a cargas repetitivas impuestas por los vehículos. Este tipo de cargas son dinámicas de corta duración, que llevan a la fatiga a la estructura del pavimento en un período de tiempo, el cual también depende de las propiedades geomecánicas y dinámicas de los materiales, además del proceso constructivo adelantado.

La transmisión de las cargas está en función de la presión de inflado de las llantas de los vehículos, las cuales oscilan de 0,2 MPa a 0,7 MPa. En la figura 1 se presenta un esquema sobre dicha transferencia de las cargas.

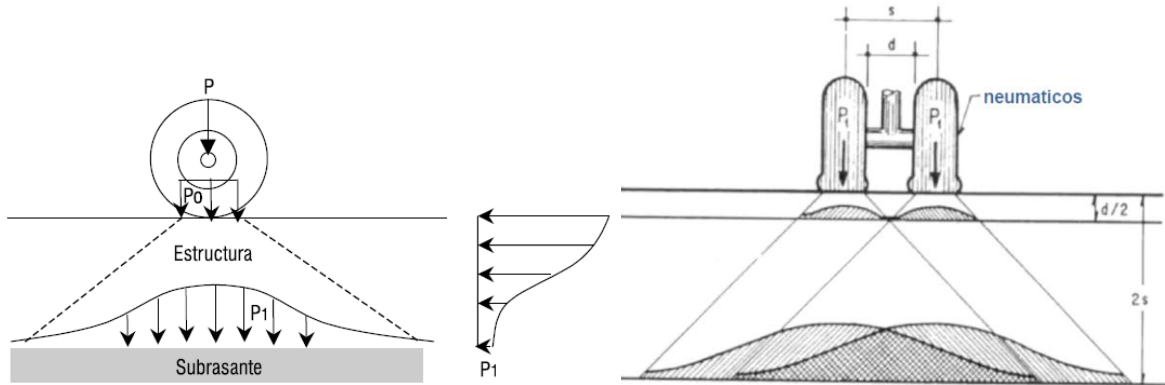


FIGURA 3.18 Esquema de transmisión de cargas.

La deflexión de una estructura de pavimento asfáltico es el desplazamiento vertical de la superficie del pavimento en respuesta a la aplicación de una carga externa. Cuando esta carga se aplica sobre la superficie, todas las capas se deflecan, desarrollándose esfuerzos y deformaciones en cada capa, como se observa en la figura 3.19.

