



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE

ESCUELA DE INGENIERÍA

**METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN IN-SITU DE LA
CAPACIDAD DE SOPORTE DE BASES Y SUBBASES
GRANULARES DE PAVIMENTOS FLEXIBLES CON
EL DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO LIVIANO**

ALELÍ OSORIO LIRD

Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:

Guillermo Thenoux Zeballos

Santiago de Chile, julio 2008

A mi familia, por el apoyo incondicional que me brindan siempre.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación no hubiese sido posible sin la colaboración de todas las personas que me apoyaron y ayudaron durante su desarrollo.

En primer lugar, quiero dar un agradecimiento muy especial a Felipe Halles, quien me motivo a iniciar con este tema de investigación, brindándome colaboración y apoyo constante en el transcurso de este estudio y también en el desarrollo de todo el magister.

Agradezco también al profesor Guillermo Thenoux Zeballos por haberme brindado su confianza y apoyo para iniciar y desarrollar el proyecto de magister.

Estoy eternamente agradecida con la Agencia de Cooperación Internacional del Gobierno de Chile, por el apoyo económico brindado para la realización de este magister. Y a sus miembros, especialmente a Sonia y Paulina, por la buena disponibilidad en el trato con los becados AGCI.

Además, doy las gracias a los profesores Gabriel García y Mauricio López, por haber aceptado integrar la comisión de defensa de esta tesis y haberse tomado su tiempo para aportar con sus conocimientos a esta investigación.

Quiero agradecer especialmente a Francisco, por apoyarme y contenerme, haciéndome siempre la vida más fácil y agradable durante toda la investigación y el magister.

Finalmente, agradezco el gran apoyo moral brindado por todos mis amigos chilenos a lo largo de este proyecto, mencionando especialmente a mis amigos del magister y del Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción.

RESUMEN

Los métodos actuales de diseño estructural de pavimentos flexibles, incluida la nueva Guía de Diseño AASHTO 2008, utilizan como indicador de la capacidad estructural de las capas granulares el Módulo Resiliente (MR) de las mismas. Sin embargo, durante la construcción del pavimento, los materiales granulares se especifican según el valor de CBR (California Bearing Ratio) y se controlan en terreno según los valores de densidad alcanzados. Es por esta razón que es necesario incorporar en el proceso de control de calidad, un método de control de la capacidad estructural real de las capas granulares, que refleje si se cumplen o no las hipótesis de diseño.

El Deflectómetro de Impacto Liviano (Light Weight Deflectometer – LWD) es un equipo que permite evaluar en terreno el MR de las capas granulares y subrasante de un pavimento. Diversos estudios afirman que este equipo puede ser usado confiablemente para evaluar la capacidad estructural de estas capas, sin embargo a la fecha aún se tiene información limitada sobre su eficacia.

El presente estudio se enfocó en analizar las variables más importantes requeridas para definir la utilización del LWD como herramienta de control en terreno.

Se determinó que la repetibilidad del equipo es alta. Por otro lado, al comparar las mediciones de las distintas configuraciones del LWD, se encontró que la variabilidad obtenida al realizar las mediciones con un mismo plato a distintas presiones es baja. Además, los módulos que entrega el equipo muestran una tendencia de similitud alta con los valores módulos compuestos calculados por el método Shell, en capas granulares de espesores entre 25 y 30 cm.

A partir de estos resultados, se propone una metodología de evaluación in-situ el M_R de las capas granulares de un pavimento a través de un procedimiento experimental que deberá realizarse para cada proyecto en particular.

ABSTRACT

Current structural design methods for flexible pavements use the resilient modulus (RM) as the main parameter to define the structural capacity of granular layers. However, during construction, granular materials are specified by their California Bearing Ratio (CBR) value and they are controlled in field using the density. Based on the foregoing the need arises to include in quality control process some method to evaluate the real resilient modulus of granular layers in order to check the design assumption used it.

The Light Falling Weight Deflectometer (LWD) is an equipment capable of measuring the RM of granular layers on-site. Several studies claim that this equipment can be used reliably to assess the structural capacity of granular layers, however up to date still has limited information on their effectiveness.

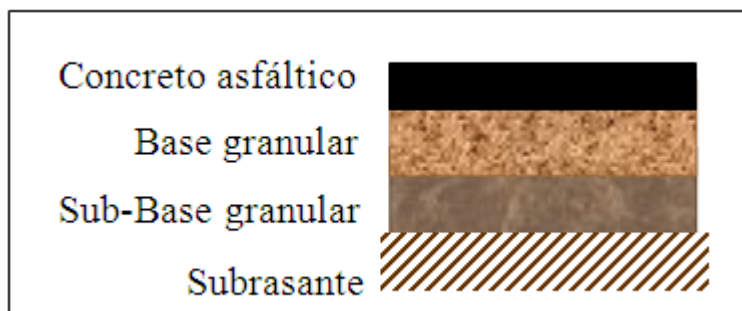
This study analyze the main variables required it to use the LWD as on-site RM measurement tool. As a result of this study, it is possible to say that LWD has a very good repeatability. Also it was found that RM results are strongly dependant with setup of the equipment and the RM values obtained with different contact area but with same contact pressure have not a very good repeatability. By the other hand, RM values obtained with LWD show same trend that Shell method for granular layer with thicknesses between 25 to 30 cm. Based on the results of this study, this document proposes an In-Situ tool to measure RM of granular layers.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes Generales

Se define como pavimento al conjunto de elementos estructurales de un camino (u otras superficies como las pistas de aterrizaje de los aeropuertos); es decir, son todas las capas que lo conforman (Haas, R et al., 1993). Si hablamos de un pavimento flexible, el paquete estructural está compuesto comúnmente por una carpeta de rodado de concreto asfáltico, una base y una subbase granular, como se muestra en la Figura 1.1.

Figura 1.1. Paquete estructural típico de pavimento flexible



Estas capas intermedias (base y subbase) también pueden ser de materiales estabilizados pero en esta investigación se analizan capas intermedias de materiales granulares.

El principal objetivo de un pavimento es servir al tránsito en forma segura y eficiente. Para lograr dicho cometido éste debe cumplir tres funciones básicas:

Resistir esfuerzos estructurales de cargas dinámicas o cargas estáticas.

Reducir costos de operación de vehículos

Proteger la subrasante del clima (erosión, agua y heladas) y asegurar "transitabilidad" para todas las estaciones del año.

El principal aporte de las capas granulares de un pavimento flexible es su capacidad estructural.

El parámetro que describe de mejor forma la capacidad estructural de estos materiales es el módulo resiliente (MR) (Angelone et al, 2000), que corresponde al módulo elástico medido luego de la aplicación de cargas cíclicas, estado en el cual los materiales granulares tienen un comportamiento elástico o resiliente.

En el valor de MR obtenido en laboratorio influyen diversos parámetros como: granulometría, angularidad de los áridos, densidad, presión de confinamiento, humedad y tensión aplicada. En terreno, este módulo es influenciado, además de los parámetros antes indicados, por el módulo de la capa subyacente, que afecta su valor en mayor o menor grado según el espesor de la capa granular. Por tanto, el módulo en terreno queda con un valor diferente al módulo que se obtiene en laboratorio, al cual se le denomina módulo resiliente compuesto (MR_C).

Con respecto al valor de la capacidad estructural de las capas granulares, existe una problemática general de inconsistencia en el uso de parámetros entre las etapas de: diseño, especificación y construcción de las mismas.

Los métodos actuales de diseño estructural de pavimentos, incluida la nueva Guía AASHTO 2008, utilizan como parámetro de capacidad estructural de las capas granulares, su MR_C . Sin embargo, los materiales de estas capas se especifican para la construcción con el valor de CBR (California Bearing Ratio), granulometría y densidad (MOP, 2003). Y por otro lado, el control in-situ de las capas granulares se realiza tomando valores de densidad.

La utilización del valor de CBR como capacidad estructural en la especificación técnica se debe a que la realización de este ensayo es mucho más simple y económica que la del ensayo del módulo resiliente. Por este motivo existen diversas correlaciones entre CBR y MR, pero cada una de ellas fue determinada para escenarios puntuales y no pueden ser aplicadas para todos los casos. Además, el CBR es un valor empírico que se puede interpretar como una medida relativa de resistencia al corte bajo condiciones muy particulares de carga, pero no representa el comportamiento real de las capas granulares.

El procedimiento de control in-situ se basa en el hecho de que como estas capas son construidas con materiales especificados, tendrían el CBR esperado si es que cumple con el mínimo de densidad exigido, que es el 95% de la Densidad Máxima Compactada Seca (DMCS) (MOP, 2003). También como control en la construcción, se pueden retirar muestras del material granular para realizar ensayos de CBR en laboratorio pero estos ensayos sirven para corroborar que el material utilizado sea el mismo que se especificó no para evaluar cuál es el módulo resiliente compuesto de la capa granular.

Por tanto, existe la necesidad de evaluar in-situ el módulo resiliente compuesto de las capas granulares para comprobar el cumplimiento de la hipótesis de diseño estructural.

Por otro lado, tenemos la Deflectometría de Impacto, que es una tecnología que permite evaluar el módulo resiliente in-situ de un pavimento y de las capas que lo componen. Esta información se obtiene aplicando una carga dinámica a la capa a evaluar y registrando su deformación a través de sensores. Con la deformación, utilizando la metodología de retrocálculo, el equipo entrega los valores de MR.

Un deflectómetro que fue diseñado para realizar mediciones de módulo resiliente in-situ de suelos y materiales de las capas intermedias de los pavimentos es el Deflectómetro de Impacto Liviano (Light Weight Deflectometer – LWD).

Al utilizar el LWD se pueden utilizar diferentes configuraciones de plato de carga y presión aplicada ya que tiene opciones de platos de carga (10, 20 y 30 cm), tres diferentes cargas (10, 15 o 20 Kg) y altura de caída variable hasta 85 cm.

Si bien este equipo ha sido validado para ser utilizado con un alto grado de confiabilidad para evaluar la capacidad estructural de las capas granulares del pavimento (Nazza, 2003), a la fecha no se ha estudiado la influencia de utilizar las distintas configuraciones que ofrece el equipo para el cálculo de los valores de MRC, como tampoco se ha definido una metodología específica de evaluación para cada caso particular.

Por tanto, también existe la necesidad de definir una metodología de evaluación in-situ de módulo resiliente de capas granulares con el LWD donde se establezca la configuración adecuada a utilizar en cada caso en particular.

Si se establece esta metodología y se la incluye en los métodos de control de construcción, se podría resolver la problemática general mencionada anteriormente, ya que se cerraría el círculo entre las etapas de diseño, especificación y construcción (Figura 1.2).

Figura 1.2. LWD en el ciclo de las etapas de diseño, especificación técnica y construcción
(Fuente: Elab. propia)



1.2 Hipótesis

Las hipótesis planteadas para el desarrollo de esta investigación son las siguientes:

Es posible establecer una metodología para evaluar el módulo resiliente de las capas granulares con el LWD.

Es posible definir una configuración del LWD que permita evaluar el módulo resiliente de las capas granulares.

El módulo resiliente que entrega el LWD refleja el módulo compuesto de las capas granulares in-situ.

1.3 Objetivos

Proponer una metodología para el uso del Deflectómetro de Impacto Liviano en la evaluación in-situ de la capacidad de soporte de capas granulares de pavimentos flexibles.

Para ello se requiere cumplir con los siguientes objetivos específicos:

Proponer una metodología para evaluar el módulo resiliente de las capas granulares con el LWD.

Definir una configuración del LWD que permita evaluar el módulo resiliente de las capas granulares.

Comparar los módulos resilientes del LWD con valores teóricos de módulos compuestos de capas granulares.

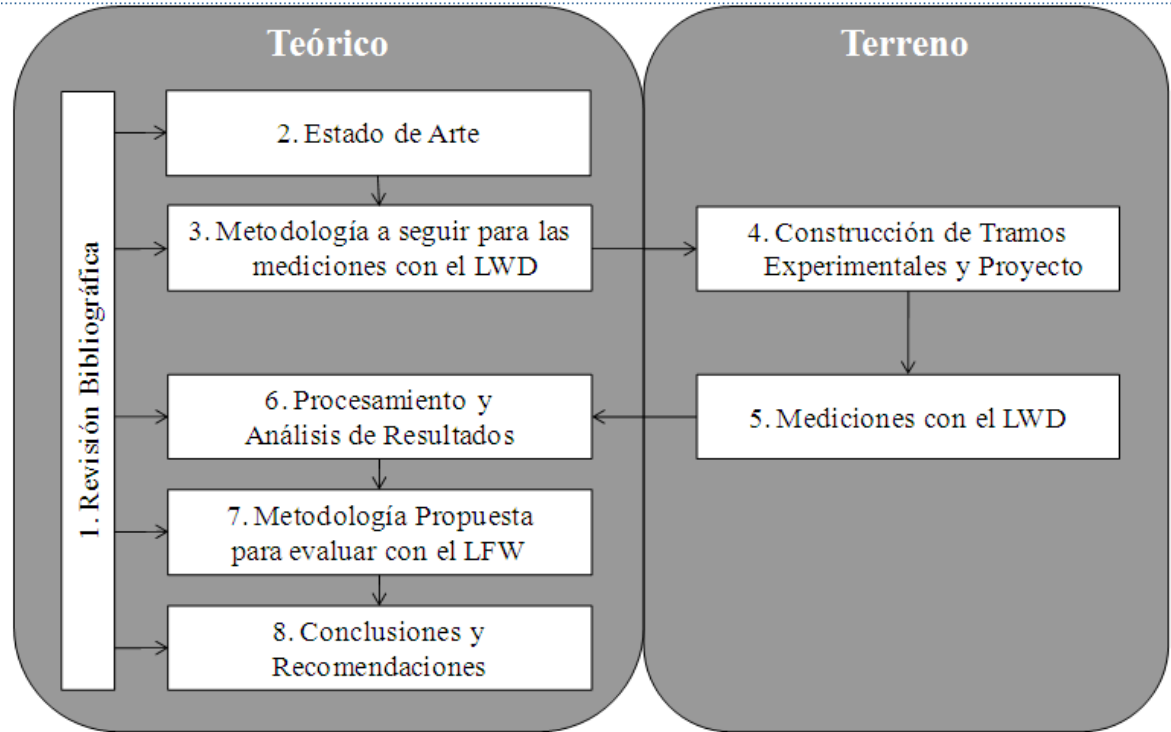
1.4 Alcance de la Investigación

Los resultados obtenidos a través de la investigación podrán ser usados como una guía general para la evaluación de materiales granulares con el Deflectómetro de Impacto Liviano. Sin embargo, para cada proyecto en particular donde se utilice el LWD se deberá llevar a cabo la metodología de evaluación que parte del desarrollo de esta tesis.

1.5 Metodología de la Investigación

La metodología de la investigación sigue el esquema de la Figura 1.3.

Figura 1.3. Metodología de la Investigación (Fuente: Elab. Propia)



Estas etapas se describen brevemente a continuación:

Etapas 1 y 2: Revisión Bibliográfica y Estado del Arte

La investigación comenzó con una revisión bibliográfica sobre el módulo resiliente de los materiales granulares y el estado del arte del Deflectómetro de Impacto Liviano (LWD).

En la revisión sobre el módulo resiliente de los materiales granulares se analizó el mismo y los factores que influyen en él. Además, se revisó que parámetros se utilizan en los métodos de diseño, control y especificaciones de las capas granulares.

Al estudiar el LWD se revisaron todas las características del equipo como todo el estudio que existe con respecto a todas las variables de equipo que influyen en las mediciones de módulo de los materiales.

Además, esta etapa se extendió a lo largo de toda la investigación, revisándose con mayor énfasis en las etapas de Procesamiento y Análisis de Resultados.

Etapas 3: Metodología a seguir para realizar las mediciones con el LWD

En esta etapa se analizaron las variables del equipo para definir la configuración de los materiales que se evaluaron. Se hizo especial hincapié en el análisis de las tensiones que afectan a las capas granulares y a la subrasante de pavimentos flexibles.

Etapas 4: Construcción de tramos experimentales y proyecto

Una parte de la metodología desarrollada en terreno fue la construcción de los tramos experimentales y el proyecto, que se realizaron en esta etapa.

Etapa 5: Mediciones con el LWD

En esta etapa se llevaron a cabo todas las mediciones con el LWD. Las mismas se ejecutaron en experimentos realizados especialmente para esta investigación como también en proyectos que se encontraban en ejecución. Los materiales evaluados fueron base y subbase granular, subrasante y subbase estabilizada con asfalto espumado.}

Etapa 6: Procesamiento y Análisis de Resultados

Una vez procesados los valores obtenidos en las mediciones con el LWD se analizaron los resultados en un orden tal como para facilitar la verificación de las hipótesis de esta investigación. Además, se realizó un análisis teórico para complementar los resultados de las mediciones in-situ con el LWD.

Etapa 7: Metodología de Evaluación con el LWD

En esta etapa se generó una metodología de evaluación con el LWD de acuerdo a los resultados obtenidos en la etapa anterior, que se compone, además del análisis de las mediciones con el LWD, de un análisis teórico del comportamiento de los materiales que deberá realizarse para cada proyecto en particular.

Etapa 8: Conclusiones y Recomendaciones

Una vez finalizadas todas las etapas de la investigación se entregan las principales conclusiones obtenidas durante su desarrollo y las recomendaciones principales para utilizar el LWD como herramienta de evaluación in-situ de capacidad de soporte de los materiales.

1.6 Resultados esperados

El principal resultado esperado de esta investigación fue obtener una metodología de evaluación de la capacidad de soporte de bases y sub-bases granulares de pavimentos flexibles con el LWD.

1.7 Organización de la Tesis

La presente tesis se organizó siguiendo el mismo esquema de las etapas de la metodología de la investigación, contando con siete Capítulos.

En los capítulos primero y segundo se presenta el estado del arte de los materiales granulares y el Deflectómetro de Impacto Liviano, respectivamente.

En el tercer capítulo se muestra las consideraciones que se tuvieron en cuenta al realizar las mediciones.

Las mediciones realizadas y sus resultados se presentan en el cuarto capítulo y en el quinto se expone el procesamiento y análisis de éstos.

Como consecuencia del análisis realizado, en el sexto capítulo se presenta la metodología a seguir para evaluar la capacidad de soporte de los materiales granulares con el Deflectómetro de Impacto Liviano.

Para finalizar, en el séptimo capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones resultantes de la investigación.

2. Materiales Granulares

Desde hace varios años está aceptada la idea de que la mejor forma de caracterizar la capacidad de soporte de las capas de los materiales que conforman el pavimento es a través del módulo resiliente, ya que el mismo refleja el real comportamiento de los materiales bajo las cargas de tránsito.

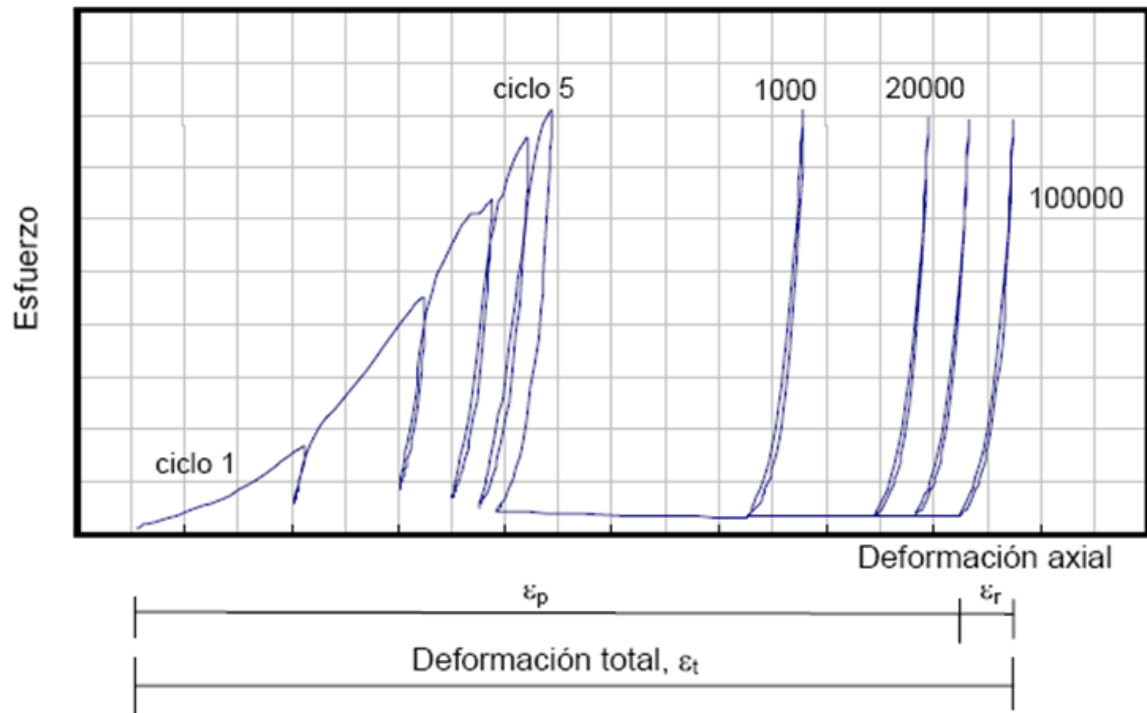
2.1 Módulo Resiliente

Es bien sabido que la mayoría de los materiales de pavimentación no son elásticos ya que experimentan alguna deformación permanente después de cada aplicación de carga. Sin embargo, si la carga es pequeña comparada con la resistencia del material y se repite un gran número de veces, la deformación bajo cada repetición de carga llega a ser casi completamente recuperable y proporcional a la magnitud de la carga, pudiendo considerarse elástica (Huang, 1993).

En los primeros ciclos de carga, la deformación permanente es considerable, como lo indica la deformación plástica, ϵ_p , en la Figura 2.1. Al incrementar el número de repeticiones, la deformación plástica debida a cada aplicación de carga decrece. Después de algunos miles de repeticiones de carga, la deformación es casi totalmente recuperable, como lo indica la deformación recuperable, ϵ_r , llegando a una condición de equilibrio, siempre que el esfuerzo desviador sea lo suficientemente pequeño para no llevar la muestra a la falla. Esta figura corresponde a una curva típica de los datos obtenidos en los primeros ciclos de carga de una prueba de compresión dinámica en condiciones edométricas (Garnica et.al., 2002).

En la Figura 2.1 se aprecia que la acumulación de la deformación permanente presenta tres fases: la primera es casi instantánea, se presenta en las primeras decenas de ciclos de carga, y en ella se produce aproximadamente el 70% de la deformación total. Posteriormente se presenta una fase transitoria en la que la deformación se acumula gradualmente durante los primeros miles de ciclos de aplicación de la carga. Finalmente se alcanza una fase estable en la que la velocidad de acumulación de la deformación es muy pequeña y la deformación permanente tiende a su máximo valor. A partir de este momento, la aplicación de un número mayor de ciclos de carga ya no tiene prácticamente ningún efecto adicional (Garnica et.al., 2002).

Figura 2.1. Acumulación de la deformación con el número de ciclos (Garnica et.al., 2002)



La deformación recuperable ε_r , es una deformación elástica o resiliente, condición en la cual el material es considerado en estado resiliente, permitiendo, en esas condiciones, determinar el denominado "Módulo de Resiliencia".

Este módulo es definido como el cociente entre la tensión desviadora dinámica aplicada y deformación unitaria resiliente producida por esta tensión dinámica (Seed et al, 1962). En otras palabras, el módulo resiliente es el módulo elástico medido cuando el material alcanza su etapa de resiliencia.

2.1.1 Factores que afectan el Módulo Resiliente de un material granular

Los factores que afectan el Módulo Resiliente de un material granular se pueden clasificar en dos grupos (Garnica et.al., 2002):

- Factores inherentes al material y sus características: tipo de material, tamaño, granulometría, contenido de agua, peso específico y nivel y tipo de compactación.
- Factores externos: nivel de esfuerzos aplicado, duración del pulso de carga, el procedimiento de medición y la rigidez de la capa subyacente.

Así entonces, a un material granular no se le puede asignar un Módulo Resiliente único. Su selección debe tomar en cuenta los factores antes mencionados.

A continuación se resume, de investigaciones realizadas, como influyen algunos de los factores mencionados en el Módulo Resiliente de materiales granulares:

Tipo de material

En relación con el tipo de material y sus características, influyen la naturaleza de la roca, la solidez de los granos y tamaño máximo de las partículas, su angulosidad y rugosidad, composición granulométrica, etc. (Garnica et.al., 2002)

Se llevó a cabo un estudio en el que utilizaron seis tipos de agregados, los cuales consistieron en materiales comúnmente usados en la construcción de bases y subbases de pavimentos de carreteras en Oklahoma, USA. Las diferencias en el módulo de resiliencia debido al tipo de material, variaron entre 20 y 50%. (Musharraf et al., 1994, citado en Garnica et al, 2002)

Por otro lado, en un estudio se reportó que para una granulometría dada (material chancado o no), el tipo o naturaleza del material (caliza, arenisca, granito, etc.) generalmente no es un factor significativo en términos del M_R (Thompson, 1979).

De acuerdo con los investigadores de Corro (citado en Garnica et al, 2002), una grava arcillosa puede tener M_R del orden de 375 MPa, en tanto que una grava arenosa alcanza valores de 650 MPa. Por otro lado, otras investigaciones sugieren módulos del orden de 100 MPa para bases de buena calidad y de 40 MPa para bases granulares deficientes (Brown, 1996).

Granulometría

Existe una investigación realizada por Ping Tiam (Citado en Garnica et al, 2002), que reporta los resultados de un estudio realizado con dos materiales granulares que se utilizan comúnmente en la construcción de subbases y bases de pavimento en Oklahoma, en los cuales se trabajaron con tres granulometrías. En estos resultados se observan que la variación del módulo de resiliencia debida a las diferencias de granulometría, fue de 10 a 50% y de 0 a 22% para distintos materiales. Se obtuvo una gran diferencia de los M_R obtenidos con materiales de granulometría fina en relación con los obtenidos en materiales de granulometría media y gruesa, los cuales difieren entre sí ligeramente.

Thompson reportó que para granulometrías que solamente difieren en porcentajes permisibles de material menor que 0.075 mm, se tienen pequeñas diferencias en el M_R ; y los materiales de granulometría más abierta, con pocos finos, son menos sensibles a los cambios de humedad y por ende no difieren mucho en su M_R .

Contenido de Humedad

En el mismo estudio mencionado más arriba de Ping Tiam (Citado en Garnica et al, 2002) los contenidos de agua fueron los correspondientes a la óptima (4.6 a 6.3 %), 2% menor y 2% mayor a la misma. Según los resultados obtenidos se concluye que salvo para niveles de esfuerzo muy pequeños, el M_R disminuye conforme el contenido de agua se incrementa.

Rada y Witczak (citados en Garnica et al, 2002) evaluaron 271 resultados de pruebas obtenidos de 10 diferentes agencias de investigación de USA y encontraron que las variables que más influyen en el M_R de los materiales granulares son: el estado de esfuerzo, el grado de saturación y el grado de compactación. Especialmente para

materiales triturados angulosos, un incremento en el contenido de agua conduce a una disminución del M_R .

Peso específico y Nivel de compactación

Para materiales granulares compactados al 95% en vez del 100% de la DMCS (determinada con el ensayo Proctor Modificado), la deformación permanente se incrementa con un factor de 1.5 a 2.0 y el M_R disminuye al disminuir el peso específico.

También Rada y Witczac (citados en Garnica et al, 2002) determinaron que especímenes con alto peso volumétrico seco tienen altos valores de M_R .

Resultados similares fueron reportados por Zaman (citado en Garnica et al, 2002), encontrando además que el peso volumétrico seco estuvo determinado por la granulometría usada, independientemente del tamaño del espécimen, para la misma energía de compactación.

Magnitud del esfuerzo aplicado

En el Instituto Mexicano del Transporte (2001, Citado en Garnica et al, 2002) se desarrollaron investigaciones en las que se estudió la influencia del esfuerzo aplicado en el M_R , para lo cual se utilizaron cuatro granulometrías. De los resultados obtenidos se encontró que el M_R que alcanza un material granular una vez que la deformación recuperable llega a un valor estable, aumenta en razón directa al nivel del esfuerzo aplicado. Lo anterior puede apreciarse en la Figura 2.2, elaborada con resultados de pruebas de carga cíclica en tres muestras de igual granulometría, sometidas a esfuerzos cíclicos de 277, 547 y 1114 kPa.

El M_R de un material granular es entonces dependiente del nivel de esfuerzo aplicado y no se le puede considerar como una propiedad intrínseca del material.

En la Figura 2.3 se muestra también la evolución del M_R con la magnitud del esfuerzo aplicado, para las cuatro granulometrías utilizadas en el estudio mencionado. Además se observa que el M_R de los materiales con granulometría similar tienden a agruparse, como es el caso de GW1 y GW2 (bien graduados) y de GP1 y GP2 (mal graduados).

Para el máximo nivel de esfuerzos aplicados (1100 kPa) es de esperarse M_R del orden de 300 MPa en materiales bien graduados y de 240 MPa en materiales uniformes. La investigación mostró cierta influencia de la granulometría en los valores de módulo de resiliencia. (Garnica et.al., 2002)

También en el estudio mencionado de Ping Tiam, se reportan resultados de M_R mayores para mayores niveles de esfuerzo.

Figura 2.2. Evolución del módulo de resiliencia con el número de ciclos (Garnica et.al., 2002)

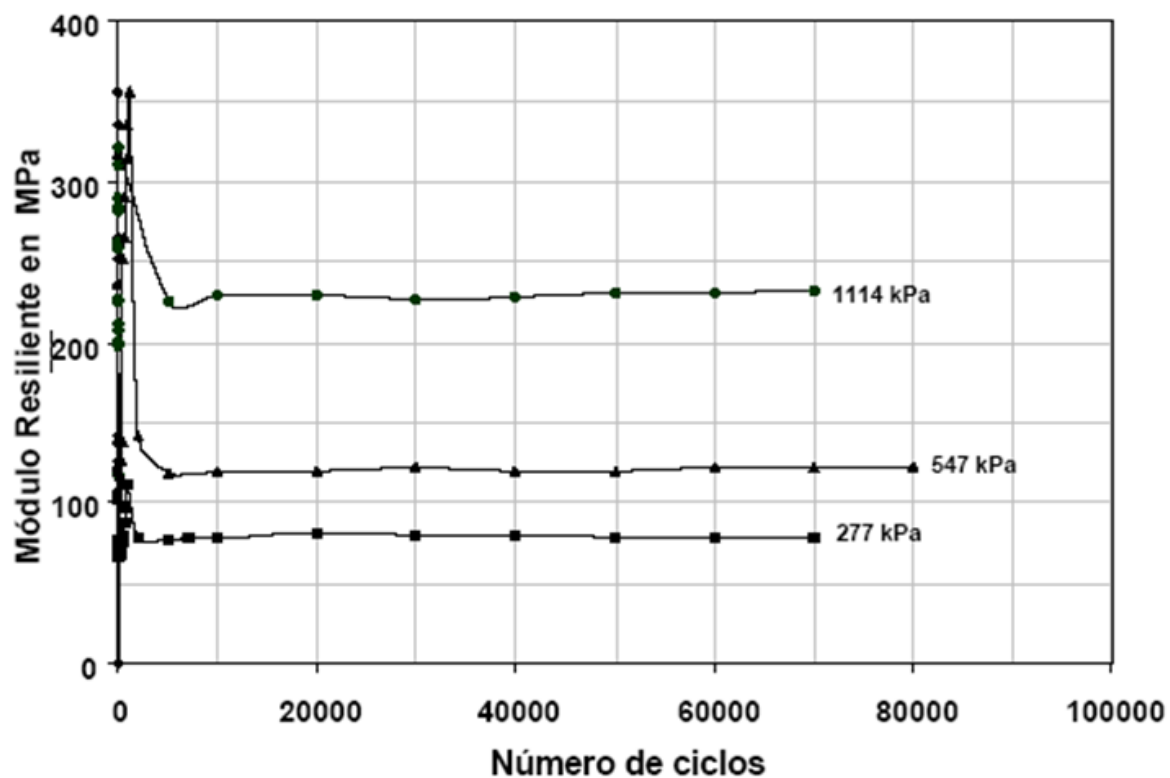
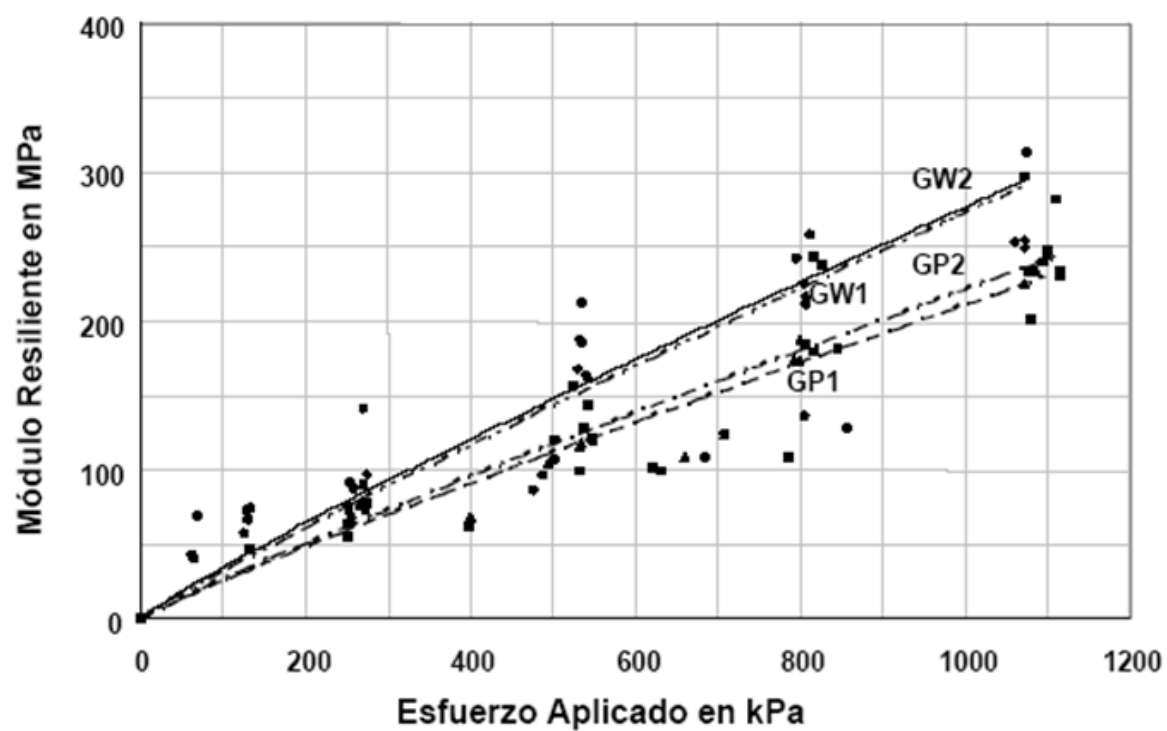


Figura 2.3. Evolución del módulo de Resiliencia con el nivel de esfuerzos aplicado (Garnica et.al., 2002)



2.2 Diseño Estructural de bases y subbases

El concepto de M_R fue introducido por Seed et al en 1962, pero los últimos años el concepto de M_R ganó reconocimiento como propiedad que describe de buena forma el comportamiento resiliente de los suelos granulares y de subrasante (Angelone et al, 2000).

Tanto el método empírico AASHTO como los distintos métodos empírico-mecanicistas de diseño estructural de pavimentos emplean como característica mecánica de los materiales el M_R de los mismos.

La nueva guía AASHTO 2008, que propone un método empírico-mecanicista, también utiliza el M_R para caracterizar mecánicamente a las capas granulares del pavimento. La misma, de acuerdo a los niveles de confiabilidad del diseño plantea diferentes formas de obtener el M_R .

2.2.1 Método Empírico AASHTO

El método empírico AASHTO'93 propone como medida de capacidad de soporte del suelo de subrasante el M_R , así como también para las demás capas del pavimento recomienda asignar un coeficiente estructural que desde esta versión de la guía se correlacionó con el M_R de cada capa.

Los coeficientes estructurales de las capas granulares del pavimento se correlacionaron también a otras propiedades tales como el valor de CBR, pero se relacionan de manera más directa y efectiva con el módulo resiliente mediante la Ecuación 1 y la (Ecuación 2, para bases y subbases granulares, respectivamente.

$$a_2 = 0,249(\log M_R) - 0,977 \quad M_R \text{ en psi} \quad (\text{Ecuación 1})$$

$$a_3 = 0,227(\log M_R) - 0,839 \quad M_R \text{ en psi} \quad (\text{Ecuación 2})$$

Generalmente cuando se diseña por este método se adoptan valores de coeficientes estructurales de 0,13 para base granular con $\text{CBR} \geq 80\%$ y 0,12 para subbase granular con $\text{CBR} \geq 40\%$.

Como se puede ver en las ecuaciones mostradas, para estos valores de coeficientes estructurales se tienen valores de M_R asociados, los que deberían ser controlados en terreno una vez construidos para garantizar que se cumplen las hipótesis del diseño.

2.2.2 Métodos Mecanicistas

Los métodos empírico-mecanicistas, incluida la nueva Guía AASHTO 2008 (NCHRP, 2007) utilizan el criterio de modelación de los parámetros y variables de diseño con el fin de determinar las tensiones y deformaciones a través del análisis de un sistema

multicapa e ingresarlos a modelos de fatiga para obtener los ejes equivalentes de tráfico que soportará una estructura.

Estos métodos utilizan como parámetros de caracterización de las capas componentes de la estructura del pavimento el M_R de las mismas.

2.3 Influencia de la Subrasante en el módulo de los materiales granulares

Como se mencionó anteriormente, el módulo resiliente de una capa granular en terreno queda afectada por el módulo resiliente que tiene la capa subyacente, resultando un módulo compuesto de la capa colocada. En Chile es comúnmente utilizado el método Shell para calcular el MR_C de las capas granulares de los pavimentos flexibles.

La Ecuación 3 corresponde al método Shell. La misma fue realizada para calcular el módulo compuesto de las capas granulares, calculando un solo módulo para la combinación de ambas, base y subbase. La ecuación está limitada para valores de espesor de ambas capas entre 167 mm a 778 mm.

$$E_n = k \cdot E_{n-1} \quad k = 0,2 \cdot h_n^{0,45} \quad \text{para } 2 < k < 4 \quad (\text{Ecuación 3})$$

Donde E_n : módulo compuesto de capa granular

E_{n-1} : módulo de la subrasante

h_n : espesor de la capa granular (base + subbase)

2.4 Correlaciones existentes de módulo resiliente con otras propiedades

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

Estas correlaciones describen el comportamiento lineal elástico de los materiales granulares. Sin embargo, pruebas de laboratorio y ensayos en terreno han demostrado que estos materiales tienen un comportamiento tenso-dependiente. Por tanto, estas correlaciones se deben utilizar sólo como un primer acercamiento al M_R en los métodos de diseño de pavimentos (Angelone et al, 2000).

Algunas de las correlaciones existentes entre M_R y CBR se muestran en la Tabla 2.1. La correlación del TRRL es la recomendada por el Manual de Carreteras Chileno para suelos de subrasantes.

Tabla 2.1. Correlaciones entre M_R y CBR (Fuente: Angelone et al, 2000)

Correlación M_R – CBR	Tipo de material	Referencia
$M_R = 10 \cdot CBR$	A-1-b(0), A-4(8), A-6(9)	Heukelom y Foster, 1960
$M_R = 38 \cdot CBR^{0,711}$	A-1-b(0)	Green y Hall, 1975
$M_R = 21 \cdot CBR^{0,65}$	-	Ayres, 1997
$M_R = 18 \cdot CBR^{0,64}$	A-4(8), A-6(9)	Lister, 1987
$M_R = B \cdot CBR$ $5,25 < B < 21$; $B=10,5$ para $CBR < 10$	A-1-b(0), A-4(8), A-6(9)	AASHTO
$M_R = 17,6 \cdot CBR^{0,64}$ para $CBR \leq 12$ $M_R = 22,1 \cdot CBR^{0,55}$ para $CBR \geq 12$	Suelos de subrasante	TRRL
$M_R = 10 \cdot CBR^{0,73}$	Diversos materiales granulares	Poulsen & Stubstad

3. Deflectómetro de Impacto Liviano (LWD)

3.1 Deflectómetro de Impacto

El deflectómetro de impacto (FWD) es un dispositivo montado en un trailer que consiste en una masa que se eleva y se deja caer verticalmente sobre un plato de acero (Figura 3.1). El trailer puede ser arrastrado por vehículos convencionales.

La fuerza de impacto es transferida al plato de 300mm o 450 mm de diámetro a través de unos amortiguadores de goma. Se puede regular la masa y su altura de caída para obtener la presión de contacto deseada medida con una celda de carga. El impacto del FWD es capaz de producir pulsos de carga aproximadamente sinusoidales con tiempos de carga entre 25 y 40 milisegundos. A través de geófonos (sensores de velocidad) ubicados en la superficie del pavimento, se registra la respuesta de la estructura subyacente. El dispositivo cuenta con 7 geófonos, a través de los cuales se puede conocer el cuenco de deflexiones para toda la estructura del pavimento (Figura 3.2).

El cálculo de los M_R de las capas subyacentes se hace simulando un sistema elástico multicapas a través de algoritmos de retro-cálculo, conociendo de antemano propiedades como los espesores de las capas subyacentes y sus respectivos módulos de Poisson (Lacey, 2006).

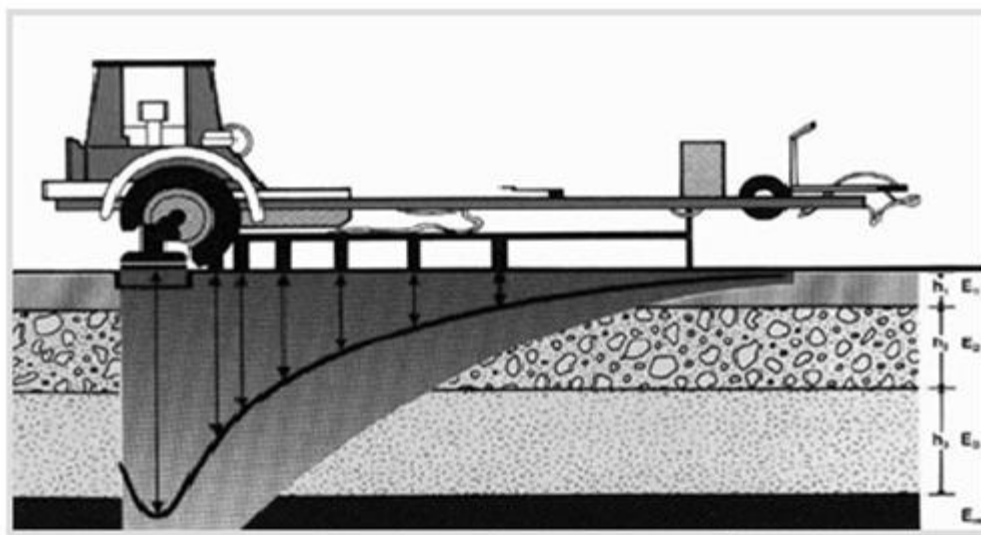
El FWD es muy bueno para determinar el módulo resiliente del paquete estructural completo y el de la subrasante. También se puede determinar el módulo de las capas intermedias pero para ello se necesita más tiempo de procesamiento de datos debido a que se precisan muchas iteraciones.

Para la evaluación directa de capas granulares se utiliza el geófono central del plato de carga (Fleming et al, 2000). Sin embargo, entrega presiones muy altas en comparación a las tensiones de trabajo a las que están sometidas las capas intermedias de pavimentos flexibles.

Figura 3.1. Deflectómetro de Impacto (FWD) (Fuente: Dynatest)



Figura 3.2. Cuenco de deflexiones medidas por el FWD (de Solminihac, 2001)



3.2 Descripción del LWD

El Deflectómetro de Impacto Liviano (LWD) es un deflectómetro de impacto portátil que fue creado para realizar mediciones in-situ de módulos elásticos de bases, subbases y subrasantes de pavimentos.

El principio de funcionamiento de este tipo de equipo es el mismo que el del FWD pero con cargas mucho menores. Consiste básicamente en un equipo de carga que produce una carga dinámica que impacta el suelo sobre un plato de carga y mide la deflexión mediante un geófono central.

Este equipo tiene su origen en Alemania y a la fecha existen diversos tipos de LWD en el mercado, los cuales tienen un mecanismo similar de funcionamiento pero son bastante diferentes en su diseño y modo de operación por lo que las mediciones con cada uno también son variables (Nazza, 2003).

El LWD es la alternativa más sencilla y económica para ensayos estáticos de carga, ya que es muy versátil porque pesa menos de 20 kilos y puede ser fácilmente cargado en sitios de construcción de pavimentos. Además, no requiere mediciones referenciales por lo que puede reemplazar exitosamente los onerosos y largos ensayos estáticos de plato de carga.

Por otro lado, este equipo reproduce el nivel de tensiones de trabajo a la que están sometidas las capas intermedias de un pavimento flexible.

En esta investigación se utilizó el LWD "Keros FWD Portátil" (Figura 3.3) de origen danés, fabricado por Dynatest con los derechos de diseño de Keros.

Figura 3.3. Deflectómetro de Impacto Liviano (Fuente: Dynatest)



El funcionamiento de este equipo se puede explicar en forma sencilla observando la Figura 3.3. El mismo se coloca sobre la capa que se desee medir con el plato bien apoyado. Luego se levanta la carga hasta la altura necesaria para reproducir la presión requerida sobre la capa evaluada y se deja caer libremente la carga. La barra por donde se desliza la carga posee una manija ajustable con dispositivo de seguridad que se emplea para determinar la altura de caída del peso. La carga impacta sobre unos amortiguadores de caucho que son los que determinan la duración y valor pico del pulso de carga, a mayor número de amortiguadores da un pulso más corto y pico de carga más alto.

El equipo está equipado con una célula de carga de precisión que mide la fuerza de impacto que produce el peso de caída y con un geófono de precisión (sensor de velocidad sísmica) que mide la velocidad con que se deforma la capa evaluada a causa

del impacto producido por la carga. El geófono está en contacto directo con el material de capa a evaluar a través de un orificio en el plato de carga, obteniéndose así mediciones más precisas.

Este LWD se conecta de forma inalámbrica a un computador portátil o a uno de bolsillo, al cual transmite en forma instantánea los valores medidos por la celda de carga y el geófono. Con estos valores el software instalado en el computador calcula y muestra inmediatamente el valor de módulo elástico de la capa evaluada, según la (Ecuación 4).

$$E_{LFW} = \frac{2\sigma\phi}{\delta}(1-\mu^2) \quad (\text{Ecuación 4})$$

Donde σ : Presión aplicada

ϕ : Diámetro del plato de carga

δ : Deflexión

μ : Módulo de Poisson

El software además genera y muestra instantáneamente los gráficos históricos de impacto y deflexión de todos los sensores activos.

Las mediciones obtenidas pueden ser impresas o transferidas para procesamiento posterior en hoja electrónica o documento de texto. La medición correspondiente a una caída se puede obtener en aproximadamente 40 a 60 segundos.

Los parámetros de radio de Poisson y factores de distribución de esfuerzos se pueden definir en la configuración del usuario.

Las especificaciones del LWD utilizado se muestran en la Tabla 3.1, donde se puede observar que cuenta con tres platos de carga con diferentes diámetros, diferentes alturas y 3 cargas de pesos distintas para lograr la presión deseada para cada medición.