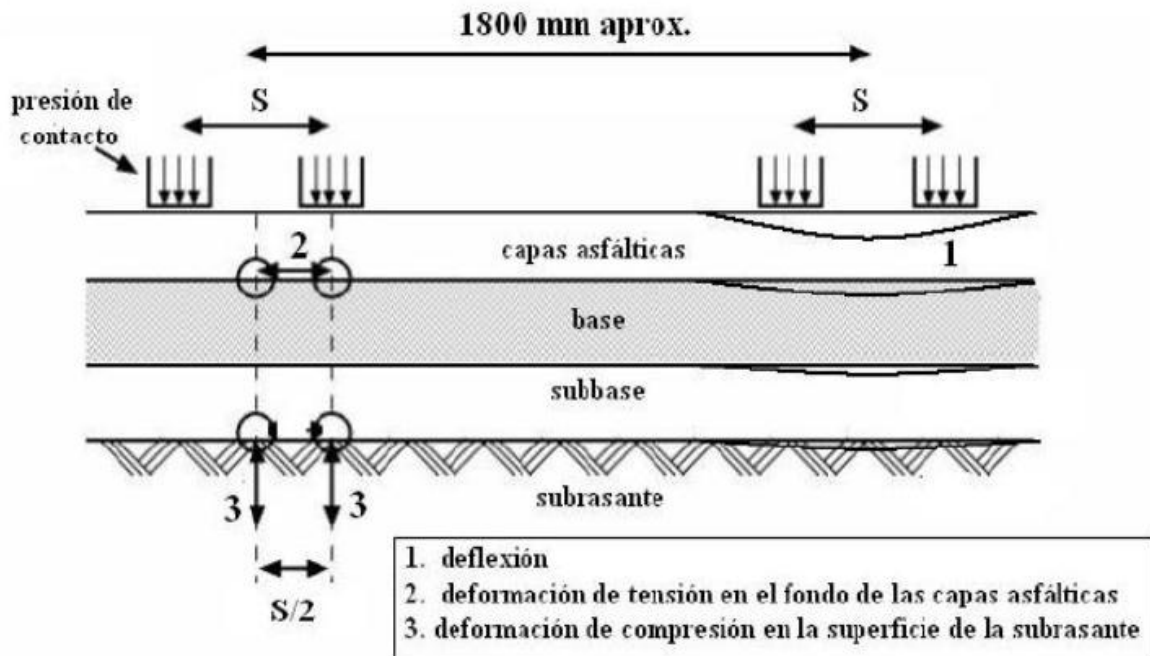


FIGURA 3.19 Deformación y deflexión producida por cargas móviles.

La forma y dimensión del cuenco de deflexiones, cubre importante información acerca de las características estructurales del pavimento y su subrasante. Las de-flexiones medidas hacia el extremo del cuenco reflejan la condición de la subrasante, mientras que la medida en el centro de aplicación de carga refleja la condición de la capa superficial.

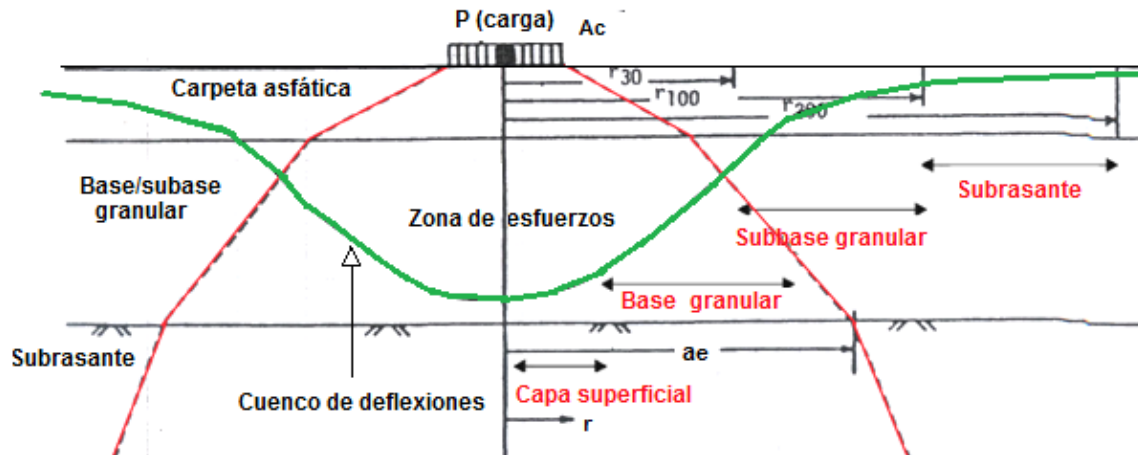


FIGURA 3.20 Esquema del bulbo de presiones y cuenco de deflexiones.

En la figura 3.21 se observa la evaluación del pavimento de acuerdo a la extensión (L_0) y profundidad máxima (D_0) del cuenco.