Tabla 3.1. Especificaciones Técnicas del LWD KEROS Prima 100 - FWD Portátil (Fuente: Elab. Propia)

Dimensiones	
Altura	1,28 m
Peso Total	20 kg (incluido plato de carga más pesado de Ø300 mm)
Altura Máxima de Caída	85 cm
Características de Carga	
Plato de Carga	Ø100, Ø200 y Ø300 mm
Peso de Caída	10, 15 o 20 kg
Rango de Carga	0 – 15 <u>kN</u> (20kg peso de caída)
Presión máxima	210 y 480 <u>KPa</u> , para platos de Ø300 y Ø200 mm, <u>respect.</u>
Forma del Pulso	Esencialmente Medio seno
Duración del Pulso	15 - 30 ms
Tiempo	6 - 14 ms
Sensor de Carga	
Tipo de sensor	Célula de carga
Rango	0 - 19,6 <u>kN</u>
Resolución	0,0003 <u>kN</u>
Precisión	1% ± 0,01 <u>kN</u>
Sensor de Deflexión	

Tipo de sensor	Geófono (Sensor de velocidad sísmica)
Rango Linear	0 - 2200 μm
Precisión	2% $\pm$ 2 μm
Resolución	< 0,05 μm
Número de sensores	1 central (se puede agregar 2 adicionales)
Adquisición de Datos	
Técnica	4 convertidores sincronizados
Resolución	16 bit (24 bit <u>internal</u>) en cada sensor
Frecuencia de muestreo	4000 Hz en cada sensor
Periodo de muestreo	10 - 120 ms (definidos por el usuario)
Amortiguadores de caucho	
Recomendación de uso	2, 3 o 4 unidades para 10, 15 o 20 Kg de carga, <u>respect.</u>
Características Generales	
Material partes metálicas	Acero inoxidable y aluminio ionizado
Baterías	12 Hs de duración (2000 mediciones)
Componentes electrónicos	Sellados a prueba de agua y polvo

3.3 Estado del arte del LWD

El Deflectómetro de Impacto Liviano ha sido utilizado ampliamente por varios autores en la investigación sobre la evaluación de materiales in-situ, en laboratorio, en carreteras en servicio con pavimentos delgados y recientemente también se utilizó en construcciones de superficies destinadas al deporte.

Gran parte del trabajo realizado hasta la fecha ha estado enfocado a demostrar la utilidad y confiabilidad del LWD a través de tramos de prueba pero poco ha sido lo que se ha enfocado a la evaluación detallada de la influencia de las variables del equipo en las mediciones. Además, las pocas investigaciones realizadas al respecto se hicieron con materiales naturales que por sus propiedades intrínsecas son difíciles de utilizar para el estudio de la repetitividad y precisión de los equipos.

El LWD es una herramienta útil y versátil pero para proporcionar datos de alta calidad se requiere un buen entendimiento de su funcionamiento y posibles limitaciones por parte del usuario (Fleming et al., 2006).

A continuación se presenta un compilado de las investigaciones realizadas hasta la fecha con respecto a la influencia de las variables del equipo en las mediciones del LWD:

Profundidad de Influencia de la medición

Se realizó un estudio de laboratorio para evaluar la profundidad de influencia del LWD, la cual fue determinada entre 267 mm y 280 mm, para un suelo con un módulo elástico alto y para otro con uno más blando, respectivamente. Lo que sugiere que la profundidad de influencia del equipo decrece con el incremento del módulo elástico de la capa evaluada. Con estos resultados se llegó a la conclusión de que el LWD puede ser utilizado para medir la capacidad estructural de las capas granulares del pavimento durante su construcción debido a que las mismas tienen espesores entre 150 y 300 mm. (Nazza, 2003)

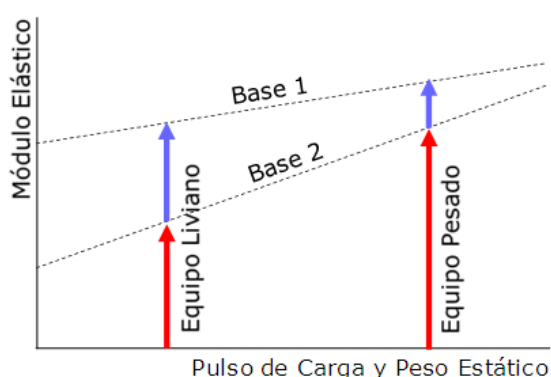
En otra investigación se encontró que el LWD tensiona entre 100 a 300 mm de profundidad, lo que da aproximadamente un volumen de 3000 cm³ de suelo tensionado, lo que es un volumen similar al tensionado por el Plato de Carga y el Soil Stiffness Gauge (Peterson et al, 2006).

Tensodependencia de los resultados

En la investigación donde se evaluó el volumen de suelo sometido a tensión cuando se mide con el LWD se concluyó también que los módulos medidos son tensodependiente y haciendo una comparación con el FWD es mayor la dependencia para el LWD (Peterson et al, 2006).

A esta misma conclusión se llegó en otra investigación (Christ van Gurp et al., 2001), donde se evalúa además de la tensión aplicada para la medición, el peso del equipo (Figura 3.4). Por esta razón concluyen que es fundamental para cualquier procedimiento de medición con deflectómetro no se pueden generalizar las especificaciones sino que la especificación debe ser en función del equipo específico que se utilice.

Figura 3.4. Efecto del peso del equipo en el módulo medido (Fuente: Christ van Gurp et al., 2001)



En otras mediciones realizadas se notó una fuerte dependencia a la tensión aplicada para materiales granulares y una dependencia mucho más baja para suelos de subrasante. (Fleming et al., 2000)

Contacto entre el geófono y la superficie

Para varios autores que han investigado sobre el LWD es común ver que la punta del geófono puede dejar una marca profunda en la superficie evaluada, especialmente cuando se trata de subrasantes, que son los suelos de menor módulo. Por este motivo, en el caso de que se note la superficie marcada, se recomienda utilizar para materiales blandos geófonos de punta más larga que la que viene con el equipo para evitar que la deformación permanente producida por el hundimiento del geófono genere mediciones perturbadas (Fleming, 2006).

Número de golpes por punto evaluado

Luego del tercer golpe la deflexión se hace constante y el promedio del 3° al 5° golpe es el representativo del punto evaluado (Kamiura et al., 2000).

Los golpes que deben registrarse por punto evaluado son un mínimo de 6, de los cuales los 3 primeros se eliminan del análisis ya que sirven de configuración de la medición del punto debido a que muchas veces con estos primeros golpes se compacta un poco la capa evaluada y; los 3 últimos se utilicen para calcular el promedio del módulo elástico (Fleming, 2006).

Temperatura y rigidez de los amortiguadores

Se realizaron mediciones con el LWD a la misma presión en el mismo punto para 3 temperaturas distintas de los amortiguadores, utilizando 2 amortiguadores y una presión de aprox. 100 kPa. Para las diferentes temperaturas los módulos tuvieron muy poca variación, por lo que se concluyó que la temperatura de los amortiguadores tiene una influencia insignificante en las mediciones. (Fleming, 2006)

Se estudiaron tres amortiguadores de diferente rigidez (150, 500, 1100 kN/m), resultando que para el más rígido el impulso de carga fue muy pequeño y se producía un lapso grande entre la carga aplicada máxima y la deflexión máxima. Esto se vio reducido con la reducción de la rigidez del amortiguador y el consecuente impulso de carga mayor. Se notó que para el amortiguador de menor rigidez la carga máxima y la deflexión máxima ocurrían casi al mismo tiempo, por lo que se recomienda la utilización de amortiguadores de 150 kN/m (Fleming et al., 2000).

Repetibilidad de las mediciones

En una investigación se estudio la repetibilidad de las mediciones del LWD, dando un Cv entre 2,1 a 28,1 %. Este último valor se considera alto y se sugiere estudiar la repetibilidad del LWD en próximas investigaciones debido a que se notaba una mejora de la repetibilidad con el aumento del módulo del material evaluado (Nazzal, 2003).

En otra investigación realizada en el Reino Unido (Fleming et al., 2006) se reportó la variabilidad de las mediciones a lo largo de diferentes puntos de una misma capa (mismo material, contenido de humedad, espesor, etc.), según el tipo de material evaluado:

Subrasantes de suelos finos: Cv entre 25 y 60% (mayores para mayor humedad).

Granular capping layer: Cv entre 10 y 40 % (mayores para mayor humedad).

Capas granulares de grava chancada bien graduada: Cv aprox. de 15 % (mayores para mayor humedad).

Plato de carga

Usualmente en las mediciones se utiliza el plato de 300 mm (Fleming et al., 2007). Los diámetros menores a 300 mm no son recomendados para el uso porque en estudios anteriores realizados con el martillo Clegg y el Loadman revelaron que el área de contacto no debía ser muy chica (Sweere, 1990). Esto se debe a que la medición con el equipo debe ser de flexión y no de corte, ya que los pavimentos se diseñan a flexión. Además cuando se usan diámetros menores para materiales granulares el test se realizará sólo sobre algunas piedras de la capa granular y moviendo un poco a los lados el plato se tendrán diferentes mediciones. Estas diferencias darán una variabilidad espacial mayor. Esta variación es reducida al utilizar el plato de 300 mm (Christ van Gurp et al., 2001).

Pulso de carga

El pulso de carga requerido para el plato de carga de 15 Kg es de ≥ 18 milisegundos (Fleming et al., 2000).

Carga, Altura de caída

Para la carga, la altura de caída, no existen recomendaciones específicas ya que pueden ser bastante variables y dependen de la complejidad de la obra y la necesidad que se tiene para monitorear los materiales. (Fleming et al., 2006)

Número de mediciones por capa evaluada

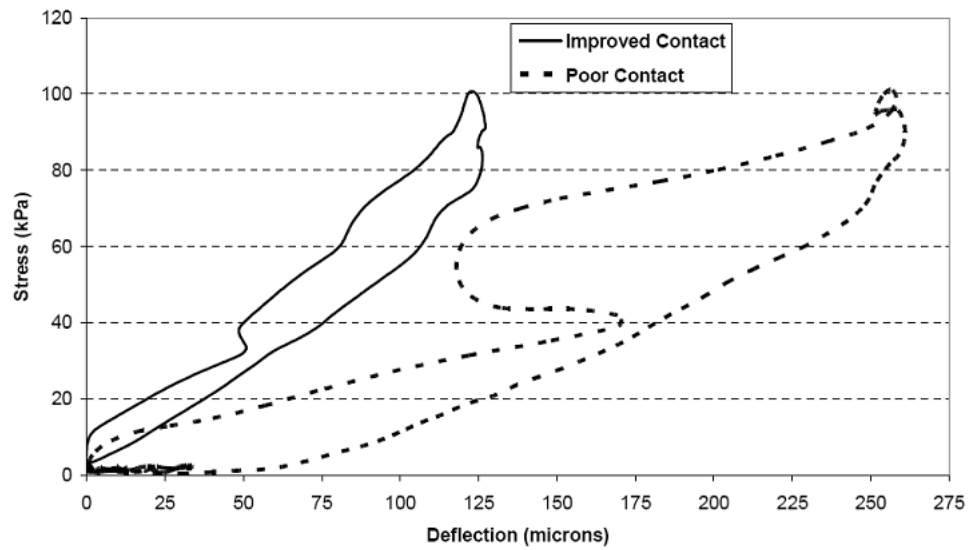
Se ha determinado que la desviación estándar de un grupo de mediciones realizadas con el LWD depende del número de mediciones realizadas. Para obtener un 95 % de confiabilidad en el valor de la desviación estándar obtenida es necesario realizar un mínimo de 50 mediciones, con una separación máxima de 10 m entre ellas (Collop, 2001).

Uniformidad del área de contacto entre el plato y la superficie

En un estudio de laboratorio se realizaron mediciones sobre una grava chancada bien graduada pero con una superficie poco uniforme y luego se realizaron mediciones sobre el mismo material pero agregando una capa fina de arena para homogeneizar la superficie de apoyo entre el plato del LWD y el material evaluado. Se encontró que al tener poca uniformidad en la superficie de contacto, el trazo de la curva tensión-deformación que se genera es bastante distorsionada y al mejorar la uniformidad del área de contacto éste se genera con menos distorsión (Figura 3.5).

Por tanto, se recomienda que para mejorar la uniformidad del área de contacto se utilice siempre una capa bien fina de arena y se observe la curva tensión-deformación que se ve en tiempo real en la palm del equipo. Además, se debe tener en cuenta que cualquier movimiento del equipo al aplicar la carga, ya sea horizontal o de rebote, es también una señal de poca uniformidad en el área de contacto entre el plato y la superficie evaluada. (Lambert et al., 2006)

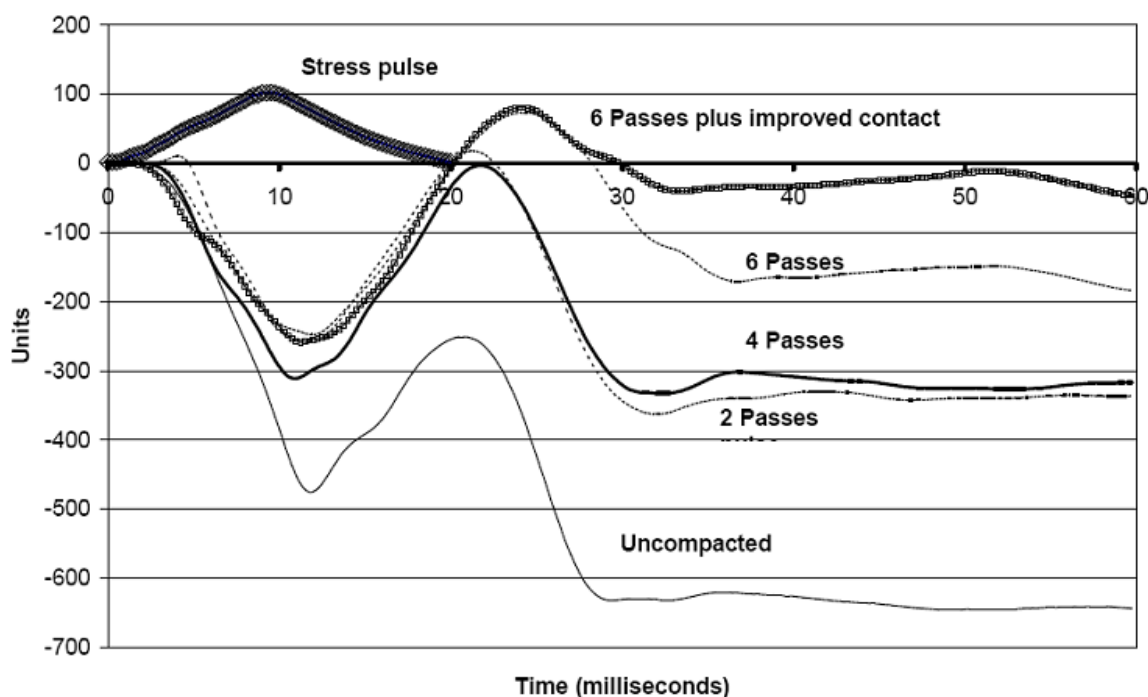
Figura 3.5. Efecto del contacto poco uniforme e/ el plato de carga y la superficie evaluada
(Fuente: Lambert et al, 2006)



Nivel de compactación

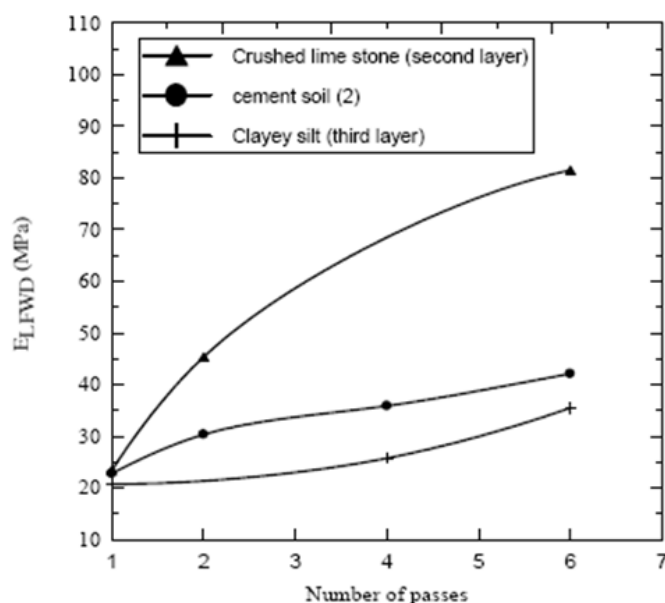
En el mismo estudio donde se analizó la uniformidad del área de contacto se realizó otro ensayo que consistió en medir 100mm de una arena bien graduada a distintos niveles de compactación. De los resultados se llegó a la conclusión de que debe controlarse también el trazo de la curva tensión-deformación (el cual puede observarse en la palm del equipo en tiempo real) y eliminarse aquellas mediciones cuyo trazos son muy poco uniformes y/o que tengan dos deformaciones altas, debido que a esto puede deberse a que la deformación que está produciendo la carga del equipo tiene todavía una componente plástica. Se analizó para diferentes pasadas del equipo compactador, siendo el trazo mucho más uniforme luego de 6 pasadas (Figura 3.6). En esta figura también se puede observar que el trazo de la curva más uniforme se produce luego de las 6 pasadas del compactador y cuando el área de contacto plato/superficie se uniformizó con una capa fina de arena. (Lambert et al., 2006)

Figura 3.6. Efecto de la compactación en las mediciones con el LWD (Fuente: Lambert et al, 2006)



Además, en otra investigación se analizaron mediciones hechas con el LWD en 3 materiales distintos, en cada uno aumentando el número de pasadas del equipo compactador. Como se ve en la Figura 3.7 para los tres tipos de suelo se observó un aumento del módulo elástico con el aumento del número de pasadas del compactador (Nazzal, 2003).

Figura 3.7. Aumento del Módulo LWD con el número de pasadas del compactador (Fuente: Nazzal.2003)



La interpretación de las deflexiones que indican un comportamiento elástico de la capa evaluada puede ser errónea para los materiales granulares, por lo que el uso de las mediciones de módulo del LWD para el análisis lineal-elástico requiere de experiencia y especial revisión de todas las variables específicas de cada caso (Fleming, 2006).

Del mismo modo se estudió la relación entre el módulo LWD y el peso específico seco del material evaluado, viéndose que el módulo LWD aumenta con el aumento del peso específico seco, por lo que se llegó a la conclusión de que el módulo elástico de un material tiene relación con el peso específico seco para un mismo contenido de humedad (Nazzari, 2003).

Especificaciones Generales de medición

La Agencia de Carreteras de London recientemente (2006) especifica el uso de Deflectómetros de Impacto Portátiles en su guía de diseño de carreteras, recomendando lo siguiente: "Que sea capaz de entregar una carga de magnitud entre 4 y 15 kN de una duración entre 15 y 60 milisegundos, con el plato circular de 300 mm de diámetro. Tanto la carga aplicada con la deflexión producida por la misma deben ser medidas en la superficie de la capa evaluada. El sensor de deflexión debe poder medir deflexiones de hasta 2000 micrones. Es recomendada una presión de contacto de 100 kPa, con 3 caídas de configuración y otras 3 que se promedian para determinar el módulo elástico".

Cuando se realizarán mediciones con el LWD se recomienda realizar tramos de prueba al inicio de cada proyecto para definir el comportamiento de los materiales que se utilizarán. En estas mediciones, para conocer la confiabilidad, sería prudente correlacionar las mediciones con otras hechas con el Plato de Carga o con el FWD con el mismo nivel de tensiones aplicadas (Fleming, 2000).

Se ha observado que si hay más de una persona cerca del equipo durante la medición, las mismas se pueden ver afectadas. Por lo tanto, solo el operador puede estar cerca y a una distancia mínima igual al diámetro del plato de carga (Lacey, 2006).

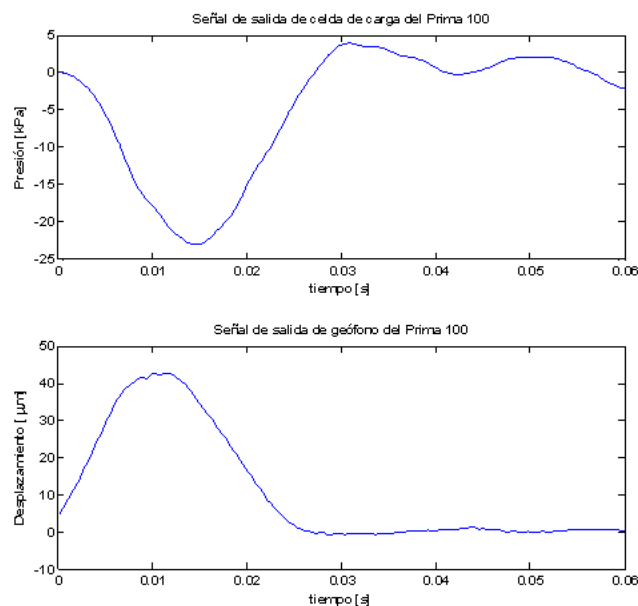
Algoritmo de cálculo del módulo elástico

El mayor problema del algoritmo que utiliza el LWD para determinar el módulo elástico es la forma en que determina la rigidez estática k . La misma se calcula con el método "peak", a partir de los valores máximos de fuerza y deflexión (Ecuación 5) lo que puede conducir a errores significativos y sistemáticos. (Guzina et al, 2003)

$$E_{est} = 2 \frac{1 - \mu^2}{\pi \cdot a} \frac{f_{max}}{x_{max}} \quad (\text{Ecuación 5})$$

La razón de esto es que se están despreciando los efectos inerciales del sistema, asumiéndose que el máximo de fuerza y desplazamiento se producen en el mismo instante. Sin embargo, se ha demostrado que esto no ocurre así (Figura 3.8), y por ende, dicho método para calcular la rigidez estática no es el adecuado. Se debe realizar una corrección en los módulos cuando la carga máxima y la deflexión máxima no ocurren en el mismo tiempo. Corrigiendo el denominado método "peak" por un método basado en la mecánica de materiales, ya sea por un ajuste en el tiempo de mínimos cuadrados o por un ajuste en el dominio de la frecuencia utilizando análisis espectral de señales. Otro criterio a adoptar es eliminar las señales que tuvieran este comportamiento mejorando con ello la repetitividad de los valores entregados por el LFW, independiente si es que se hace o no un análisis espectral de señales (Lacey, 2006).

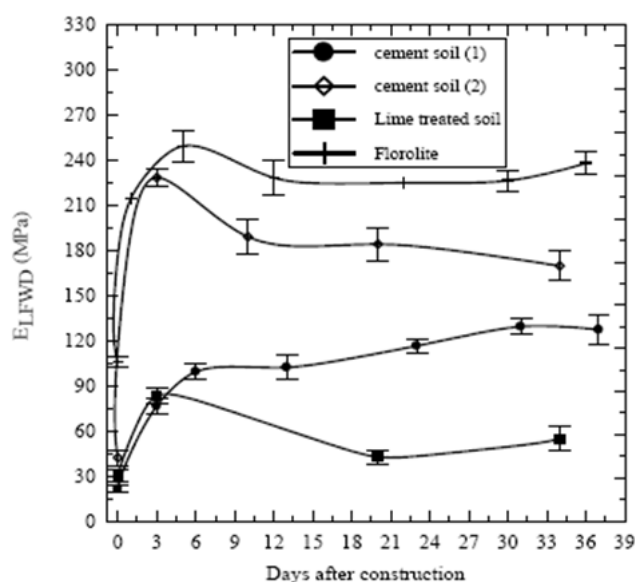
Figura 3.8. Desfase de las señales de la celda de carga y del geófono (Fuente: Guzina et al, 2003)



Materiales que cambian su resistencia en el tiempo

Se realizaron mediciones con el LWD sobre 4 materiales diferentes en el día de construcción y durante varios días después (hasta 36 días), con lo que se pudo hacer el seguimiento de la variación de los módulos en el tiempo con las mediciones de LFW (Figura 3.9). También se observó que las grietas de retracción ocurridas en los materiales tratados con cemento no tuvieron mucha influencia en las mediciones realizadas con el LWD (Nazzal, 2003).

Figura 3.9. Aumento de módulo de materiales estabilizados en el tiempo (Fuente: Nazzal, 2003)



3.4 Correlaciones existentes del módulo LWD con módulos de otros equipos

Se han realizado varias investigaciones en tramos de prueba, en busca de correlaciones entre mediciones del LWD con otros equipos como FWD, el plato de carga y otros deflectómetros de impacto portátiles, como también con otras características de los materiales evaluados, por ejemplo el valor de CBR, la densidad, etc.

Las correlaciones existentes que vinculan el módulo LWD y el módulo FWD son las siguientes:

Correlación determinada por Fleming et al., 2000.

$$M_{FWD} = 1,031 \cdot E_{LWD}$$

Determinada con 20 puntos medidos de una base granular de 250 mm apoyada sobre arcilla, con un R^2 de 0,7.