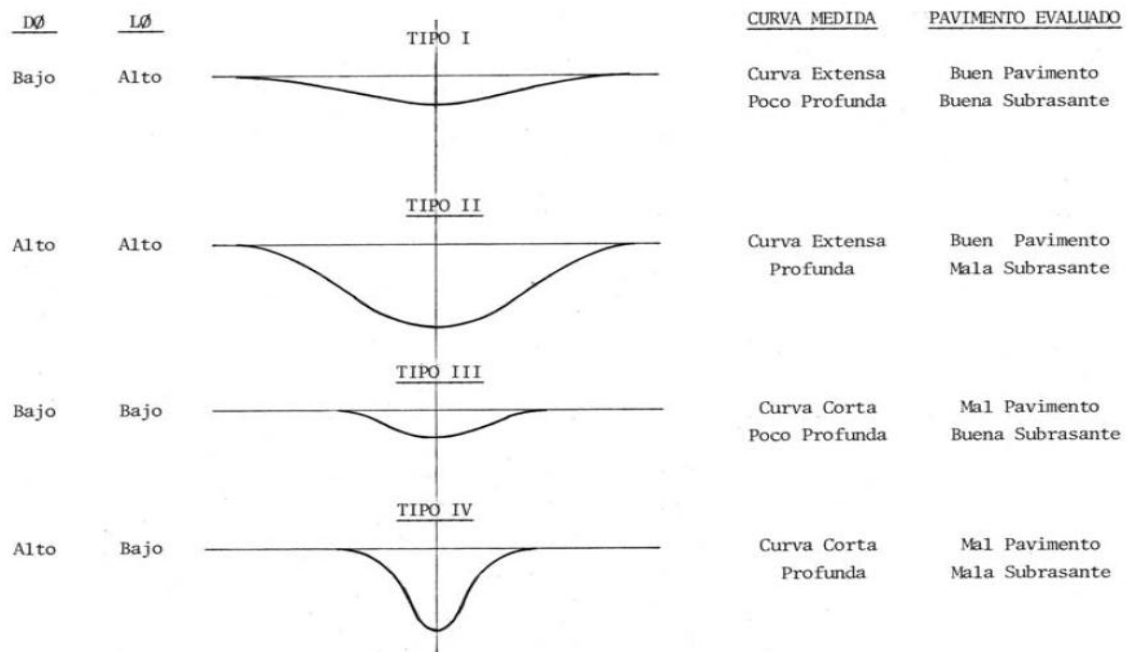


FIGURA 3.21 Características del cuenco de deflexión.

1. CONCLUSIONES

Las conclusiones generales presentadas a continuación fueron realizadas tras haber finalizado satisfactoriamente este trabajo, el cual está basado en la “EVALUACIÓN DEL VALOR SOPORTE DE CAPAS GRANULARES A PARTIR DE LA DEFLECTOMETRÍA” y la ayuda del módulo resiliente mediante los MÉTODOS “HOGG” y “HOGG SIMPLIFICADO”.

- Se concluye que la práctica de deflectometría es sencilla y rápida, de esta práctica se observó que las deflexiones máximas están entre 0,14 a 0,58 mm. Para la realización de la práctica se deben considerar algunos factores como ser la humedad y el viento por lo tanto el resultado final de la obtención de los módulos de elasticidad será la consecuencia de una buena medición de deflexiones en las capas correspondientes y la adecuada calibración del equipo.
- El procedimiento propuesto constituye en sí en una simplificación del método basado en el modelo de Hogg, en donde los parámetros para el cálculo del módulo de elasticidad (ecuaciones 3.4, 3.6 y 3.7), se han reemplazado por una ecuación empírica sencilla que puede resolverse con una calculadora de bolsillo, esta ecuación está establecida del producto de la deflexión máxima (D0) y el factor de longitud de curva (R50).

$$E_o = 1091314.96 (D0 \cdot R50)^{-0.992}$$

- Al estudiar y comparar el módulo de elasticidad entre ambos métodos Hogg Simplificado y Hogg se observa que los resultados son casi similares por lo cual se deduce que los valores se encuentran ubicados cercanamente a la línea de igualdad

por lo tanto se concluye que el método de HOGG SIMPLIFICADO es viable para el cálculo del módulo resiliente, que se realizó en los ensayos correspondientes.