Correlación determinada por Nazzari, 2003.

$$M_{LWD} = 0,97 \cdot E_{FWD}$$

Determinada con 25 puntos medidos de una granular capping de 450 mm apoyada sobre una arcilla limosa, con un R^2 de 0,6.

Correlación determinada en el desarrollo de la UK Performance Based Specification, 2006.

$$M_{LWD} = 1,21 \cdot E_{FWD}$$

Determinada con 25 puntos medidos de una subrasante tratada con cal y cemento de 260 mm, con un R^2 de 0,77.

$$M_{LWD} = 0,8 a 1,3 \cdot E_{FWD}$$

Determinada con 169 puntos medidos de una capa de grava chancada bien graduada de 225 mm apoyada sobre una subrasante también granular, con un R^2 de 0,5 y menores. Cabe destacar que estas mediciones se realizaron cuando el material estaba muy húmedo.

Una correlación del módulo LWD con el módulo FWD es factible, pero siempre es conveniente buscar las correlaciones específicas para cada caso con una aproximación buena, debido a la variabilidad que existe en las mediciones en cada sitio distinto. (Fleming, 2006)

Las correlaciones existentes que vinculan el módulo LWD y el módulo de otros equipos son las siguientes:

Correlación entre módulo LWD y módulo TFT determinada por Fleming et al., 2000.

$$M_{TFT} = 0,96 \cdot E_{LWD}$$

Determinada con 25 puntos medidos de una capa granular de 500 mm apoyada sobre una arcilla limosa, con un R^2 de 0,92.

Correlación entre datos LWD y datos del PLT determinado por Kamura et al., 2000.

$$\log\left(\frac{k_{LWD}}{k_{30}}\right) = 0,0031 \cdot \log(k_{LWD}) + 1,12$$

k_{LWD} : es el cociente entre la presión aplicada en la medición con el LWD y la deformación producida por esta presión.

k_{30} : es el cociente entre la presión aplicada en la medición con el Plato de carga ($\varnothing 300$ mm) y la deformación producida por esta presión.

Determinada con puntos medidos en subrasante que contenía suelo volcánico y arena limosa y también suelo estabilizado con roca chancada.

Correlación entre módulo LFWD y módulo PLT determinado por Nazzal, 2003.

$$E_{PLT(i)} = 22 + 0,7 \cdot E_{LWD}$$

$$E_{PLT(R2)} = 20,9 + 0,69 \cdot E_{LWD}$$

Determinada con 36 mediciones en 4 diferentes materiales (suelo estabilizado con cemento y cal, arcilla y granular), con un R^2 de 0,92 y 0,94, respectivamente.

Correlación entre módulo LFWD y el valor de CBR determinado por Nazzal, 2003.

$$CBR = -14 + 0,66 \cdot E_{LWD}$$

Determinada con 19 mediciones, también en los mismos 4 materiales, con un R^2 de 0,83.

4. ANÁLISIS DE LAS CONFIGURACIONES DEL LWD PARA REALIZAR LAS MEDICIONES

Para determinar las configuraciones a utilizar en las mediciones de esta investigación se analizaron las variables del equipo teniendo en cuenta las consideraciones expuestas en las investigaciones que existen hasta la fecha y para las variables todavía no estudiadas se realizó un análisis.

4.1 Tensión a ser aplicada

Como la investigación se basa en la evaluación de la capacidad de soporte de bases y subbases granulares de pavimentos flexibles, se realizó un análisis de las tensiones que afectan a las superficies de estas capas en este tipo de pavimentos.

Para calcular estas tensiones se utilizó el software de diseño y análisis de pavimentos mePADS, el cual utiliza el Método Sudafricano de Diseño Mecanicista de Pavimentos elaborado por la CSIR Transportek de Sudáfrica.

El análisis se realizó considerando la aplicación de las cargas del eje estándar al pavimento.

Se consideraron diferentes espesores de cada capa del pavimento para determinar el rango de tensiones que afectan a la base y subbase granular y también a la subrasante.

Haciendo variar el espesor de la capa asfáltica y dejando constante las demás capas se fueron modelando las tensiones de trabajo de las capas de base, subbase y subrasante. Este análisis se realizó reiteradas veces para distintas estructuras, variando los espesores de la base y subbase como también los valores de sus módulos y el módulo de la subrasante. En la Tabla 4.1 se muestran las distintas estructuras analizadas y en la Figura 4.1 a la Figura 4.3 se presenta la variación de tensiones que afectan a las superficies de las capas de base, subbase y subrasante, respectivamente.

El módulo de la capa asfáltica se mantuvo constante en todo el análisis, siendo de 3.500 MPa. La capacidad de soporte mínima de cada capa fue adoptada según los valores de CBR recomendados en el Manual de Carreteras Chileno (Vol. 3 y 8, 2002).

Para convertir los valores de CBR a valores de módulo de base y subbase, necesarios para la modelación de tensiones, fue utilizada la correlación de Poulsen & Stubstad ($E=10*CBR^{0,73}$), que se determinó en base a resultados de ensayos realizados con el FWD (Peer Udlitz, 2007).

Tabla 4.1. Estructuras utilizadas en la modelación de las tensiones de trabajo

Estructura	Base			Subbase			Subrasante	
	Módulo (Mpa)	CBR (%)	Espesor (mm)	Módulo (Mpa)	CBR (%)	Espesor (mm)	Módulo (Mpa)	CBR (%)
1	245	80	150	148	40	150	77	10
2			300			300		
3			150			150		
4			300			300		
5	288	100	150	174	50	150	115	20
6								

Por otro lado, los valores de módulo de la subrasante fueron calculados por la correlación de la TRRL ($M_R = 17,6 \cdot CBR^{0,64}$ para $CBR \leq 12$ y $M_R = 22,1 \cdot CBR^{0,55}$ para $CBR \geq 12$) recomendada en el Manual de Carreteras Chileno (Vol. 3, 2002) para este tipo de suelos.

Analizando las tensiones resultantes para la base granular (Figura 4.1) se adoptaron los valores de 100 kPa y 200 kPa como tensiones a ser aplicadas en las mediciones de módulo con el LWD. Esto se debe a que estas tensiones son generadas en la superficie de una base granular cubierta con una capa asfáltica de espesor entre 80 y 150 mm, respectivamente, y son estos tipos de pavimentos flexibles los que se desean analizar en esta investigación.

Para mediciones en sub-bases granulares se adoptaron también los valores de 100 y 200 kPa para realizar las mediciones con el LWD. La tensión de 100 kPa, se adoptó porque abarca casi el 100 % de las tensiones de trabajo (Figura 4.2) y el valor de tensión de 200 kPa se mantuvo igual que en el caso de las bases sólo para efecto de comparación.

Siguiendo el mismo criterio de análisis de la sub-base, para las mediciones de la subrasante se adoptaron tensiones de 50 y 100 kPa (Figura 4.3).

Figura 4.1. Tensiones generadas en la base para diferentes estructuras (**Fuente: Elab. Propia**)

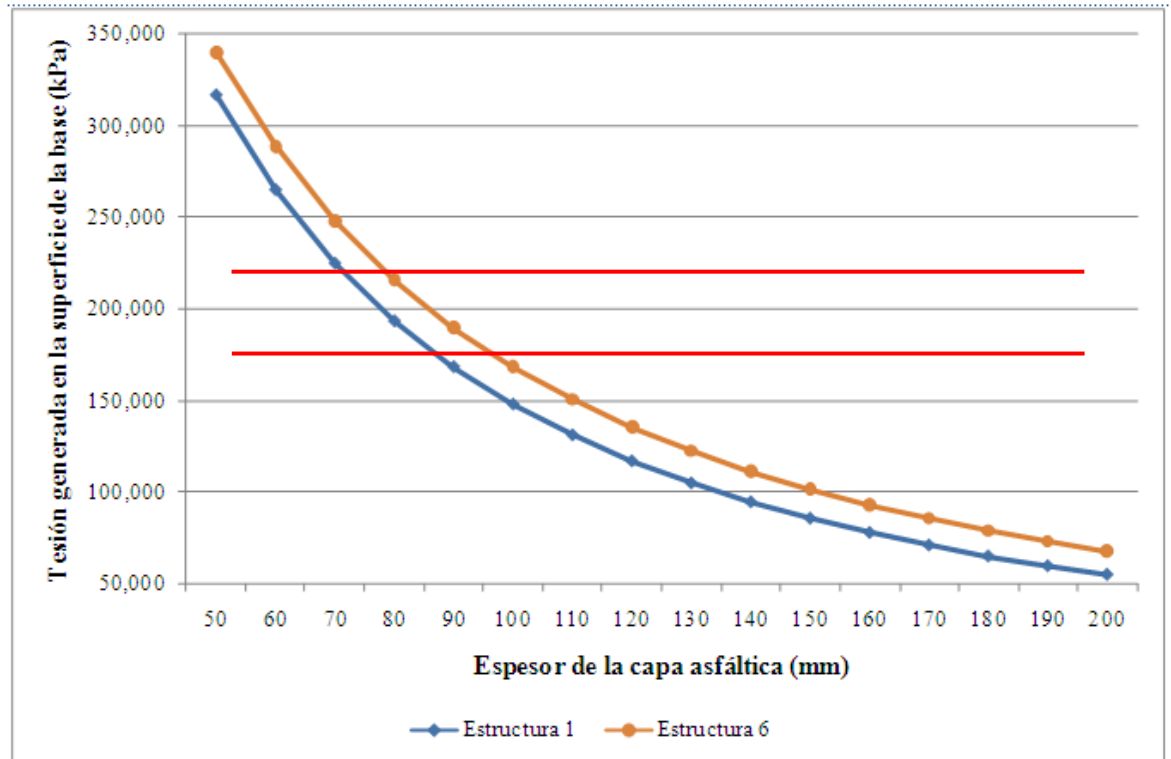


Figura 4.2. Tensiones generadas en la subbase para diferentes estructuras **(Fuente: Elab. Propia)**

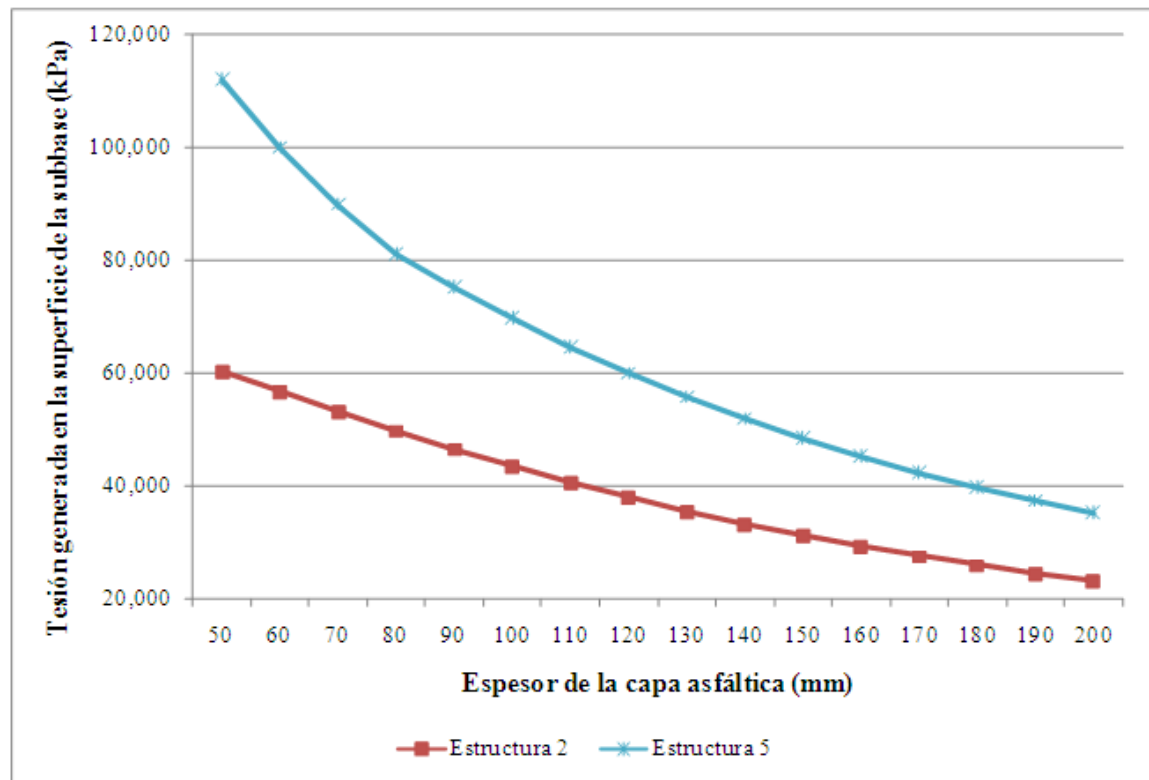
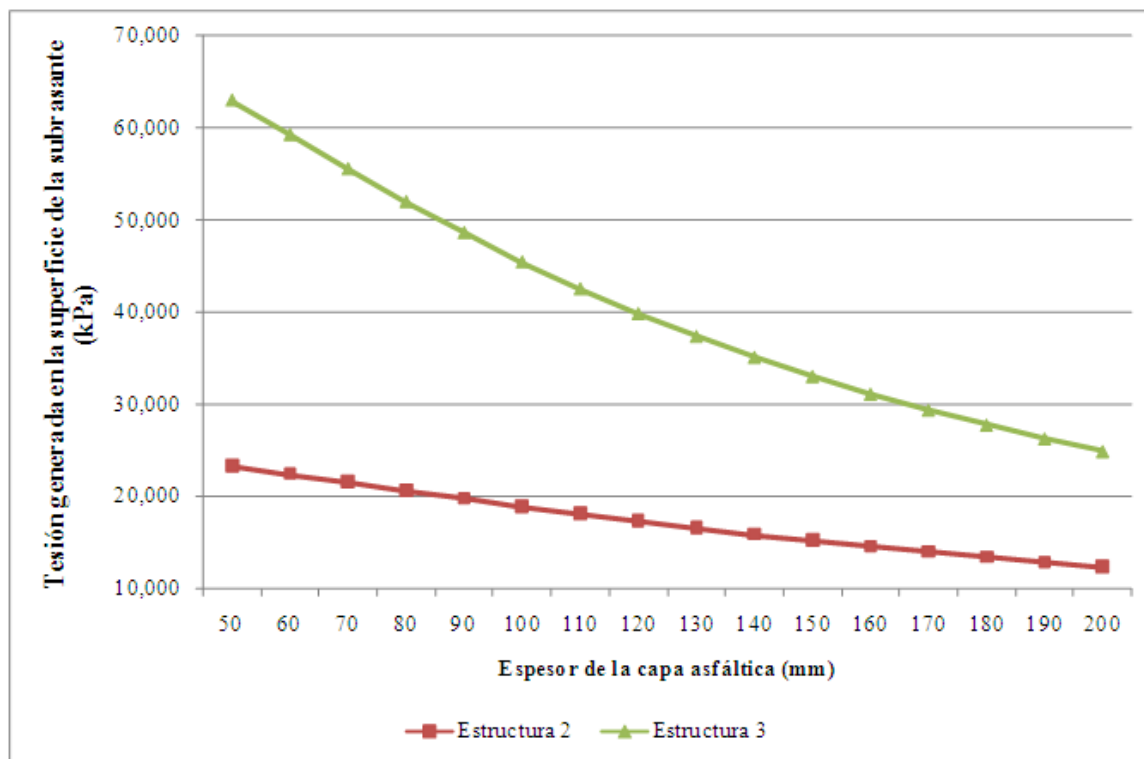


Figura 4.3. Tensiones generadas en la subrasante para diferentes estructuras **(Fuente: Elab. Propia)**



4.2 Plato de carga a utilizar

Considerando las recomendaciones de la revisión bibliográfica, se determinó utilizar los platos de carga de 20 y 30 cm en las mediciones, descartándose el plato de 10 cm. En la Tabla 4.2 se presentan las configuraciones del LWD que se utilizaron en esta investigación.

Tabla 4.2. Configuraciones a utilizar con el LWD

T ipo de cap a	Plato de Carga (cm)	T en s i ó n (kPa)	C ó d i g o
Base Granular	30	100	P30-100 kPa
		200	P30-200 kPa
	20	100	P20-100 kPa
		200	P20-100 kPa
Subbase Granular	30	100	P30-100 kPa
		200	P30-200 kPa
	20	100	P20-100 kPa
		200	P20-100 kPa
Subrasante	30	50	P30-50 kPa
		100	P30-100 kPa
	20	50	P20-50 kPa
		100	P20-100 kPa

5. Mediciones con el LWD

Se han realizado mediciones con el LWD en experimentos realizados exclusivamente para esta investigación y en proyectos de construcción que se encontraban en desarrollo.

Todas las mediciones que se realizaron en ambos casos se denominan como se muestra en la Tabla 5.1 para facilitar la explicación de cada una.

Tabla 5.1. Mediciones Realizadas en la Investigación (**Fuente: Elab.propia**)

Experimento/Proyecto	Tipo
Relleno	Experimento
Plataforma	Experimento
Espumado Chacay	Proyecto
Subbase Chacay	Proyecto
Subrasante Exposición	Proyecto
Subbase San Francisco	Proyecto

5.1 Relleno

Este experimento se desarrolló en un terreno destinado a acopio de materiales en la localidad de Chacay (VIII Región).

El mismo consistió en cavar una zanja de superficie de 3 m de ancho x 3 m de largo y profundidad de 0,70 m que se fue rellenando con material de base en capas de espesores de 5 cm que se iban compactando y luego midiendo con el LWD. Se puede ver el proceso de construcción en las fotos de la Figura 5.1.

Para verificar el nivel de compactación de cada capa se midió con el Densímetro Nuclear en la subrasante y en el relleno en los espesores de 15 cm, 30 cm y 50 cm. Y para contar con una medición de comparación de los valores del LWD se realizaron mediciones con el Cono Dinámico de Penetración en el suelo de subrasante, y en el material de relleno en dos etapas, cuando el espesor de las capas fue de 30 cm y 50 cm.

Figura 5.1. Proceso Constructivo del Experimento Relleno (**Fuente: Elab. Propia**)



(1)



(2)



(3)



(4)



(5)



(6)

Tanto con el suelo del lugar como con el material de relleno se realizaron ensayos de granulometría, límites de Atterberg, clasificación de suelos, proctor modificado y CBR (Tabla 5.2 y Tabla 5.3, respectivamente).

Tabla 5.2. Clasificación y caracterización de Subrasante del Relleno **(Fuente: Elab.propia)**

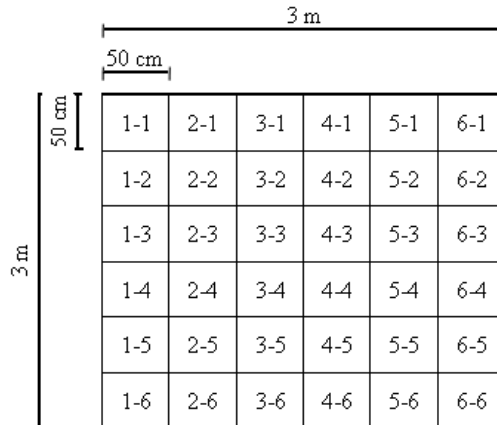
TIPO DE MATERIAL	Limo inorgánico de baja compresibilidad	
LIMITES DE ATTERBERG (NCh 1517/1-2 Of. 1979)		
Límite Líquido (NCh 1517/1 Of. 1979)	52	
Límite Plástico (NCh 1517/2 Of. 1979)	33	
Índice de Plasticidad	19	
CBR (NCh 1852 Of 1981)		
CBR 0.1" Penetración (%)	9,0	
PROCTOR MODIFICADO (NCH 1534/2 Of 1979) Método D		
Densidad Seca Máxima (kg/l)	1.685	
Humedad Optima (%)	19,4	
DENSIDAD DE PARTICULAS SOLIDAS (NCh 1532 Of. 1980) (Gs/kg/l)	2.663	
GRANULOMETRIA (Manual de Carreteras Vol. 8 - LNV 105)		
Malla ASTM	Abertura (mm)	% Pasante
Nº 4	5	100
Nº 10	2	97
Nº 40	0,5	74
Nº 200	0.08	61

Tabla 5.3. Clasificación y caracterización de la Base Granular del Relleno **(Fuente: Elab.propia)**

TIPO DE MATERIAL	Base	
LÍMITES DE ATTERBERG (NCh 1517/1-2 Of. 1979)		
Límite Líquido (NCh 1517/1 Of. 1979)	No tiene	
Límite Plástico (NCh 1517/2 Of. 1979)	No tiene	
Índice de Plasticidad	NP	
CBR (NCh 1852 Of 1981)		
CBR 0.1" Penetración (%)	> 100	
PROCTOR MODIFICADO (NCH 1534/2 Of 1979) Método D		
Densidad Seca Máxima (kg/l)	2.292	
Humedad Optima (%)	6,9	
DENSIDAD DE PARTICULAS SOLIDAS (NCh 1532 Of. 1980) (Gs/kg/l)	2.753	
GRANULOMETRIA (Manual de Carreteras Vol. 8 - LNV 105)		
Malla ASTM	Abertura (mm)	% Pasante
1 1/2"	40	100
1"	25	92
3/4"	20	70
3/8"	10	46
Nº 4	5	34
Nº 10	2	25
Nº 40	0,5	10
Nº 200	0.08	3

Para realizar las mediciones en la subrasante, se dividió imaginariamente la superficie en cuadrados de 0,50m x 0,50m, en cuyo centro se midió con el Prima 100, resultando 36 puntos evaluados, como se puede observar en el esquema de mediciones de la Figura 5.2.

Figura 5.2. Esquema de mediciones en la Subrasante del Relleno **(Fuente: Elab.propia)**



Estas mediciones se realizaron con tres configuraciones distintas del LWD, las cuales se pueden ver en la Tabla 5.4. Los valores promedio de módulo entregados por el equipo se ven en la Tabla 5.5.

Tabla 5.4. Configuraciones del LWD utilizada para evaluar la Subrasante del Relleno
(Fuente: Elab.propia)

Plato (cm)	Presión (kPa)	Código
30	50	P30-50kPa
30	100	P30-100kPa
20	100	P20-100kPa

Tabla 5.5. Valores de Módulo LWD de la Subrasante del Relleno (Fuente: Elab.propia)

Configuración	P30-50kPa	P30-100kPa	P20-100kPa
Punto	Módulo (MPa)	Módulo (MPa)	Módulo (MPa)
1-1		41	45
1-2	65	47	37
1-3	44	36	37
1-4	27	25	34
1-5	18	17	21
1-6	24	23	26
2-1	40	37	45
2-2	27	25	51
2-3	25	22	21
2-4	25	23	20
2-5	26	24	33
2-6	30	26	34
3-1	24	25	22
3-2	28	25	20
3-3	21	20	24
3-4	16	17	20
3-5	18	18	24
3-6	17	16	43
4-1	21	19	21
4-2	13	15	23
4-3	14	16	24
4-4	23	21	10
4-5	14	15	19
4-6	17	17	28
5-1	20	20	18
5-2	14	15	13
5-3	15	16	14
5-4	11	12	14
5-5	13	14	11
5-6	14	15	15
6-1	17	17	11
6-2	17	18	17
6-3	13	15	13
6-4	15	14	13
6-5	12	13	15
6-6	21	19	18

Las mediciones de densidad in-situ y CDP se realizaron en algunos puntos coincidentes con las mediciones con el LWD (Tabla 5.6 y Tabla 5.7, respectivamente).

Como se puede ver las tasas promedio de penetración del CDP fueron únicas en cada punto indicando la existencia de un solo estrato de suelo en los 90 cm aprox. debajo del nivel de subrasante.

La correlación elegida para calcular los valores de CBR fue la de Livneh et. al., $\log(CBR) = 2,45 - 1,12 \log(DCP)$, porque esta correlación fue determinada con un número grande de muestras (135) para materiales granulares y cohesivos.

Tabla 5.6. Mediciones de Densidad y Humedad de la Subrasante del Relleno **(Fuente: Elab.propia)**

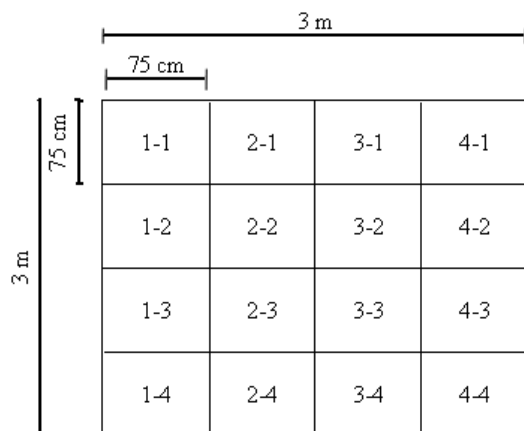
Punto	Humedad (%)	Densidad Seca	Compactación
1-1	23,8	1.429	84,8%
1-4	26,3	1.287	76,4%
2-1	26,8	1.321	78,4%
3-1	30,1	1.330	78,9%

Tabla 5.7. Mediciones con el CDP en la Subrasante del Relleno **(Fuente: Elab.propia)**

Punto	Tasa promedio de penetración (mm)	CBR (%)
1-2	27,0	7,0
1-6	30,0	6,2
3-2	30,1	6,2
4-4	35,2	5,2
5-5	55,3	3,1
6-1	54,4	3,2

Para realizar las mediciones en cada capa también se dividió imaginariamente la superficie en cuadrados, pero esta vez de 0,75m x 0,75m, en cuyos centros se realizaron las mediciones con el LWD, resultando 16 puntos medidos como se puede observar en el esquema de la Figura 5.3.

Figura 5.3. Esquema de mediciones en la Base Granular del Relleno **(Fuente: Elab.propia)**



Estas mediciones se realizaron en todas las capas colocadas del material, en cada una con tres configuraciones distintas del LWD, las cuales se pueden ver en la Tabla 5.8. Los valores promedio de módulo obtenidos en cada punto se ven en la Tabla 5.9.

Tabla 5.8. Configuraciones del LWD utilizada para evaluar la Base Granular del Relleno **(Fuente: Elab.propia)**

Plato (cm)	Presión (kPa)	Código
30	100	P30-100kPa
20	100	P20-100kPa
20	200	P20-200kPa

Tabla 5.9. Valores de Módulo LWD de la Base Granular del Relleno **(Fuente: Elab.propia)**

Configuración	Módulos (Mpa) por espesores (cm)																				
Punto	P30-100kPa							P20-100kPa							P20-200kPa						
	8	17	25	33	41	50	70	8	17	25	33	41	50	70	8	17	25	33	41	50	70
1-1	34	31	76	76	81	85	71	47	44	61	87	89	96	88	40	38	55	90	87	104	95
1-2	27	37	72	81	90	144	136	46	48	72	115	95	99	82	40	42	65	119	105	111	95
1-3	22	24	56	73	106	138	133	26	34	62	101	98	93	105	26	30	59	106	112	101	117
1-4	30	33	57	78	118	107	88	31	32	62	93	88	76	74	29	29	54	93	119	102	75
2-1	48	26	48	62	75	85	124	30	27	51	93	74	107	111	28	28	45	89	90	116	117
2-2	38	33	55	83	93	125	90	31	34	51	98	97	105	89	30	34	48	93	108	116	103
2-3	28	25	52	80	87	140	105	24	27	53	102	101	108	94	26	28	51	102	108	125	108
2-4	29	21	65	86	90	103	103	30	23	74	101	103	118	100	25	66	100	108	130	118	102
3-1	32	17	32	47	73	77	105	17	20	33	72	86	107	93	19	21	33	70	90	109	99
3-2	30	18	41	67	134	125	122	19	20	41	81	97	137	101	20	20	40	80	102	141	102
3-3	21	15	40	54	62	98	82	13	14	40	82	75	81	88	13	16	35	78	85	91	106
3-4	16	15	30	48	80	81	107	14	16	40	71	80	94	117	17	17	37	67	85	103	128
4-1	26	14	30	42	73	52	77	14	14	28	61	77	74	85	15	18	31	58	76	78	92
4-2	23	14	34	50	70	65	124	13	15	34	60	89	92	115	15	17	34	61	87	104	129
4-3	16	15	33	49	83	83	106	12	13	34	63	95	99	110	14	15	37	62	90	104	126
4-4	20	11	22	39	67	58	63	10	12	22	45	73	64	75	14	24	49	71	63	82	77

Las mediciones de densidad con densímetro nuclear y ensayos de CDP realizadas en el material de relleno también se hicieron en puntos coincidentes con las mediciones del LWD y se encuentran en las Tabla 5.10 y Tabla 5.11, respectivamente.

Tabla 5.10. Mediciones de Densidad y Humedad de la Base Granular del Relleno **(Fuente: Elab.propia)**

Espeor	Punto	Humedad (%)	Densidad Seca	Compactación
8,25	1-1	4,6%	2.061	89,9%
	2-2	4,2%	2.152	93,9%
	2-4	4,7%	2.109	92,0%
	3-3	4,4%	2.184	95,3%
	4-1	4,5%	2.049	89,4%
	4-4	5,7%	2.051	89,5%
16,50	1-1	4,3%	2.032	88,7%
	2-2	5,1%	2.064	90,1%
	2-4	4,8%	2.105	91,8%
	3-3	3,9%	2.088	91,1%
	4-1	5,8%	2.012	87,8%
	4-4	5,8%	2.038	88,9%
24,75	1-1	4,3%	1.996	87,1%
	2-2	4,8%	2.272	99,1%
	2-4	5,0%	2.087	91,1%
	3-3	4,8%	2.054	89,6%
	4-1	5,9%	1.955	85,3%
	4-4	6,1%	2.063	90,0%
33,00	1-1	5,8%	2.077	90,6%
	1-3	7,2%	2.104	91,8%
	1-4	4,9%	2.120	92,5%
	2-2	5,6%	2.095	91,4%
	3-3	5,2%	1.995	87,0%
	4-4	4,2%	2.138	93,3%
41,25	1-1	6,1%	2.081	90,8%
	1-3	6,8%	2.105	91,8%
	1-4	5,8%	2.071	90,4%
	2-2	5,5%	2.101	91,7%
	3-3	5,7%	2.005	87,5%
	4-4	5,2%	2.050	89,4%
49,50	1-1	6,5%	2.049	89,4%
	1-3	6,3%	2.117	92,4%
	1-4	6,8%	1.873	81,7%
	2-2	6,1%	2.111	92,1%
	3-3	5,3%	1.914	83,5%
	4-4	5,1%	1.977	86,3%
70,00	1-1	5,3%	2.120	92,5%
	1-4	4,4%	2.086	91,0%
	2-2	4,9%	2.072	90,4%
	2-3	4,5%	2.055	89,7%
	3-2	4,1%	2.103	91,8%
	3-3	5,6%	2.082	90,8%
	4-1	4,8%	2.119	92,5%
	4-4	4,4%	2.086	91,0%

Tabla 5.11. Mediciones con el CDP realizadas en la Base Granular del Relleno (**Fuente: Elab.propia**)

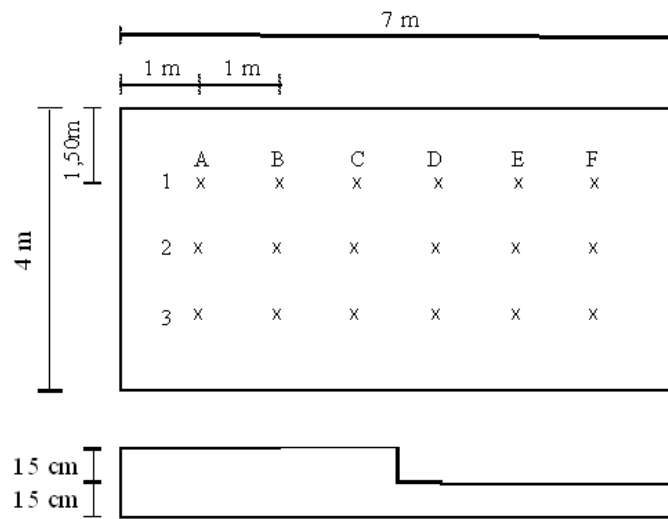
Punto	Espesor (mm)	Espesor Acumulado (mm)	Tasa promedio de penetración (mm)	CBR (%)
1-1	36	36	12,0	17,4
	186	222	5,8	39,5
	123	345	3,1	80,1
	121	466	4,9	47,6
	89	555	8,9	24,4
	162	717	20,3	9,7
1-4	27	27	27,0	7,0
	58	85	11,6	18,1
	328	413	6,6	34,3
	123	536	9,5	22,7
	83	619	16,6	12,1
	63	682	31,5	5,9
2-2	35	35	11,7	18,0
	38	73	4,8	49,2
	413	486	3,3	74,9
	41	527	5,9	38,9
	74	601	10,6	20,1
	108	709	27,0	7,0
2-3	35	35	17,5	11,4
	46	81	5,8	39,7
	315	396	3,2	75,9
	152	548	5,8	39,0
	99	647	14,1	14,5
	61	708	30,5	6,1
3-3	37	37	12,3	16,9
	334	371	3,2	77,9
	130	501	6,8	32,7
	76	577	12,7	16,4
	91	668	22,8	8,5
4-1	41	4	20,5	9,6
	380	42	4,2	57,2
	71	49	7,1	31,4
	76	57	15,2	13,4
	113	68	28,3	6,7
4-4	77	77	25,7	7,4
	239	316	4,3	54,4
	112	428	2,5	101,5
	72	500	4,8	48,6
	73	573	7,3	30,4
	116	689	23,2	8,3

5.2 Plataforma

Este experimento se desarrolló también en el terreno destinado a acopio de materiales en la localidad de Chacay (VIII Región).

El mismo consistió en construir una plataforma compuesta de una carpeta de material de base granular. La plataforma fue de 4 m de ancho x 7 m de largo. La mitad del largo quedó con un espesor de 15cm y la otra mitad con 30cm, que fue construida en dos capas de 15 cm (Figura 5.4).

Figura 5.4. Esquema de mediciones en la Base Granular de la Plataforma **(Fuente: Elab.propia)**



El proceso de construcción de la plataforma se puede ver en las fotos de la Figura 5.5.

Figura 5.5. Proceso Constructivo del Experimento Plataforma **(Fuente: Elab.propia)**



(1)



(2)



(3)



(4)



(5)



(6)

Tanto a la subrasante como al material de la plataforma se realizaron ensayos de granulometría, límites de Atterberg, clasificación de suelos, proctor modificado y CBR (Tabla 5.12 y Tabla 5.13, respect.).

Tabla 5.12. Clasificación y caracterización de la Subrasante de la Plataforma **(Fuente: Elab.propia)**

TIPO DE MATERIAL		Limo inorgánico de baja compresibilidad
LIMITES DE ATTERBERG (NCh 1517/1-2 Of. 1979)		
Límite Líquido (NCh 1517/1 Of. 1979)		46
Límite Plástico (NCh 1517/2 Of. 1979)		31
Índice de Plasticidad		15
CBR (NCh 1852 Of 1981)		
CBR 0.1" Penetración (%)		31
PROCTOR MODIFICADO (NCH 1534/2 Of 1979) Método D		
Densidad Seca Máxima (kg/l)		1.803
Humedad Óptima (%)		15
DENSIDAD DE PARTICULAS SOLIDAS (NCh 1532 Of. 1980) (Gs/kg/l)		2.642
GRANULOMETRIA (Manual de Carreteras Vol. 8 - LNV 105)		
Malla ASTM	Abertura (mm)	% Pasante
3/8"	10	100
Nº 4	5	99
Nº 10	2	97
Nº 40	0,5	71
Nº 200	0,08	53

Tabla 5.13. Clasificación y caracterización de la Base Granular de la Plataforma **(Fuente: Elab.propia)**

TIPO DE MATERIAL		Base
LIMITES DE ATTERBERG (NCh 1517/1-2 Of. 1979)		
Límite Líquido (NCh 1517/1 Of. 1979)		No tiene
Límite Plástico (NCh 1517/2 Of. 1979)		No tiene
Índice de Plasticidad		NP
CBR (NCh 1852 Of 1981)		
CBR 0.1" Penetración (%)		> 100
PROCTOR MODIFICADO (NCH 1534/2 Of 1979) Método D		
Densidad Seca Máxima (kg/l)		2.272
Humedad Óptima (%)		7,1
DENSIDAD DE PARTICULAS SOLIDAS (NCh 1532 Of. 1980) (Gs/kg/l)		2.750
GRANULOMETRIA (Manual de Carreteras Vol. 8 - LNV 105)		
Malla ASTM	Abertura (mm)	% Pasante
1 1/2"	40	100
1"	25	88
3/4"	20	68
3/8"	10	44
Nº 4	5	31
Nº 10	2	25
Nº 40	0,5	11
Nº 200	0,08	3

Como se aprecia en la foto de la Figura 5.5, la densidad de las capas se midió con densímetro nuclear, cuyos valores se muestran en la Tabla 5.14.

Tabla 5.14. Mediciones de Densidad y Humedad de la Base Granular de la Plataforma
(Fuente: Elab.propia)

Punto	Espesor Capa (cm)	Humedad (%)	Densidad Seca	Compactación
A-1	30	9,2	1.936	85,2%
A-2		9,7	1.947	85,7%
A-3		9,2	2.011	88,5%
B-1		9,9	1.903	83,8%
B-2		7,9	1.999	88,0%
B-3		10,2	1.916	84,3%
C-1		8,4	1.913	84,2%
C-2		9,4	2.001	88,1%
C-3		9,0	1.970	86,7%
D-1	15	9,2	1.936	85,2%
D-2		9,7	1.947	85,7%
D-3		9,2	2.011	88,5%
E-1		9,9	1.903	83,8%
E-2		7,9	1.999	88,0%
E-3		10,2	1.916	84,3%
F-1		8,4	1.913	84,2%
F-2		9,4	2.001	88,1%
F-3		9,0	1.970	86,7%

Además, se tomaron mediciones con el Cono Dinámico de Penetración para tener valores de comparación para las mediciones del LWD, tanto en la capa granular como en la subrasante, los cuales se observan en la Tabla 5.15 y la Tabla 5.16

Tabla 5.15. Mediciones con CDP en la base granular de la Plataforma (Fuente: Elab.propia)

Punto	Espesor (mm)	Espesor Acumulado (mm)	Tasa promedio de penetración (mm)	CBR (%)
A-1	117	117	23,4	8,3
	301	418	10,4	20,5
	482	900	40,2	4,5
B-2	108	108	22	9,0
	299	407	9	23,9
	497	904	29	6,4
C-1	95	95	24	8,1
	384	479	10	22,4
	449	928	26	7,2
D-1	93	93	31	6,0
	207	300	17	11,6
	597	897	31	6,0
E-2	338	338	16	12,5
	534	872	27	7,1
F-1	267	267	16	12,9
	613	880	27	7,1

Tabla 5.16. Mediciones con CDP en la subrasante de la Plataforma (**Fuente: Elab.propia**)

Punto	Tasa promedio de penetración (mm)	CBR (%)
1	28,4	6,6
2	25,3	7,6
3	26,7	7,6
4	26,5	7,2

Se realizaron mediciones con el LWD en 4 puntos de la subrasante, que son los mismos en los que se realizó ensayos con el CDP. Además se tienen mediciones con el LWD en dos puntos de la subrasante, que se realizaron antes de que pase el compactador por la misma. Estos resultados se pueden ver en las Tabla 5.17 y Tabla 5.18, respectivamente.

Tabla 5.17. Valores de Módulo LWD de la Subrasante de la Plataforma (**Fuente: Elab.propia**)

Configuración	P20-125kPa
Punto	Módulo (MPa)
1	34
2	39
3	49
4	35

Tabla 5.18. Mediciones con el LWD en la subrasante de la Plataforma antes de compactar
(Fuente: Elab.propia)

Configuración	P20- 125kPa
Punto	Módulo (MPa)
1	54
2	67

Además, en la Tabla 5.19 se muestran mediciones que se realizaron en los bordes de la plataforma para compactar los valores de módulo en lugares con poco confinamiento.

Tabla 5.19. Valores de Módulo LWD en los bordes de la Base Granular del Relleno
(Fuente: Elab.propia)

Configuración	P20-100kPa	P20-200kPa	P30- 100kPa
Punto en el borde cerca de	Módulo (MPa)	Módulo (MPa)	Módulo (MPa)
A-3	61	62	69
B-3	65	67	60
C-3	68	67	61

Se realizaron mediciones en las capas granulares de la plataforma con cuatro configuraciones diferentes, como se puede apreciar en la Tabla 5.20.

Tabla 5.20. Valores de Módulo LWD de la Base Granular de la Plataforma (Fuente: Elab.propia)

Configuración	P20-100kPa	P20-200kPa	P30-100kPa	P30-200kPa
Punto	Módulo (MPa)	Módulo (MPa)	Módulo (MPa)	Módulo (MPa)
A-1	61	61	54	55
A-2	83	88	72	68
A-3	89	91	75	78
B-1	76	78	77	78
B-2	80	84	93	92
B-3	81	89	76	75
C-1	95	99	83	84
C-2	79	81	80	79
C-3	76	79	76	77
D-1	59	56	45	45
D-2	56	55	47	45
D-3	58	54	48	42
E-1	79	68	53	48
E-2	67	64	74	65
E-3	64	58	57	52
F-1	76	67	53	50
F-2	77	80	62	61
F-3	72	64	51	50

5.3 Espumado Chacay

También en la misma localidad donde se realizaron los dos experimentos comentados en los numerales anteriores, se llevo a cabo la construcción un proyecto de pavimentación de un tramo de camino forestal consistente en un paquete estructural compuesto por una subbase estabilizada con asfalto espumado de 27 cm y una superficie de rodado de concreto asfáltico de 3 cm.

La longitud del tramo realizado con este paquete estructural fue de 6 Km, desde el Km 5,280 al Km 11,300. Este tramo fue monitoreado en parte con mediciones de LWD, como análisis de esta investigación, entre los 5,300 a 6,100 Km, realizando cuatro mediciones por calzada cada 100m, dos por pista. Las mediciones se denominan más adelante a la pistas como fajas, con las letras como I o D, dependiendo si es izquierda o derecha y con las letras B o E si es a 50 cm del borde o del eje.

La información de clasificación del suelo de subrasante entregada por el mandante se muestra en la Tabla 5.21.

Tabla 5.21. Clasificación y Caracterización de la Subrasante del Proyecto Espumado
(Fuente: Elab.propia)

Km	5,100	5,600	6,200	6,700	7,700
CLASIFICACIÓN USCS	SC	CL	CL	CL	SC
LIMITES DE ATTERBERG (NCh 1517/1-2 Of. 1979)					
Límite Líquido (NCh 1517/1 Of. 1979)	39,6	40,6	40,9	42,6	41,8
Límite Plástico (NCh 1517/2 Of. 1979)	29,1	28,8	28,8	30,3	30,3
Índice de Plasticidad	10,5	11,8	12,1	12,3	11,5
CBR (NCh 1852 Of 1981)					
CBR 0.2" Penetración (%) al 95% de	14	6,0	5,0	13,0	10,0
PROCTOR MODIFICADO (NCH 1534/2 Of 1979) Método D					
Densidad Seca Máxima (kg/l)	1,914	2,103	2,114	2,101	2,061
Humedad Óptima (%)	14,2	14,3	15,1	13,9	15,2
GRANULOMETRIA (Manual de Carreteras Vol. 8 - LNV 105)					
Malla ASTM	% Pasante				
Nº 4	100	100	100	100	100
Nº 8	76	99	99,5	96,9	99,3
Nº 30	41	77,4	86,3	69,3	70,5
Nº 40	36	71,8	81,1	64,7	65
Nº 200	19	52,5	74,5	50,9	47,9

Los valores de densidad que se alcanzaron en la construcción de la subbase granular sin estabilizar se pueden observar en la Tabla 5.22.

Tabla 5.22. Mediciones de Densidad y Humedad en Subbase Granular del Espumado
(Fuente: Elab.propia)

Km	Pista	Humedad (%)	Densidad Seca	Compactación
5,280	Der	4,3	2,172	96%
5,280	Izq	4,4	2,188	97%
5,360	Der	4,6	2,179	96%
5,360	Izq	4,5	2,172	96%
5,440	Der	4,8	2,206	97%
5,440	Izq	4,2	2,156	95%
5,520	Der	4,1	2,170	96%
5,520	Izq	4,3	2,188	96%
5,600	Der	4,9	2,160	95%
5,600	Izq	4,5	2,167	96%
5,680	Der	4,2	2,204	97%
5,680	Izq	4,0	2,206	97%
5,760	Der	4,3	2,222	98%
5,760	Izq	4,6	2,172	96%
5,840	Der	4,8	2,201	97%
5,840	Izq	4,5	2,217	98%
5,920	Der	4,4	2,174	95%
5,920	Izq	4,3	2,201	97%
6,000	Der	4,1	2,185	96%
6,000	Izq	4,6	2,201	97%
6,080	Der	4,8	2,150	95%
6,080	Izq	4,3	2,181	96%
6,160	Der	4,0	2,163	95%
6,160	Izq	3,9	2,192	97%
6,240	Der	4,9	2,158	95%
6,240	Izq	4,7	2,165	96%
6,320	Der	4,5	2,235	98%
6,320	Izq	4,3	2,208	97%
6,400	Der	4,2	2,154	95%
6,400	Izq	4,6	2,174	96%
6,480	Der	4,3	2,228	98%
6,480	Izq	4,5	2,208	97%
6,560	Der	4,4	2,181	96%
6,560	Izq	4,9	2,190	97%
6,640	Der	4,2	2,226	98%
6,640	Izq	4,0	2,201	97%

Se tomaron mediciones con el LWD en la subbase granular sin estabilizar, con tres configuraciones distintas, cuyos resultados que se muestran en la Tabla 5.23 a la Tabla 5.26.

Tabla 5.23. Módulos LWD Subbase Granular del Espumado Faja I-E **(Fuente: Elab.propia)**

Configuración	P20-100kPa	P20-200kPa	P30-100kPa
Km	Módulo (MPa)	Módulo (MPa)	Módulo (MPa)
5,300	-	-	107
5,320	-	-	94
5,360	-	-	132
5,400	-	-	119
5,500	-	-	105
5,600	143	-	73
5,700	199	-	167
5,800	195	-	146
5,900	157	167	124
6,000	144	170	199
6,100	299	0	129

Tabla 5.24. Módulos LWD Subbase Granular del Espumado Faja I-B **(Fuente: Elab.propia)**

Configuración	P20-100kPa	P30-100kPa
Km	Módulo (MPa)	Módulo (MPa)
5,300	-	112
5,320	-	83
5,360	-	51
5,400	134	116
5,500	121	71
5,600	131	83
5,700	131	98
5,800	102	128
5,900	117	91
6,000	145	121
6,100	193	204

Tabla 5.25. Módulos LWD Subbase Granular del Espumado Faja D-E (Fuente: Elab.propia)

Configuración	P20-100kPa	P20-200kPa	P30-100kPa
Km	Módulo (MPa)	Módulo (MPa)	Módulo (MPa)
5,300	-	-	122
5,320	-	-	0
5,360	-	-	0
5,400	-	-	83
5,500	123	125	128
5,600	103	-	121
5,700	200	-	185
5,800	162	152	187
5,900	169	184	128
6,000	105	129	88
6,100	95	-	89

Tabla 5.26. Módulos LWD Subbase sin estabilizar Faja D-B (Fuente: Elab.propia)

Configuración	P20-100kPa	P20-200kPa	P30-100kPa
Km	Módulo (MPa)	Módulo (MPa)	Módulo (MPa)
5,300	-	-	128
5,320	-	-	-
5,360	-	-	-
5,400	-	-	96
5,500	79	86	67
5,600	67	66	89
5,700	-	-	113
5,800	96	97	73
5,900	129	146	106
6,000	86	95	72
6,100	100	-	72

Una vez estabilizada la subbase con asfalto espumado, se realizaron nuevamente las mediciones con el LWD, cuyos los valores se presentan por faja en la Tabla 5.27 a la Tabla 5.30. Estas mediciones se realizaron en varios días con el fin de evaluar el aumento de módulo en el tiempo.