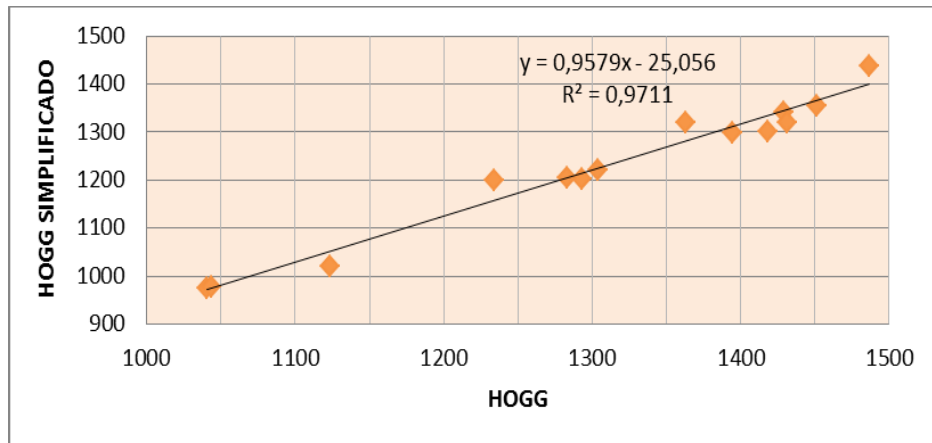


Figura 5.1. Validación de resultados

- Queda demostrado que el método HOGG SIMPLIFICADO es un método eficiente, preciso y de simple determinación del módulo de elasticidad o módulo resiliente del suelo de sub rasante de una estructura vial. Este método simplificado facilitará en la práctica la rápida verificación, para condiciones reales de campo. Cabe mencionar que para el cálculo del módulo resiliente en la doble vía La Paz-Oruro se está utilizando el método de HOGG SIMPLIFICADO.
- Se cumplieron las especificaciones técnicas de deflectometría, el Coeficiente de Variación de los valores de Deflexión Máxima no deberá ser mayor de **30%** (varía entre 10,52 a 15.37 %), el módulo de elasticidad promedio deberá ser mayor o igual a **900 Kg/cm²** (esta entre 1188,51 a 2658,08 Kg/cm²). Se ha observado que el módulo resiliente no es una propiedad constante sino que depende de muchos factores: compactación, presión de inflado, carga por eje, velocidad, nivel de tránsito diario como también de los materiales que constituyen las capas del pavimento, que son los especificados en las normas, ya que de ellas depende la obtención del módulo de resiliencia.

TABLA 5.1
MÓDULO RESILIENTE POR EL MÉTODO DE HOGG SIMPLIFICADO
TRAMO: LA PAZ - ORURO

Progresiva (km)	Eo Kg/cm2 total	Progresiva (km)	Eo Kg/cm2 total	Progresiva (km)	Eo Kg/cm2 total
34+180	975,78	39+880	2520,09	44+640	2602,77
34+220	977,20	39+900	3366,79	44+660	2430,47
34+260	1021,39	39+920	2622,45	44+680	3239,45
34+300	1437,43	39+940	2251,90	44+700	2247,38
34+340	1300,85	39+960	2350,94	44+720	2501,12
34+380	1203,06	39+980	2564,44	44+740	2879,79
34+420	1340,54	40+000	2436,44	44+760	2158,59
34+460	1320,76	40+020	2718,48	44+780	2162,70
34+500	1205,10	40+040	3144,37	44+800	2198,55
34+540	1297,28	40+060	3692,16	44+820	2073,18
34+580	1221,60	40+080	2410,93	44+840	2119,81
34+620	1355,11	40+100	2515,37	44+860	1928,00
34+660	1319,23	40+120	2597,07	44+880	1810,61
34+700	1199,53	40+140	2537,98	44+900	2435,88
		40+160	2324,30	44+920	2403,01
		40+180	2475,64	44+940	2118,01

Media Eo=	1226,78	Media Eo=	2658,08	Media Eo=	2331,83
Desv. Est.=	144,35	Desv. Est.=	399,46	Desv. Est.=	358,47
Coef. De Var.=	11,77	Coef. De Var.=	15,03	Coef. De Var.=	15,37