Tabla 5.27. Valores de módulo LWD en la subbase espumada por día en la Faja I-B (Fuente: Elab.propia)

Km	Días						
	0	1	2	3	4	5	6
5,300				105	97	97	133
5,400				188	135	105	164
5,500			138	97	173	130	163
5,600			105	88	79	96	101
5,700			151	135	119	141	135
5,800			90	129	133	123	171
5,900			98	70	141	134	
6,000			120	100	95	172	
6,100		168	168	135	148		
6,200		82	95	73	113		
6,300		169	169	140	151		
6,400		126	128	112	117		
6,500		113	152	248	139		
6,600		80	75	82			
6,700	126						
6,800	89						
6,900	94						
7,000	161						
7,100	81						
7,200	104						
7,300	67						

Tabla 5.28. Valores de módulo LWD en la subbase espumada por día en la Faja I-E
(Fuente: Elab.propia)

Km	Días				
	1	2	3	4	5
5,300		137	216	163	238
5,400		97	122	188	124
5,500	133	186	212	184	312
5,600	88	100	107	131	107
5,700	179	421	432	599	596
5,800	201	256	330	291	358
5,900	162	168	204	284	
6,000	168	188	199	240	
6,100	148	161	199	230	
6,200	209	251	178	262	
6,300	203	193	259	290	
6,400	235	277	254	274	
6,500	230	209	367	481	
6,600	228	226	214		

Tabla 5.29. Valores de módulo LWD en la subbase espumada por día en la Faja D-E
(Fuente: Elab.propia)

Km	Faja	Días			
		0	1	2	3
5,300	D-E	97	175		
5,400	D-E	80			
5,500	D-E	75	143		
5,600	D-E	59		109	
5,700	D-E	157	189	175	
5,800	D-E	176	209	283	
5,900	D-E	82	179	208	261
6,000	D-E	76	147	150	162
6,100	D-E	99	211	186	214
6,200	D-E	85	302	237	237
6,300	D-E	64	175	204	266
6,400	D-E		225	221	240
6,500	D-E		137	162	248
6,600	D-E		205	146	

Tabla 5.30. Valores de módulo LWD en la subbase espumada por día en la Faja D-B

(Fuente: Elab.propia)

Km	Faja	Días			
		0	1	2	3
5,300	D-B	98	108	123	
5,400	D-B	159	136		
5,500	D-B	146	218	258	
5,600	D-B	91	101	106	
5,700	D-B	105	106	162	
5,800	D-B	144	139	99	
5,900	D-B	76	117	165	145
6,000	D-B	71	111	100	143
6,100	D-B	82	151	127	158
6,200	D-B	70	188	115	209
6,300	D-B	84	180	177	218
6,400	D-B	90	207	137	208
6,500	D-B	64	147	134	150
6,600	D-B	117	165	192	

Las densidades alcanzadas fueron medidas con Densímetro Nuclear, lo que dio los valores mostrados en la Tabla 5.31.

Tabla 5.31. Densidades de la subbase estabilizada con Asfalto Espumado (Fuente: Elab.propia)

Km	Faja	Humedad (%)	Densidad Seca	Compactación
5,320	D-B	5,8	2,173	88%
5,400	D-B	7,1	2,191	88%
5,500	I-B	10,8	2,250	87%
5,500	I-E	7,3	2,233	89%
5,720	I-E	8,1	2,182	86%
5,820	D-E	6,6	2,180	88%
5,900	I-B	7,5	2,170	86%
6,020	I-B	8,2	2,227	88%
6,020	I-E	9,2	2,218	87%
6,100	I-E	10,0	2,226	87%
6,200	I-B	9,4	2,322	91%
6,300	I-B	10,0	2,263	88%
6,300	I-E	9,0	2,295	90%
6,420	I-E	9,2	2,269	89%
6,520	I-E	9,7	2,242	88%
6,520	I-B	9,1	2,260	89%
6,600	I-E	6,3	2,295	92%
6,720	I-E	8,8	2,186	86%
6,840	D-E	10,1	2,290	89%
6,940	I-E	8,5	2,322	92%
7,000	I-E	8,7	2,170	85%

6. PROCESAMIENTO Y Análisis de resultados

En este Capítulo se analizan todas las mediciones expuestas en el Capítulo anterior, agrupándolos de tal forma que se puedan ir verificando las hipótesis de esta investigación.

Previo procesamiento y análisis de resultados, es importante descartar algunos conceptos que se deben tener en cuenta en el análisis de mediciones de un equipo y/o instrumento.

La medición con un equipo o instrumento es un proceso. En cualquier momento que se analicen los resultados de un proceso se observaran variaciones. Estas variaciones pueden deberse a dos fuentes distintas:

Diferencias entre partes creadas por el proceso, en este caso las mediciones individuales, y/o;

Imperfecciones en la realización del proceso, en este caso imperfecciones al tomar las mediciones.

Por lo tanto, al medir la misma parte repetidamente no resultan en mediciones idénticas.

Los errores de un sistema de medición se pueden clasificar en dos categorías:

Exactitud: describe la diferencia entre la medición y el valor real de la parte que se está midiendo.

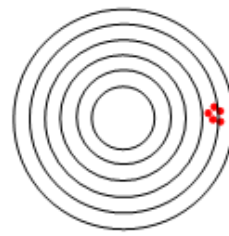
Precisión: describe la variación que se observa cuando mide la misma parte repetidamente con el mismo equipo.

Dentro de cualquier sistema de medición, puede haber uno o los dos tipos de problemas. Se puede tener un equipo que mide las partes con precisión (poca variación en las mediciones) pero sin exactitud. También se puede tener un equipo que sea exacto (el promedio de las mediciones es muy cercano al valor exacto), pero no preciso, es decir, las mediciones tienen una varianza grande. Y también se puede tener un dispositivo que no sea ni exacto ni preciso.

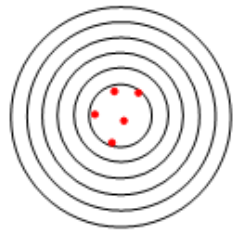
Figura 6.1. Exactitud y precisión (Fuente: es.wikipedia.org/wiki/Precisi3n_y_exactitud)



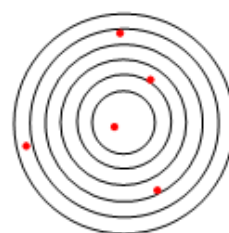
Exacto y preciso



Preciso pero no exacto



Exacto pero no preciso



Ni exacto ni preciso

La exactitud de un sistema de medición se divide en tres componentes:

Linealidad: da una medida de cómo el tamaño de la parte afecta la exactitud del sistema de medición. Es la diferencia en los valores de exactitud observados a través del rango esperado de mediciones.

Sesgo: da una medida del sesgo en el sistema de medición. Es la diferencia entre la medición promedio observada y un valor principal.

Estabilidad: una medida de con cuánta exactitud se desempeña un sistema en el tiempo. Es la variación total obtenida con un dispositivo particular, en la misma parte, al medir una característica en el tiempo.

La precisión, o variación de la medición, se puede dividir en dos componentes:

Repetibilidad: la variación causada por el equipo de medición. Es la variación observada cuando el mismo operador mide la misma parte repetidamente con el mismo equipo.

Reproducibilidad: la variación causada por el sistema de medición. Es la variación observada cuando diferentes operadores miden las mismas partes utilizando el mismo equipo o cuando un mismo operador mide las mismas partes con 2 equipos distintos.

6.1 Análisis de la influencia del MR de las capas en la vida útil de la estructura

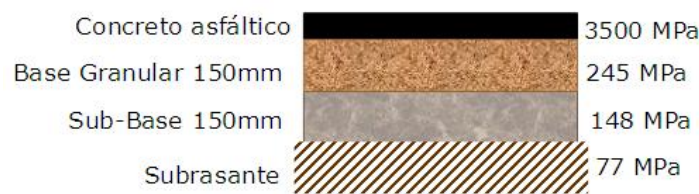
Para analizar la influencia de la variación del MR de las capas en la vida útil de la estructura y determinar qué diferencias de módulo pueden ser aceptables en las mediciones en terreno con el LWD, se realizó la modelación del comportamiento de la

estructura variando los módulos de sus diferentes capas por separado. Este análisis se realizó nuevamente con el software de diseño estructural mePADS.

El mismo consistió en calcular los rangos en que puede variar el valor de módulo de cada capa para que la vida útil de la estructura, calculada en términos de Ejes Equivalentes (EEq) que soporta la estructura completa, siga estando dentro del % de confiabilidad del diseño.

La estructura analizada fue la Estructura 1 de la Tabla 4.1, que se muestra en la Figura 6.2.

Figura 6.2. Estructura de pavimento analizada **(Fuente: Elab.propia)**



El espesor de la capa asfáltica se fue variando de 50 en 50 mm (50 a 150 mm) para ver cuánto afecta el cambio de módulo de las otras capas en función al espesor de la capa asfáltica.

La variación en los EEq de la estructura para cada espesor de capa asfáltica, para variaciones de los módulos de base, subbase y subrasante, se observan en la Figura 6.3 a la Figura 6.5, respectivamente.

Figura 6.3. Variación de los EEq de la estructura s/ variación del Ebase (80%CBR)

(Fuente: Elab.propia)

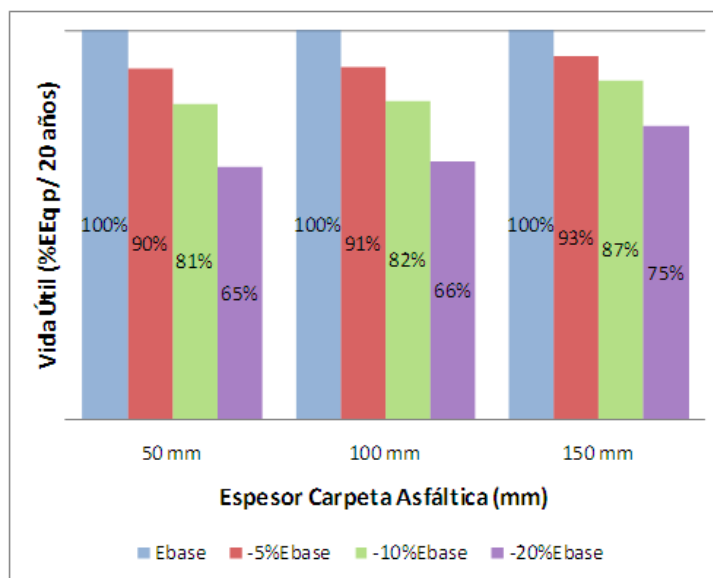


Figura 6.4. Variación de los EEq de la estructura s/ variación del Esubbase (40%CBR)
(Fuente: Elab.propia)

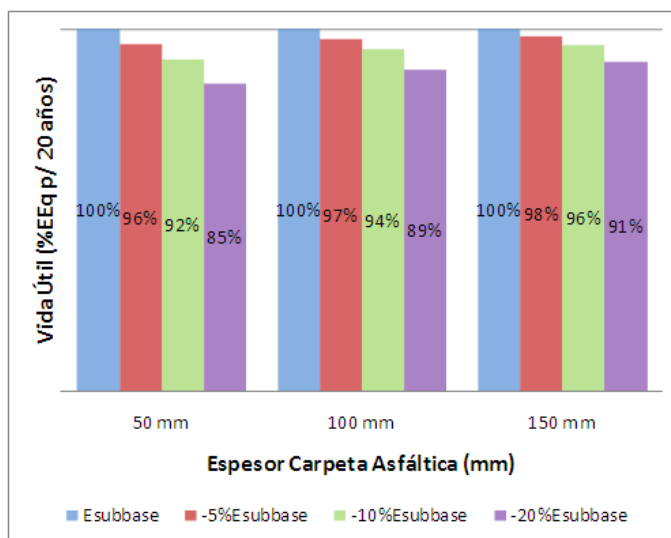
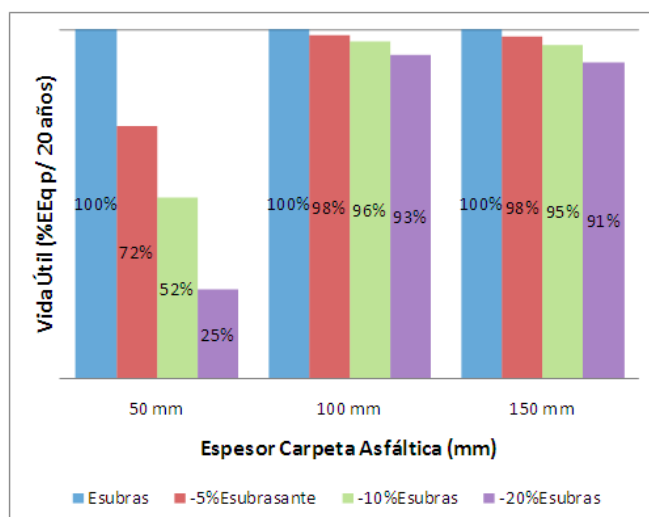


Figura 6.5. Variación de los EEq de la estructura s/ variación del Esubrasante (Fuente: Elab.propia)



A partir de los resultados obtenidos, para todas las capas analizadas, se tiene que a menor espesor de la capa de concreto asfáltico, mayor es la influencia de la variación del MR de cada capa en la vida útil de la estructura. Por lo mismo, se puede concluir que la variabilidad máxima de MR que se puede aceptar en las mediciones con el LWD realizadas en terreno es de 5% para las capas intermedias (base y sub-base granular), ya que de otra forma se estaría atribuyendo toda la variación prevista en el diseño de la estructura completa, solo a la variación de los módulos de estas capas.

En el caso de la subrasante, la variación del MR de la misma influye significativamente en la vida útil de la estructura para los casos de espesores menores de capa asfáltica.

Por lo que es sumamente importante una buena tramificación del proyecto en función a la subrasante. De todas formas, se adopta también un 5% de variación aceptable para la misma, debido a que la estructura analizada es el caso más desfavorable de los pavimentos flexibles porque tiene los espesores mínimos de capas intermedias.

Los valores de MR correspondientes a un 5% de variación, se presentan en la Tabla 6.1 a la Tabla 6.3, para la base granular (12 MPa), sub-base granular (7 MPa) y subrasante (3 MPa), respectivamente.

Tabla 6.1. Valores de módulos de base granular y sus variaciones **(Fuente: Elab.propia)**

Variación	MR (MPa)	Δ (Mpa)	Rango de Influencia (%)
100%	245	-	-
-5%	232	12	-10 a -7
-10%	220	24	-19 a -13
-20%	196	49	-35 a -25

Tabla 6.2. Valores de módulos de subbase granular y sus variaciones **(Fuente: Elab.propia)**

Variación	MR (MPa)	Δ (Mpa)	Rango de Influencia (%)
100%	147	-	-
-5%	140	7	-4 a -2
-10%	133	14	-8 a -4
-20%	118	29	-15 a -9

Tabla 6.3. Valores de módulos de subrasante y sus variaciones **(Fuente: Elab.propia)**

Variación	MR (MPa)	Δ (Mpa)	Rango de Influencia (%)
100%	77	-	-
-5%	73	3	-38 a -2
-10%	69	7	-48 a -5
-20%	61	15	-75 a -9

6.2 Análisis de las Configuraciones utilizadas en las mediciones

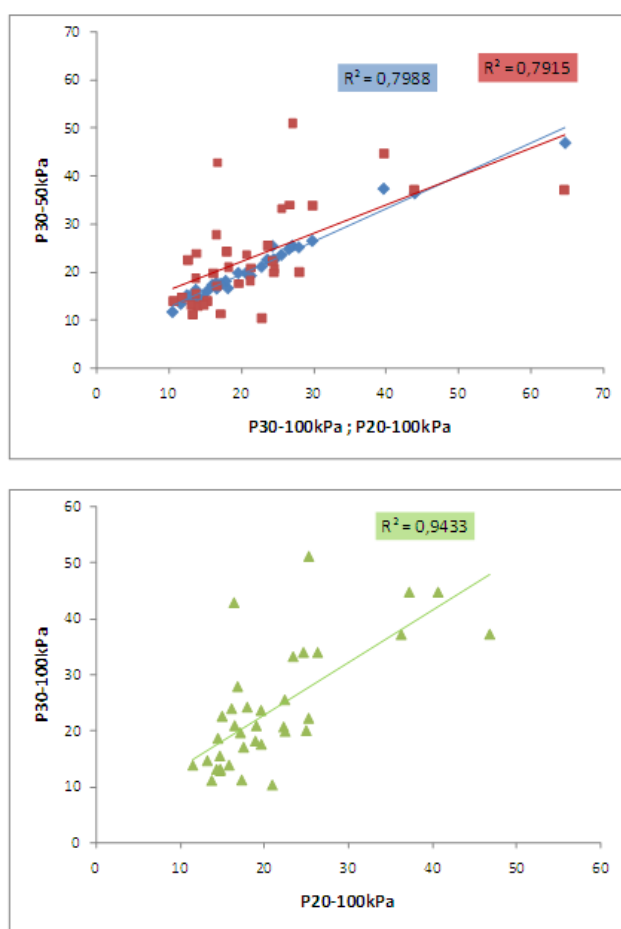
Con todas las mediciones efectuadas en los diferentes suelos se realizó un análisis comparativo entre las configuraciones empleadas para las mediciones, para determinar si son o no estadísticamente similares y calcular la repetibilidad de las mediciones individuales de cada configuración.

6.2.1 Mediciones en la subrasante del experimento Relleno

En la Figura 6.6 se ve la correlación obtenida entre los módulos medidos en la subrasante del relleno con el plato de $\phi 30$ cm a dos presiones distintas (100 kPa y 50 kPa) da un valor bastante bueno de R^2 0,97.

Por otro lado, al comparar las mediciones realizadas con el plato de $\phi 30$ cm y de $\phi 20$ cm tanto para presiones iguales como para presiones diferentes no dan muy buenas correlaciones, con R^2 de 0,49 y 0,371, respectivamente.

Figura 6.6. Comparación entre configuraciones del LWD en la subrasante del relleno
(Fuente: Elab. Propia)



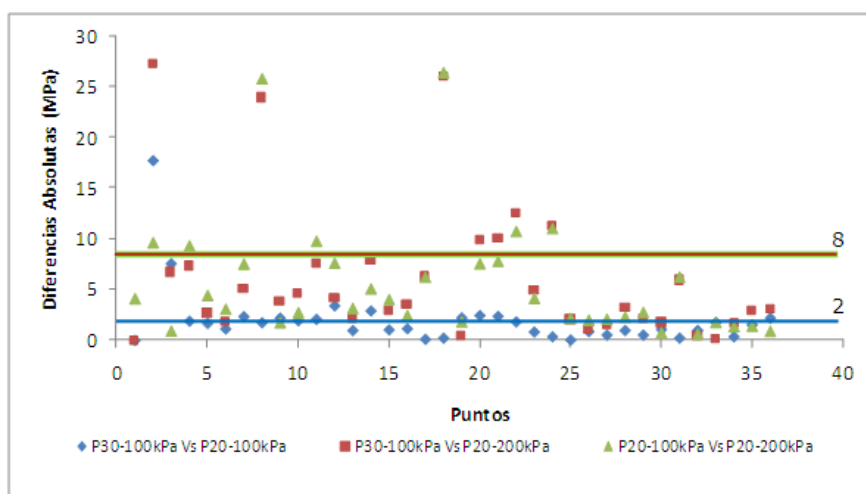
Para contar con otra forma de comparación de las configuraciones, también se analizaron las diferencias absolutas de los módulos medidos punto a punto por las diferentes configuraciones calculándose el percentil 80 de las diferencias que resultó igual a 2, 8 y 8 MPa, como se puede ver en la Figura 6.7.

Según lo visto en el numeral 6.1, 8 MPa es una diferencia significativa para el caso de una subrasante de módulo 72 MPa (CBR=9%) especialmente en el caso de que la estructura tenga una capa asfáltica delgada, implicando más del 11% de variación del módulo de la subrasante. Por tanto, para este tipo de suelo son significativas las

diferencias entre las mediciones con los platos de ϕ 20 y 30 cm, tanto para tensiones iguales como distintas. No así las diferencias entre las mediciones con el plato de ϕ 30 a distintas presiones.

Figura 6.7. Diferencia de módulos obtenidos por configuraciones distintas (Subras. Relle.)

(Fuente: Elab. Propia)



Podemos determinar cuál de las configuraciones da los valores más precisos analizando la repetibilidad de los mismos. Para esto, se utilizó el promedio de los coeficientes de variación de las mediciones punto a punto, que se presentan en la Tabla 6.4. En la misma, se puede ver que los promedios de coeficientes de variación de todas las configuraciones utilizadas son relativamente bajos, siendo la correspondiente a al plato de 30 cm y presión de 100 kPa que tiene el promedio de C_v menor y por tanto, mejor repetibilidad.

Tabla 6.4. Promedio de C_v para configuraciones utilizadas en la subrasante del relleno

(Fuente: Elab. Propia)

Configuración	C_v
P30-50	2,11%
P30-100	1,22%
P20-100	3,09%

Para poder determinar cuál de las configuraciones utilizadas da el valor más exacto se realizó un análisis estadístico de Conglomerados (análisis de Cluster) para un nivel de similitud del 95% para los valores resultantes de cada configuración. Fue adoptado este nivel de similitud debido a que se comprobó en el análisis del numeral 6.1 que variaciones de módulo de 10% pueden resultar altas para la mayoría de las estructuras. Para mostrar mejor la agrupación de los módulos resultantes se realizaron esquemas de las mediciones para cada configuración, que se muestran en la Figura 6.8 a la Figura 6.10.

Tal como dieron las comparaciones, las agrupaciones con casi idénticas para las configuraciones del plato de ϕ 30 cm.

El dato que tenemos de este suelo de subrasante en cuanto a resistencia se refiere es su valor de CBR=9%, lo que da un módulo de 72 MPa utilizando la correlación del TRRL. Como se observa en las figuras los módulos medidos están muy por debajo del valor teórico que debe tener el suelo y se puede suponer que esto se debe a que varios factores que se pueden corroborar con la :

Los niveles de compactación alcanzados están muy por debajo del 95 % de la DSCM.

Los % de humedad que tenía el suelo en el momento de la medición fueron más altos que la humedad óptima

Si analizamos los puntos 1-1 y 1-4, observando las densidades al momento de la medición (Tabla 5.6), podemos ver que a mayor densidad se tiene un valor mayor de módulo LWD. Y al analizar los puntos 2-1 y 3-1 que tienen casi la misma densidad en el momento de la medición, se observa que el punto 3-1 tiene mayor humedad y a esto puede deberse que tenga menor valor de módulo LWD.

Además, al comparar los valores obtenidos con el CDP (Tabla 5.7), se observa que la superficie de la subrasante no es homogénea por tanto no se puede comparar con un solo valor de CBR que fue determinado con una sola muestra del suelo.

Por otro lado, si comparamos los valores de la Tabla 5.7 con los valores medidos por el LWD con las tres configuraciones distintas podemos ver que se encuentra cierta tendencia de que a mayor valor de CDP da un valor mayor de módulo LWD (puntos 1-2, 4-4, 5-5, 6-1), pero esto no se cumple para todos los puntos (1-6, 3-2), por lo que no se puede adoptar ninguna conclusión al respecto. También es importante mencionar que no se conoce el comportamiento del CDP cuando se tienen humedades muy por encima de la óptima como es fue el caso de este suelo por lo que tampoco se puede realizar ningún análisis más profundo con los valores del CDP.

Por todo lo analizado, se llega a la conclusión de que para este caso no se puede determinar si los módulos LWD obtenidos son exactos debido a que en el experimento hubo muchos parámetros cuya variabilidad no fue controlada.