TABLA 5.2
MÓDULO RESILIENTE POR EL MÉTODO DE HOGG SIMPLIFICADO
TRAMO: LA PAZ - ORURO

Progresiva (km)	Eo Kg/cm2 total	Progresiva (km)	Eo Kg/cm2 total	Progresiva (km)	Eo Kg/cm2 total
54+980	1222,66	56+800	1055,20	58+820	1258,20
55+020	1286,11	56+820	936,31	58+860	1104,39
55+060	1261,66	56+840	1104,31	58+900	1530,99
55+100	1267,59	56+860	1219,76	58+940	1436,01
55+140	1155,42	56+880	1478,24	58+980	1018,72
55+180	1239,20	56+900	1289,32	59+020	1291,95
55+220	1185,76	56+920	1331,01	59+060	1375,83
55+260	1129,72	56+940	1450,10	59+100	1227,13
55+300	1140,56	56+960	1204,49	59+140	1432,98
55+340	1214,13	56+980	1508,55	59+180	1373,96
55+380	1395,98	57+000	1365,04	59+220	1394,40
55+420	1233,23	57+020	1238,28	59+260	1244,53
55+460	926,91	57+040	1097,43	59+300	1221,34
55+500	1374,07	57+060	1449,81	59+320	1294,97
55+540	999,65	57+080	1225,82		
55+580	983,43	57+100	1098,84		

Media Eo=	1188,51	Media Eo=	1253,28	Media Eo=	1300,39
Desv. Est.=	131,15	Desv. Est.=	168,82	Desv. Est.=	136,85
Coef. De Var.=	11,04	Coef. De Var.=	13,47	Coef. De Var.=	10,52

- Para la aplicación del método en la práctica, bastará con medir con la viga Benkelman y empleando la carga de un eje estándar, la deflexión máxima (D0) y una deflexión adicional (DR), a una distancia radial (R), con los que se podrá calcular en forma rápida el módulo de elasticidad o el CBR del suelo de sub rasante los CBR se encuentra entre 9,27 a 36.92 %, y se calcularon con la siguiente ecuación

$$E_0 = k \text{ CBR}$$

Donde:

E_0 = Módulo elástico o resiliente (kg/cm²)

k = Coeficiente de correlación (k=100 para suelos granulares gruesos; k=110 para suelos granulares finos; k=130 para suelos finos plásticos).

CBR = Valor de Soporte de California (%).

Las planillas de cálculo se adjuntan en anexos (página 235).

TABLA 5.3
CBR POR EL MÉTODO DE HOGG SIMPLIFICADO
TRAMO: LA PAZ - ORURO

Progresiva (km)	CBR total	Progresiva (km)	CBR total	Progresiva (km)	CBR total
34+180	9,76	39+880	25,20	44+640	26,03
34+220	9,77	39+900	33,67	44+660	24,30
34+260	10,21	39+920	26,22	44+680	32,39
34+300	14,37	39+940	22,52	44+700	22,47
34+340	13,01	39+960	23,51	44+720	25,01
34+380	12,03	39+980	25,64	44+740	28,80
34+420	13,41	40+000	24,36	44+760	21,59
34+460	13,21	40+020	27,18	44+780	21,63
34+500	12,05	40+040	31,44	44+800	21,99
34+540	12,97	40+060	36,92	44+820	20,73
34+580	12,22	40+080	24,11	44+840	21,20
34+620	13,55	40+100	25,15	44+860	19,28
34+660	13,19	40+120	25,97	44+880	18,11
34+700	12,00	40+140	25,38	44+900	24,36
		40+160	23,24	44+920	24,03
		40+180	24,76	44+940	21,18

TABLA 5.4
CBR POR EL MÉTODO DE HOGG SIMPLIFICADO
TRAMO: LA PAZ - ORURO

Progresiva	CBR	Progresiva	CBR	Progresiva	CBR
(km)	total	(km)	total	(km)	total
54+980	12,23	56+800	10,55	58+820	12,58
55+020	12,86	56+820	9,36	58+860	11,04
55+060	12,62	56+840	11,04	58+900	15,31
55+100	12,68	56+860	12,20	58+940	14,36
55+140	11,55	56+880	14,78	58+980	10,19
55+180	12,39	56+900	12,89	59+020	12,92
55+220	11,86	56+920	13,31	59+060	13,76
55+260	11,30	56+940	14,50	59+100	12,27
55+300	11,41	56+960	12,04	59+140	14,33
55+340	12,14	56+980	15,09	59+180	13,74
55+380	13,96	57+000	13,65	59+220	13,94
55+420	12,33	57+020	12,38	59+260	12,45
55+460	9,27	57+040	10,97	59+300	12,21
55+500	13,74	57+060	14,50	59+320	12,95
55+540	10,00	57+080	12,26		
55+580	9,83	57+100	10,99		

Por último se concluye que las capas granulares analizadas con el ensayo de DEFLECTOMETRÍA MADIANTE LA VIGA BENKELMAN tanto analógica como la digital están dentro de los parámetro de calidad, para seguir ejecutando las capas posteriores hasta llegar a la capa de rodadura, donde también se realizaran los ensayos de Deflectometria para darle la certificación al tramo que está siendo construido en este momento.

2. RECOMENDACIONES

De los métodos analizados anteriormente tanto Hogg Simplificado como Hogg se observó que existe pequeña variación en los resultados. También se apreció variación de lecturas en las deformaciones a la derecha e izquierda en un mismo punto, esta variación puede deberse a diferentes factores, para los cuales deben tomarse precauciones en el manejo y uso de la viga Benkelman. En cuanto a las recomendaciones son generalmente de campo en la realización del ensayo de la viga ya que este aparato es muy sensible al movimiento.

El operador de la viga debe tener mucha experiencia en el uso y manejo de ésta, como así también tiene que estar atento a las lecturas de deflectometría ya que a veces el camión avanza rápido y no da tiempo a leer la deflexión en el dial de la viga a distancias cortas principalmente cuando hay 10 cm de separación de lectura a lectura por lo cual el conductor del camión debe ser una persona experimentada.

La viga Benkelman debe ser usada en terrenos planos y lisos donde exista un buen apoyo para así lograr lecturas satisfactorias, no se logran lecturas satisfactorias cuando la viga está situada en cambios de dirección como ser curvas verticales, ni cuando hay grandes velocidades de viento o existen morros, baches o existe mucha humedad en la superficie de la carretera. Otra consideración que se debe tomar en cuenta es de tener la viga Benkelman perpendicular al eje trasero de camión y paralela a las ruedas en forma recta y no así inclinado hacia la derecha o izquierda.

Se deberá repetir el ensayo de deflectometría dado el caso que otro vehículo que no sea el empleado en el ensayo transite por el lugar en el que se está realizando la práctica por lo cual se debe esperar que el vehículo se aleje lo suficiente para así obtener lecturas más reales. En mi caso tuve la suerte de que como es un tramo nuevo en construcción, estaba cerrado al público y sólo entraba personal calificado y con órdenes para realizar cualquier tipo de ensayo en la carretera.

Otra recomendación importante que se debe tomar en cuenta para obtener resultados más exactos y coherentes es que el ensayo de deflectometría debe realizarse un día después de hacer los trabajos de compactación de la sub rasante, se sabe que luego de compactar la sub rasante se hacen ensayos de laboratorio para verificar el VALOR DE SOPORTE O CBR, este CBR se lo puede comparar con el obtenido por el método de Hogg Simplificado, para luego hacer una comparación y obtener resultados más precisos y satisfactorios.

También se puede mencionar que las prácticas se deben suspender en caso de que se produzca lluvias intensas tampoco es aconsejable realizar los ensayos de deflectometría después de ésta porque la humedad presente en el suelo produce grandes deformaciones. También se pueden suspender las prácticas en caso de vientos por esta razón las prácticas de deflectometría se las realizaban en las mañanas.