Figura 6.8. Grupos resultantes para la Configuración P30-50 (Fuente: Elab. Propia)

	1	2	3	4	5	6
1	-	40	24	21	20	17
2	65	27	28	13	14	17
3	44	25	21	14	15	13
4	27	25	16	23	11	15
5	18	26	18	14	13	12
6	24	30	17	17	14	21

Figura 6.9. Grupos resultantes para la Configuración P30-100 (Fuente: Elab. Propia)

	1	2	3	4	5	6
1	41	37	25	19	20	17
2	47	25	25	15	15	18
3	36	22	20	16	16	15
4	25	23	17	21	12	14
5	17	24	18	15	14	13
6	23	26	16	17	15	19

Figura 6.10. Grupos resultantes para la Configuración P20-100 (Fuente: Elab. Propia)

	1	2	3	4	5	6
1	45	45	22	21	18	11
2	37	51	20	23	13	17
3	37	21	24	24	14	13
4	34	20	20	10	14	13
5	21	33	24	19	11	15
6	26	34	43	28	15	18

6.2.2 Mediciones en la base del experimento Relleno

Al comparar las mediciones de la base granular relleno en la Figura 6.11, se obtuvo muy buena correlación entre las configuraciones con el plato de ϕ 20 cm con dos presiones distintas (P20-100kPa Vs. P20-200kPa). Por otro lado, para comparar las mediciones a una misma presión con diferentes platos (P30-100kPa Vs. P20-100kPa) como también al comparar las mediciones con configuraciones distintas de plato y presión (P30-100kPa Vs. P20-200kPa), las configuraciones no correlacionan en muy buen grado.

En este caso también se compararon las diferencias absolutas entre las mediciones, dando valores de 8, 19 y 20 MPa para las tres configuraciones, respectivamente. (Figura 6.12).

También según lo visto en el numeral 6.1, 19 y 20 MPa es una diferencia significativa para el caso de una base granular de módulo 288,40 MPa (CBR=100%) para todos los espesores de capas asfálticas, ya que esta variación afecta más a la estructura por tratarse de una base de mayor módulo, implicando en este caso casi el 7% de variación del módulo de la base. Por tanto, para este tipo de suelo son significativas las diferencias entre las mediciones con los platos de ϕ 20 y 30 cm, tanto para tensiones iguales como distintas. No así las diferencias entre las mediciones con el plato de ϕ 20 a distintas presiones.

En la Tabla 6.5 se puede ver que los promedios de los coeficientes de variación de todas las configuraciones utilizadas son relativamente bajos, siendo también la correspondiente al plato de 30 cm y presión de 100 kPa que tiene el promedio de C_v menor y por tanto, mejor repetibilidad.

Figura 6.11. Comparación entre configuraciones del LWD en el relleno **(Fuente: Elab. Propia)**

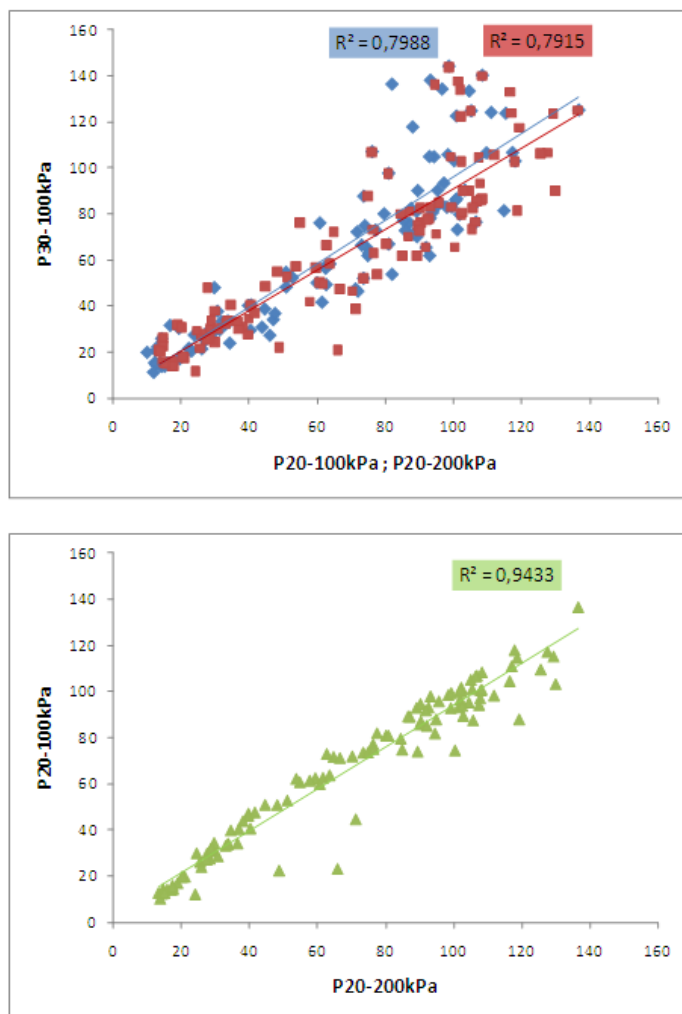


Figura 6.12. Diferencia de módulos obtenidos de diferentes configuraciones (Relleno) **(Fuente: Elab. Propia)**

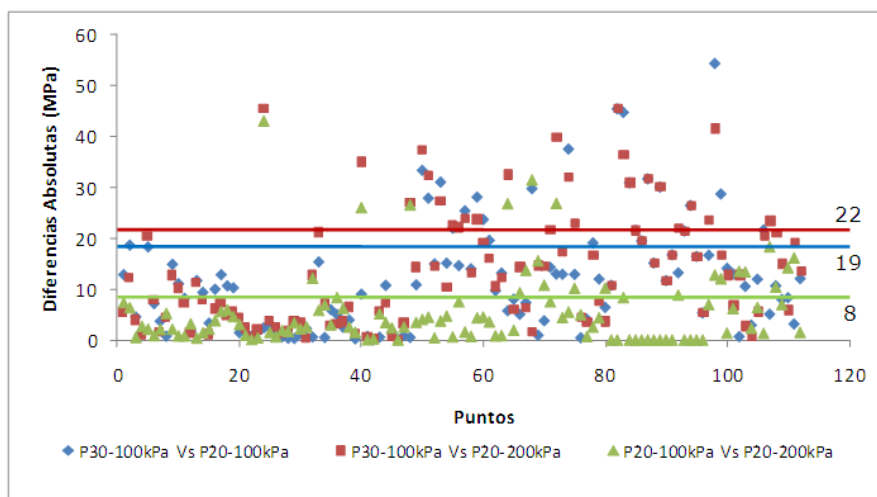


Tabla 6.5. Promedio de C_v para configuraciones utilizadas en la base del Relleno (**Fuente: Elab. Propia**)

Configuración	C_v
P30-100	1,80%
P20-100	2,69%
P20-200	1,82%

Si observamos los valores de CDP de la Tabla 5.11 correspondientes al relleno se ve que los valores de tasa de penetración de las capas fueron bastante variables. Esto puede deberse a que las densidades alcanzadas también están por debajo del 95% de la DSCM.

También en este caso se llega a la conclusión de que no se puede determinar si los módulos LWD obtenidos son exactos debido a que en el experimento hubo muchos parámetros cuya variabilidad no fue controlada.

6.2.3 Mediciones en el experimento Plataforma

Al comparar las mediciones realizadas en la plataforma con cuatro configuraciones distintas, da muy buenas correlaciones para las mediciones con un mismo plato a diferentes presiones (Figura 6.13). Y como se ve en la Figura 6.14 el percentil 80 de las diferencias absolutas es muy bajo (6 MPa), considerando que es una base granular de 288,4 MPa (CBR=100%).

Figura 6.13. Comparación entre configuraciones del LWD en la plataforma (Platos iguales, presiones distintas)

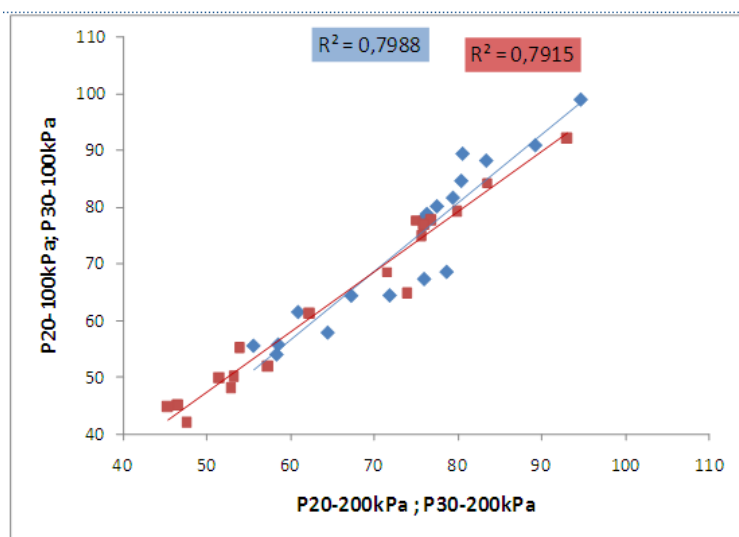
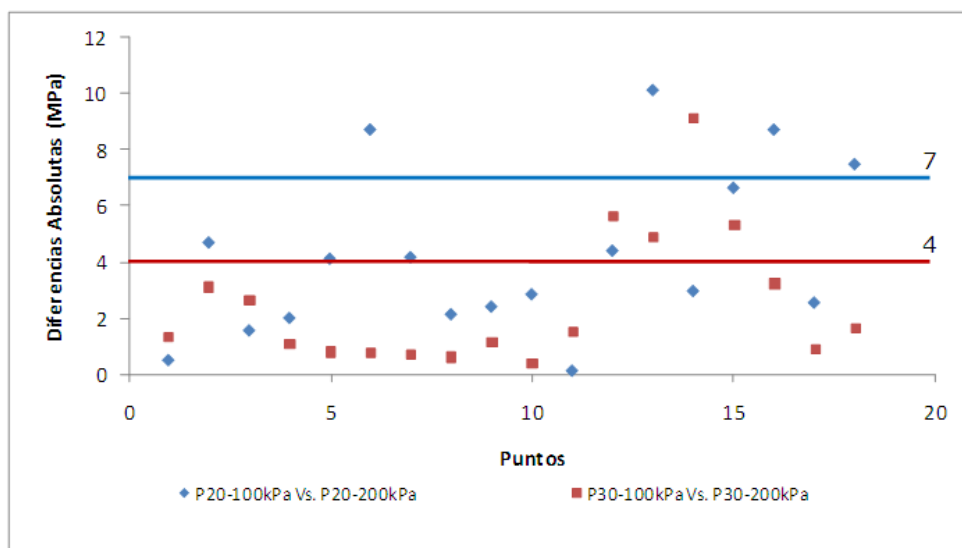


Figura 6.14. Diferencias absolutas entre configuraciones del LWD en la plataforma (Platos iguales, presiones distintas)



Tanto las correlaciones calculadas al comparar las mediciones realizadas a la misma presión pero con diferentes platos de carga como aquellas realizadas con distintos y diferentes presiones no dan muy valores muy buenos (Figura 6.15 y Figura 6.17, respect.) y los percentiles 80 de las diferencias dieron un valor de 15 MPa (Figura 6.16 y Figura 6.18, respect.), que por los análisis anteriores ya sabemos que es un valor significativo de diferencia.

Figura 6.15 Comparación entre configuraciones del LWD en la plataforma (Platos distintos, presiones iguales)

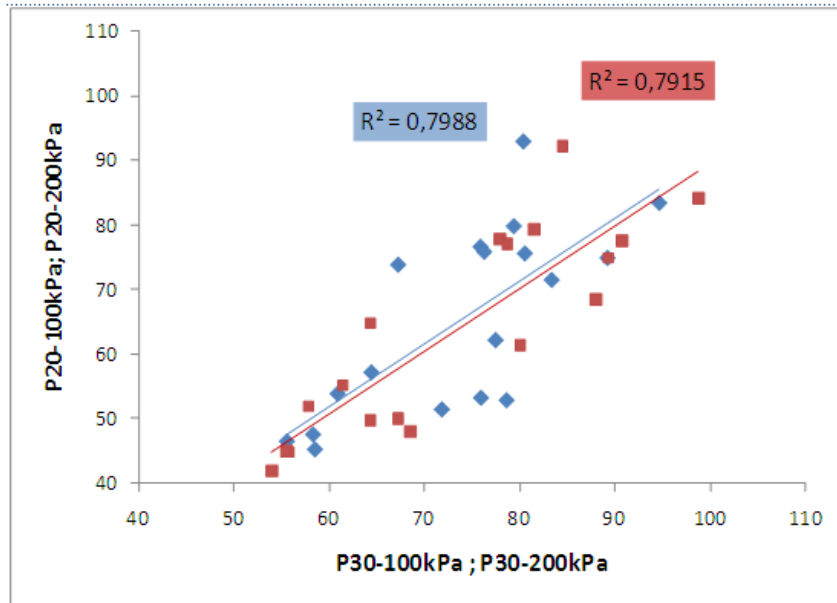


Figura 6.16. Diferencias absolutas entre configuraciones del LWD en la plataforma (Platos distintos, presiones iguales)

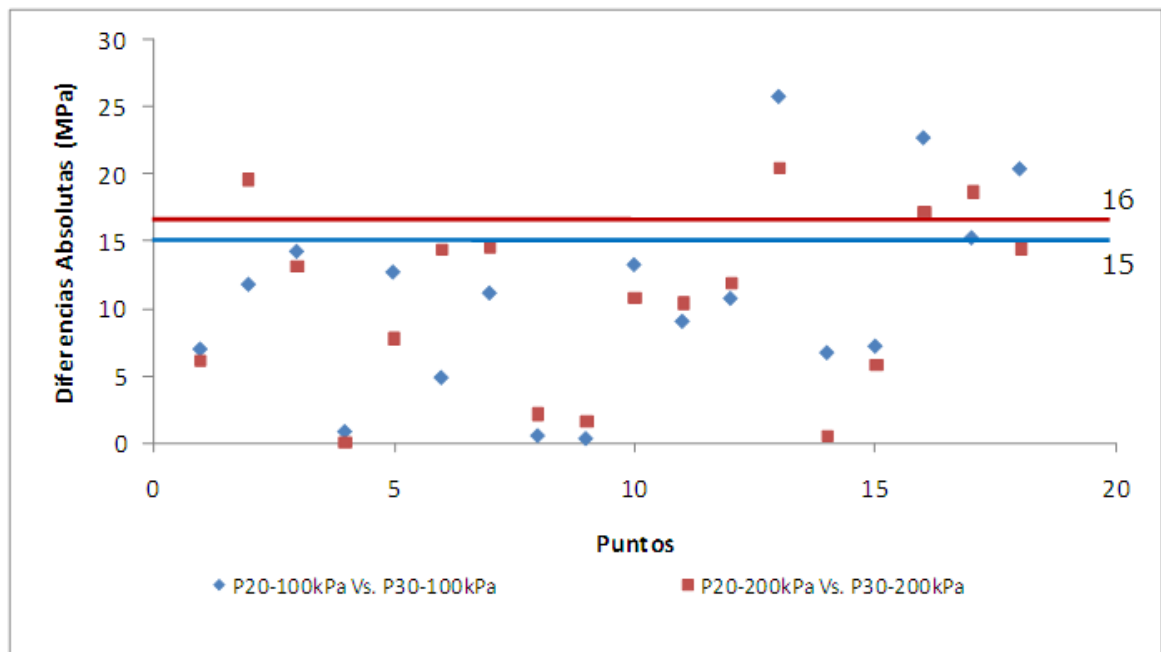


Figura 6.17. Comparación entre configuraciones del LWD en la plataforma (Platos distintos, Presiones distintas)

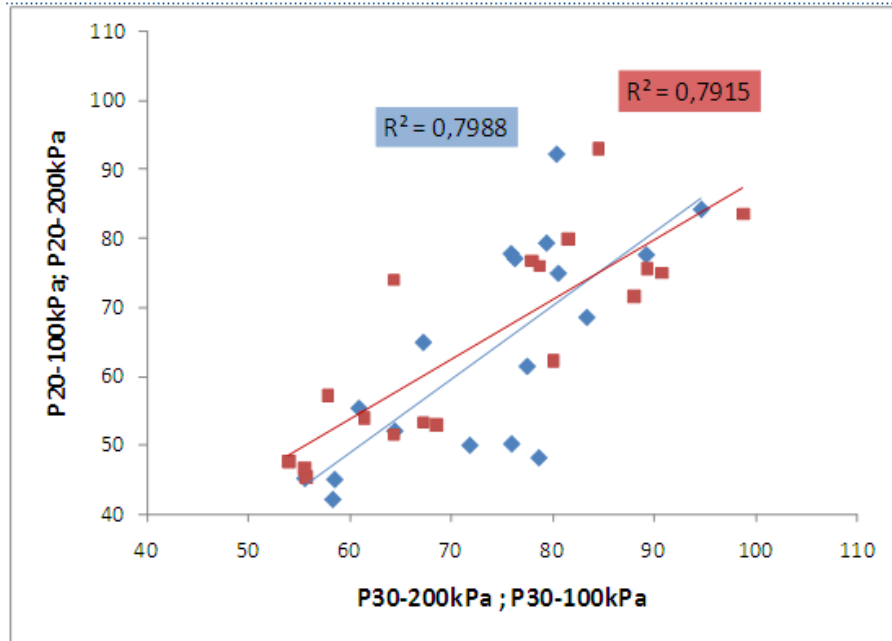
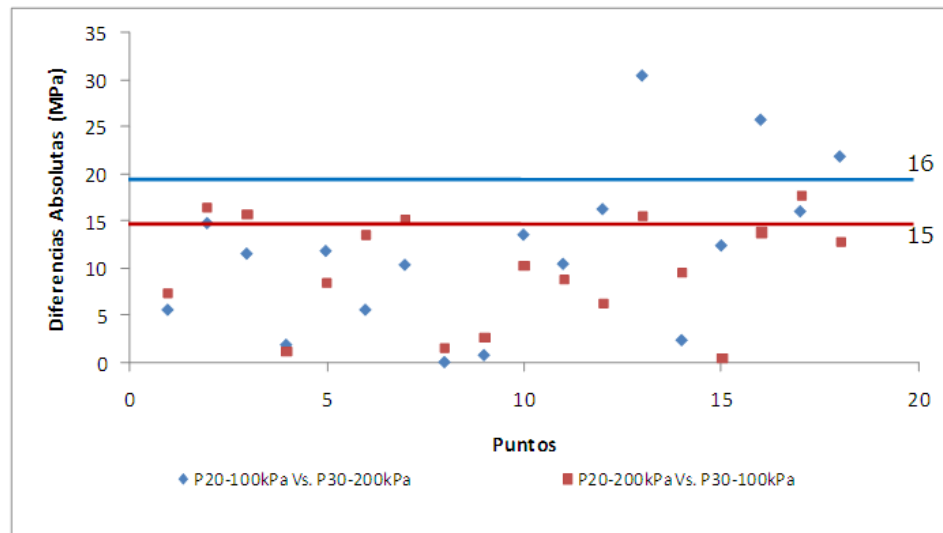


Figura 6.18. Diferencias absolutas entre configuraciones del LWD en la plataforma (Platos distintos, presiones distintas)



Por tanto, para este tipo de suelo son significativas las diferencias entre las mediciones con los platos de ϕ 20 y 30 cm, tanto para tensiones iguales como distintas. No así las diferencias entre las mediciones hechas con el mismo plato a distintas presiones.

En la Tabla 6.6 se puede ver que los promedios de los coeficientes de variación de todas las configuraciones utilizadas son relativamente bajos, siendo la correspondiente al plato de 30 cm y presión de 200 kPa la que tiene un promedio de Cv menor y por tanto, mejor repetibilidad.

Tabla 6.6. Promedio de Cv para configuraciones utilizadas en la base de la Plataforma

Configuración	Cv
P20-100kPa	2,39%
P20-200kPa	1,87%
P30-100kPa	1,45%
P30-200kPa	1,42%

Al igual que en los casos anteriores, luego de analizar los valores de CDP obtenidos se llega a la conclusión de que no se puede determinar si los módulos LWD obtenidos son exactos debido a que en el experimento hubo muchos parámetros cuya variabilidad no fue controlada.

6.2.4 Mediciones en la subbase granular del Proyecto de Espumado

Al comparar las mediciones realizadas en la subbase granular antes de espumar con tres configuraciones distintas también da muy buenas correlaciones para las mediciones con un mismo plato a diferentes presiones no así para las mediciones realizadas a la misma presión con platos diferentes ni con platos y presiones distintas (Figura 6.19). Y como se ve en la Figura 6.20 el percentil 80 de los valores da 17, 39 y 41 MPa, respectivamente.

En este caso, las diferencias entre las configuraciones son significativas para todos los casos, considerando que el material evaluado es una subbase granular de 147,74 MPa (CBR 40%), implicando una diferencia en el módulo de más del 11 %, lo cual ya es importante para afectar en mucho % a los EEq de la estructura.

Figura 6.19. Comparación entre configuraciones del LWD en la Subbase granular del Espumado

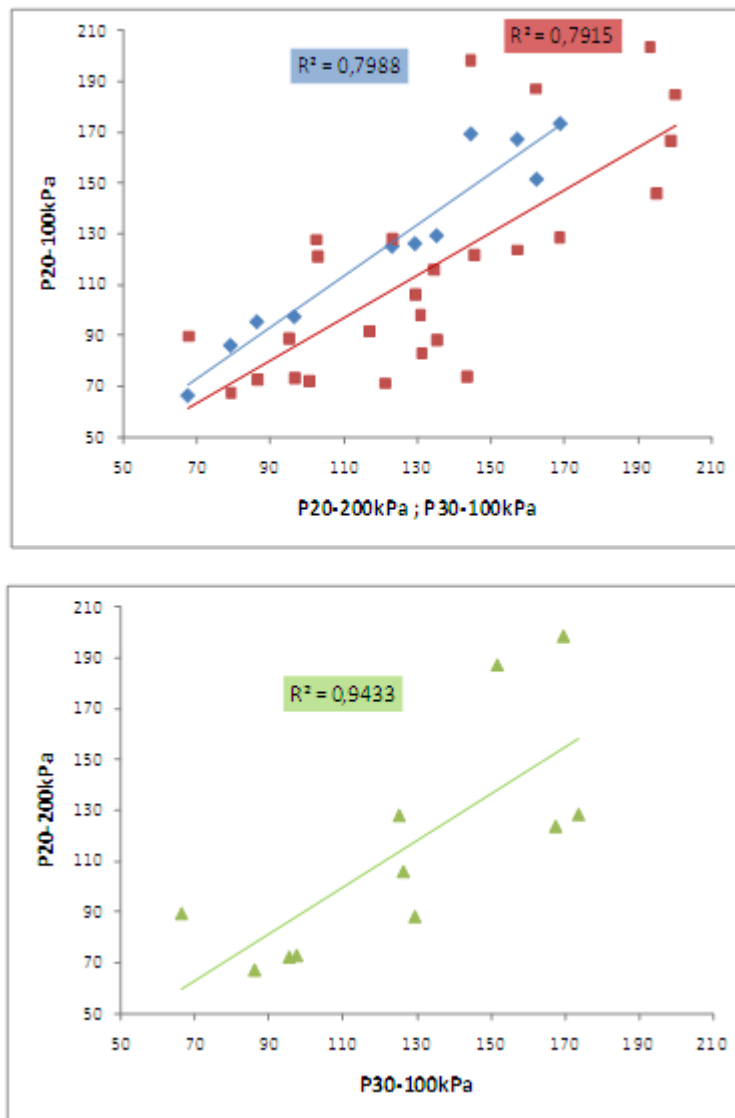
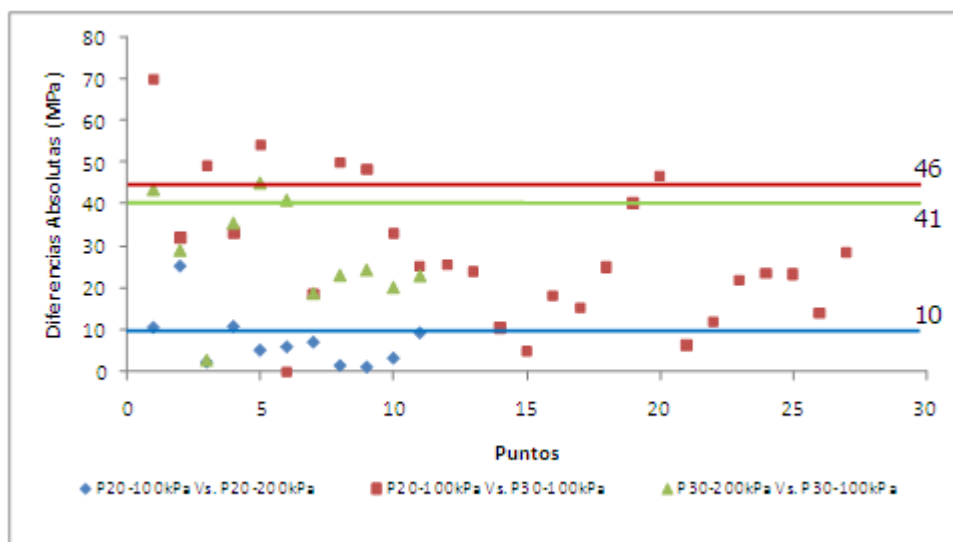


Figura 6.20. Diferencias entre configuraciones del LWD en la Subbase Granular



En la Tabla 6.7 se puede ver que los promedios de los coeficientes de variación de todas las configuraciones utilizadas son relativamente bajos, siendo la correspondiente al plato de 30 cm y presión de 100 kPa la que tiene el promedio de Cv menor y por tanto, mejor repetibilidad.

Tabla 6.7. Promedio de Cv para configuraciones utilizadas en la subbase granular del espumar

Configuración	Cv
P20-100kPa	2,18%
P20-200kPa	1,98%
P30-100kPa	1,74%

Al analizar los módulos LWD obtenidos se calcularon los promedios obtenidos por cada configuración dando los valores que se muestran en la Tabla 6.8. En la misma se puede ver que el promedio de módulos LWD medidos con la configuración P20-100kPa da un valor cuya diferencia con el valor teórico que debe tener no es significativa.

Tabla 6.8. Módulo LWD Vs módulo teórico

Configuración	Promedio	Valor Teórico	Diferencia
P20-100kPa	138	148	10
P20-200kPa	119		29
P30-100kPa	110		37

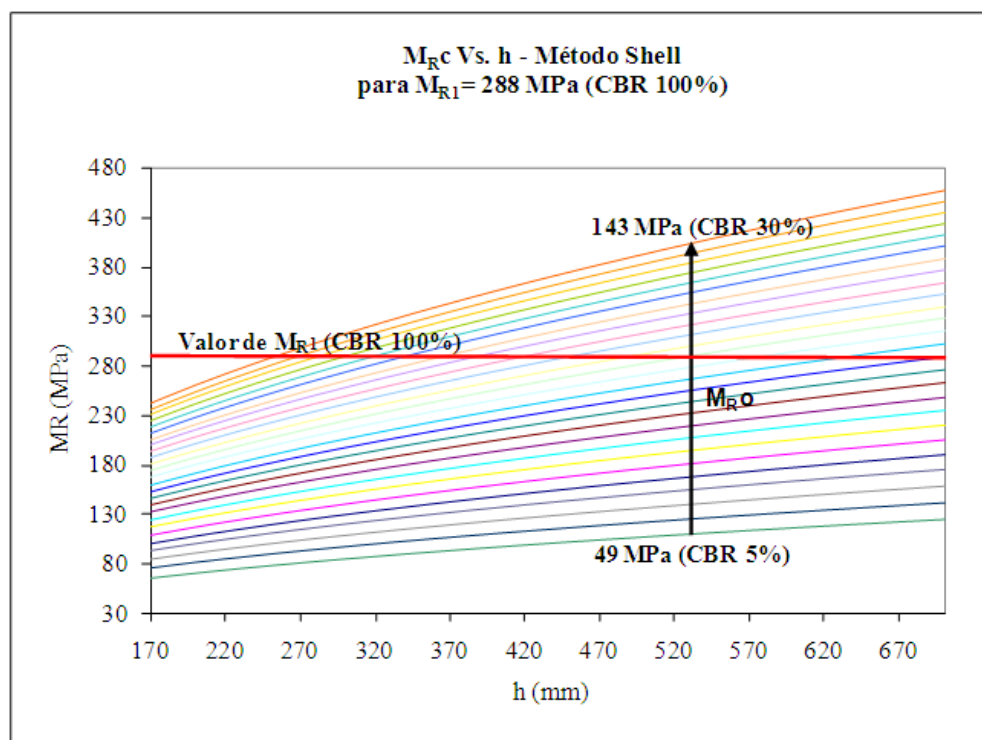
Se puede en la Tabla 5.22 que esta capa de subbase quedo compactada con una densidad mayor al 95 % de la DSCM, por lo que a esto se puede atribuir que los valores de módulo LWD den más parecidos al valor teórico que debería tener. Por tanto, en este caso podemos decir que la configuración P20-100kPa da valores con más exactitud.

De estos resultados se puede concluir que el LWD da valores confiables ya que en este caso aunque no se cuentan con otros valores patrones de módulo si se cumplieron con los parámetros de densidad y humedad supuestas en el diseño. Por lo que podríamos creer que en los casos anteriores los módulos obtenidos con el LWD son probablemente valores reales de módulo con alguna de las configuraciones pero no se puede demostrar debido a que no contamos con algún módulo medido en terreno con algún equipo de confiabilidad conocida como por ejemplo el FWD.

6.3 Influencia de la Subrasante en la capacidad de soporte de los materiales

Para analizar la influencia de la capacidad de soporte de la subrasante en la de las capas granulares, se estudió el método Shell, mencionado anteriormente en el numeral 2.3, observando cómo varía el módulo compuesto (M_{RC}) de una capa en función a su espesor (h) y al módulo de la subrasante (Figura 6.21).

Figura 6.21. Método Shell (Fuente: Elab. Propia)



Se puede apreciar que a menor módulo de la subrasante (M_{R0}), más espesor de la capa granular se necesita para obtener un M_{RC} igual al M_{R1} , viendo que recién para un $M_{R0}=102$ MPa (CBR 16%) y con un espesor de 700 mm se puede tener que $M_{RC}=M_{R1}$.

Por otro lado, también se tiene que para el espesor máximo de 300 mm de bases granulares, recién a partir de un $M_{R0}=135$ MPa (CBR 27%) se puede tener que $M_{RC}=M_{R1}$ cuando se tiene un $M_{R1}=288$ MPa (CBR 100%), que es el máximo valor utilizado.

Estos valores se presentan para tener claro que siempre se debe conocer el valor que tendrá M_{RC} de las bases y subbases granulares debido a que puede ser bien distinto al M_{R1} .

6.3.1 Comparación de los M_{RC} del LWD con los M_{RC} del Método Shell

Como el caso en que el valor del módulo medido con el LWD nos dio más parecido al valor teórico que debía tener fue la subbase granular del proyecto espumado, se decidió comparar en primer lugar el valor teórico que debía tener el M_{RC} en este caso por el método Shell con el valor medido en terreno con el LWD.

Por método Shell el valor que debía tener el $M_{RC} = 138$ MPa para un valor de $M_{R0}=55$ MPa (CBR 6%), considerando que la subbase tuvo un espesor de 27 cm y un $M_{R1}=148$ MPa (CBR 40%).

Como vimos en el numeral 6.2.4 el promedio de estas mediciones da un valor de 138 MPa para la medición con la configuración de P20-100KPa.

Luego, se compararon los valores de M_{RC} obtenidos con el LWD en las demás mediciones con los datos estimados con el método Shell y es posible ver que no existe una tendencia de similitud si se consideran todos los experimentos realizados (Tabla 6.9). No obstante, si se eliminan los resultados asociados al experimento realizado en la plataforma, los otros experimentos permitirían confirmar la validez del método para espesores entre 25 y 30 cm de base granular.

Tabla 6.9. Comparación de M_{LWD} con M_{Shell} (Fuente: Elab. Propia)

Experimento/ Proyecto	Capa Evaluada	Configuraciones utilizadas	Promedio MR (MPa)	MR Shell (MPa)	Diferencia (MPa)
Relleno	Base Granular (⁸⁸)	P30-100kPa	55	51	-4
			35	37	1
		P20-100kPa	57	51	-6
			38	37	-1
		P20-200kPa	53	51	-2
			36	37	0
Plataforma	Base Granular (⁸⁸⁸⁸)	P20-100kPa	80	102	22
		P20-200kPa	83		19
		P30-100kPa	76		26
		P30-200kPa	76		26
Subbase Granular		P30-100kPa	110	138	28
		P20-100kPa	137		1
		P20-200kPa	119		19

(⁸⁸) Valores solo para la capa 3 de espesor 25 cm

(⁸⁸⁸⁸) Valores solo para la capa de 30 cm de espesor

7. METODOLOGÍA DE Evaluación con el LFW

El análisis de las mediciones realizadas en esta investigación nos lleva a confirmar que los resultados obtenidos tienen ciertas tendencias. En base a éstas, se puede llegar a definir una metodología de evaluación de capas granulares del pavimento.

Es importante destacar la palabra "metodología" debido a que procedimiento o método y metodología son dos conceptos diferentes. El método es la manera para lograr los objetivos y la metodología es el estudio del método.

Entonces, con esta metodología lo que se plantea es realizar una prueba experimental consistente en un pequeño tramo de prueba para cada caso particular en que se medirá en varios puntos con el LWD a fin de obtener el método para medir las capas bajo las condiciones de terreno.

7.1 Construcción del tramo experimental

Se propone la construcción de un pequeño tramo de prueba de 4 x 4m con los mismos materiales y espesores que se utilizaran en el camino que se desea evaluar y que sea construido sobre el mismo tipo de suelo de subrasante. Este ancho se eligió de acuerdo al ancho típico de los compactadores (2 m).

La construcción del tramo de prueba debe realizarse siguiendo todas las especificaciones técnicas del Manual de Carreteras Vol. 5 y debe verificarse que éstas se cumplan estrictamente. De otra forma no se podrá llegar a conclusiones correctas con las mediciones que se realizarán con el LWD.

Además de los ensayos especificados en el Manual de Carreteras se deben realizar los siguientes ensayos al suelo de la subrasante:

CBR de tres muestras de la subrasante del tramo de prueba.

Cono Dinámico de Penetración en todos los puntos donde se medirá con el LWD.

Mediciones de densidad y humedad (con densímetro nuclear) en todos los puntos donde se medirá con el LWD.

También en la/s capa/s a evaluar se deberán realizar mediciones de densidad y humedad en todos los puntos en que se medirá con el LWD.

7.2 Consideraciones a tomar al realizar las mediciones

Las consideraciones a tener en cuenta en las mediciones son las siguientes:

Asegurar el contacto uniforme entre el plato de carga y la superficie de la capa evaluada colocando una capa fina de arena. En cada medición analizar la curva de

deformación en el tiempo ya que la misma acusa cuando no existe un contacto uniforme. En los casos en que esta curva se presente irregular, se debe eliminar la medición y uniformizar el contacto.

Analizar en cada medición los trazos de las curvas de carga y deformación en el tiempo para eliminar aquellas que presenten un desfase en los máximos de carga y deformación.

En cada punto evaluado, realizar las mediciones necesarias hasta conseguir tres valores constantes. El promedio de estos tres valores se tomará como valor representativo del punto.

7.3 Mediciones con el LWD

Se deberán realizar las mediciones con el LWD, tanto en la subrasante del tramo de prueba como en la/las capa/s a evaluar, según el esquema de la Figura 7.1 con las configuraciones que se presentan en la Tabla 7.1, siguiendo las recomendaciones del numeral 7.2.

Es recomendable antes de realizar las mediciones fijar las alturas del LWD con las que se alcanzan las tensiones con las que se realizarán las mediciones.

Figura 7.1. Esquema de mediciones a realizar con el LWD

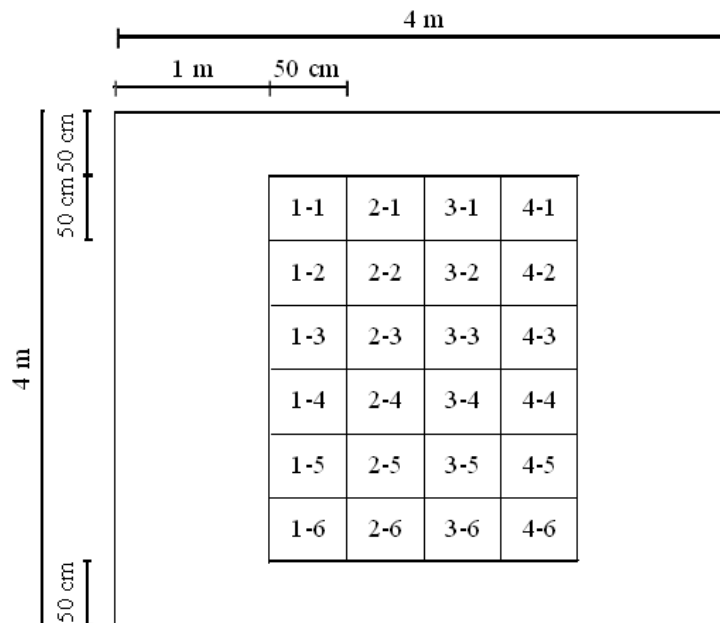


Tabla 7.1. Configuraciones a utilizar para realizar las mediciones con el LWD (**Fuente: Elab. Propia**)

Tipo de capa	Configuraciones a utilizar
Base Granular	P30-200 kPa
	P20-200 kPa
Subbase Granular	P30-100 kPa
	P20-100 kPa
Subbase Granular	P30-50 kPa
	P20-50 kPa

7.4 Análisis de los resultados obtenidos

En primer lugar deben analizarse las mediciones realizadas en la subrasante con el CDP, para determinar si el suelo es homogéneo por debajo de la superficie. Por tanto con estas mediciones se podrán clasificar los puntos de acuerdo a su homogeneidad de la subrasante.

Con las mediciones del CDP y las mediciones del LWD de la subrasante se debe realizar un análisis estadístico de conglomerados (análisis de Cluster) al 95% de similitud, con algún software estadístico que contenga esta función. Como resultado de este análisis se tendrán agrupados los puntos similares de la subrasante del tramo de prueba.

Al tener estos valores de módulo de la subrasante se deben calcular los valores de módulo compuesto estimados de la capa a evaluar con el método Shell.

Para empezar el análisis de las mediciones con el LWD en la capa evaluada, primero se deben filtrar los datos por grupos de subrasante.

Posteriormente, se calcula la variabilidad de cada grupo para cada configuración utilizada, donde se debe encontrar un $C_v \leq 5\%$ para poder continuar con el proceso, ya que esto implica que se estén cumpliendo las especificaciones técnicas de construcción.

Una vez que se tengan los C_v , se debe comparar las medias de cada grupo con el módulo compuesto calculado por Método Shell.

La configuración adecuada será aquella cuya media se acerque más al MRC calculado por el método Shell y tenga menor C_v .

Para iniciar las mediciones en terreno, se debe calcular el valor aceptable de MRC en terreno en función a la variabilidad que se puede esperar en la subrasante. Este valor aceptable se debe calcular para cada grupo de subrasante, utilizando las herramientas estadísticas de la distribución normal y utilizando una confiabilidad que define aquí como una función del valor de la subrasante de diseño (Tabla 9).

Tabla 7.2 Confiabilidad según el valor de CBR de la subrasante

CBR		Confiabilidad (%)
5	8	90
>8	12	92
>12		95

Las mediciones en terreno se deben realizar con un espaciamiento entre mediciones ≤ 50 m y se recomienda que el número de puntos medidos por capa evaluada sea ≥ 30 .

8. Conclusiones y recomendaciones

Los métodos actuales de diseño estructural de pavimentos flexibles, incluida la nueva Guía de Diseño AASHTO 2008, utilizan como indicador de la capacidad estructural de las capas granulares el Módulo Resiliente (M_R) de las mismas. Sin embargo, durante la construcción de éstas capas, los materiales granulares se especifican según el valor de CBR y se controlan en terreno según los valores de densidad alcanzados.

Debido a la necesidad de contar con un método de control de la capacidad estructural de las capas granules, el presente estudio se enfocó en analizar las variables más importantes requeridas para definir la utilización del equipo como herramienta de control en terreno.

Se analizaron las tensiones a las que se encuentran sometidas las capas granulares de un pavimento flexible y se definieron las presiones adecuadas para evaluar cada capa. Estas presiones se utilizaron en las mediciones realizadas en esta investigación.

Para un mismo plato de carga, resultó que la variación de las mediciones del LWD para distintas presiones es poco significativa.

Con estos resultados se validan las presiones utilizadas en las mediciones realizadas en esta investigación para cada capa evaluada, recomendando las siguientes presiones según la capa a evaluar:

Base granular: 200 kPa

Subbase granular: 100 kPa

Sin embargo, las mediciones realizadas con distintos platos de carga, tanto para presiones iguales como para presiones diferentes, dan resultados bien distintos, por lo que el plato de carga a utilizar en las mediciones se deberá definir según la metodología propuesta.

Mediante el análisis de variación de módulos aceptables, se ha determinado que el coeficiente de variación de los módulos de las capas evaluadas (que tengan las mismas características) debe ser $\leq 5\%$.

Por otro lado, el coeficiente de variación punto a punto para todas las mediciones realizadas fue bajo (máximo 3%), con lo cual se puede concluir que la repetibilidad del LWD es alta.

Además, de los resultados obtenidos se puede decir que existe una tendencia de que el LWD dé valores de módulos compuestos de capas granulares similares a los valores obtenidos en forma teórica por el método Shell. Por lo que se recomienda utilizar este método dentro de la metodología propuesta para evaluar las capas granulares con el LWD.

A partir de estos resultados, este estudio propone una metodología de evaluación en terreno del M_R de las capas granulares de un pavimento, a través de una metodología experimental que deberá realizarse para cada proyecto en particular.

La metodología experimental propone la construcción de un pequeño tramo de prueba para realizar mediciones y a partir de sus resultados definir la configuración específica del LWD para evaluar cada capa con las condiciones particulares de terreno. En este tramo de prueba es importante que se cumplan en forma rigurosa todas las especificaciones de construcción del Manual de Carreteras para poder llegar a valores confiables para la realización de las mediciones.

El plato de carga a utilizar en las mediciones con el LWD se debe definir según los resultados de las mediciones del tramo experimental, debiendo seleccionarse aquel cuya media sea similar al módulo compuesto calculado por el método Shell.

El LWD se puede utilizar como instrumento de evaluación de la capacidad de soporte de materiales granulares aplicando una metodología experimental en cada proyecto en particular.

9. INVESTIGACIONES FUTURAS

Debido a que todavía queda mucho por estudiar sobre el LWD a continuación se presentan algunos temas que serían muy interesantes para complementar esta investigación:

Comparar las mediciones de deformación que entrega el LWD con mediciones entregadas por sensores de deformación colocados en un tramo de prueba.

Comparación de módulos resilientes obtenidos en laboratorio con los módulos que entrega el LWD.

Análisis del efecto de la humedad en los resultados de los módulos obtenidos con el LWD.

Análisis de módulos obtenidos con el LWD de materiales estabilizados con asfalto espumado o con otros estabilizadores químicos como cal, cemento, cenizas volantes, bischofita, etc.

BIBLIOGRAFÍA

ABU-FARSAKH, M., ALSHIBLI, K., NAZZAL, M. Y SEYMAN, E., Assessment of In-Situ Test Technology for Construction Control of Base Courses and Embankments, Louisiana Transportation Research Center, USA, 2004

ANGELONE S. Y MARTINEZ F., Analysis of non-linear models describing the resilient behaviour for soils and unbound materials, Unbound Aggregates in Road Construction, Dawson Balkema, Rotterdam, Netherland, 2000

BENGOA E., Metodología de control complementaria para verificar la calidad estructural y funcional del conjunto de capas de un pavimento asfáltico durante su etapa constructiva, Escuela de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica, Santiago, Chile, 2003

Brown, S. F., Soil Mechanics in Pavement Engineering, 01-05A, Auburn, University, Alabama, U.S.A., 1996

BRIAUD, J., LI, Y. Y RHEE, K., BCD: A Soil Modulus Device for Compaction Control, ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132 (2006), pág.108.

COLLOP A., ARMITAGE R. Y THOM N., Assessing Variability of In Situ Pavement Material Stiffness Moduli, Journal of Transportation Engineering, Pág. 74-81, Jan/Feb, 2001

DE SOLMINIHAC H., Gestión de Infraestructura Vial, 2ª Edición, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile, 2001

DYNATEST, Manual del Deflectómetro de Impacto Portátil Keros LWD

Fleming, P. R., Frost, M. W. y Rogers, C.D.F. , A Comparison of Devices for Measuring Stiffness In- situ, Proceedings of the Fifth International Conference on Unbound Aggregate In Roads, Nottingham, UK, 2000.

FLEMING P. R., LAMBERT J. P. Y FROST, M.W., In-Situ Assessment of Stiffness Modulus for Highway Foundations during Construction. Loughborough University, Department of Civil and Building Engineering & Nottingham Trent University, Division of Civil Engineering, The School of Property and Construction, Newton Building. Loughborough & Nottingham, England, 2006

FLEMING P. R., LAMBERT J. P. Y FROST, M.W. A Review of the Lightweight Deflectometer for Routine Insitu Assessment of Pavement Material Stiffness, 85th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington DC, 2007

FLEMING, P. R., Field Measurement of Stiffness Modulus for Pavement Foundations, 79th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington DC, 2001

GARNICA P., GÓMEZ J. Y SESMA J., Mecánica de Materiales para Pavimentos, Instituto Mexicano de Transporte, México, 2002

GUZINA, B., HOFFMANN O. y DRESCHER, A, Enhancements and Verification Tests for Portable Deflectometers, Minnesota Department of Transportation, 2003

HAAS, R., W. R. HUDSON, AND J. P. ZANIEWSKI, Modern Pavement Management, Krieger Publishing Company, Malabar, Florida. 1993

Huang Yang H., Pavement Analysis and Design, University of Kentucky, Prentice Hall, U.S.A., 1993

KAMIURA M., SEKINE E., ABE N. Y MARUYAM T., Stiffness evaluation of the subgrade and granular aggregates using the portable FWD, Unbound Aggregates in Road Constrution, Dawson Balkema, Rotterdam, Netherland, 2000

LACEY G., Análisis empírico-mecanicista de pavimentos flexibles utilizando el Deflectómetro de Impacto Liviano y modelación mediante elementos finitos, Escuela de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica, Santiago, Chile, 2006

LAMBERT J., FLEMING P. Y FROST M., Laboratory Assessment of Coarse Granular Road Foundation Materials presented at the 85th Transportation Research Board meeting, National Research Council, CD-ROM, Washington DC, USA, 2006

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, Instrucciones y Criterios de Diseño, Volumen 3, Dirección General de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Chile, 2003

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, Especificaciones Técnicas Generales de Construcción, Volumen 5, Dirección General de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Chile, 2003

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, Especificaciones y Métodos de muestreo, ensaye y control, Volumen 8, Dirección General de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Chile, 2003

MUSHARRAF, ZAMAN, ET AL., Resilient Moduli of Granular Materials. Journal of Transportation Engineering. Vol. 120, No. 6, pp. 967-988, 1994

NAZZAL M., Field evaluation of in-situ test technology for Qc/Qa during construction of pavement layers and embankments, Louisiana State University, Louisiana, USA, 2003

NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE (1994). Pavement Deflection Analysis. NHI Course No. 13127, US Department of Transportation, Federal Highway Administration. USA.

NCHRP, Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, Final Report, NCHRP Project 1-37A, Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC, página web: www.trb.org/mepdg/guide.htm, visitada en Junio, 2007

PAVEMENT TECHNOLOGY ADVISORY: Dynamic Cone Penetrometer, Illinois Department of Transportation, Bureau of Materials and Physical Research, Testing Data Collection, Rev 02/2005

PETERSEN J., ROMANOSCHI S., ONYANGO M. Y HOSSAIN M., Evaluation of Prima Light FWD as a Quality Control for the Compaction of Fine Grained Soils, 85th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington DC, 2007

PETERSON D.L., SIEKMEIER J., NELSON C.R. y PETERSON R.L., Intelligent Soil Compaction – Technology, Result and a Roadmap toward Widespread Use, 85th Annual

- Meeting of the Transportation Research Board, National Research Council, CD-ROM, Washington DC, USA, 2006
- SMITH D., ROLLINGS R., PETERS J. Y METCALF J., Mechanical response of an unbound granular base course for a flexible pavement, Unbound Aggregates in Road Construction, Dawson Balkema, Rotterdam, Netherland, 2000
- STEINERT, B. C., HUMPHREY, D. Y KESTLER M. A., Portable Weight Deflectometer Study, Department of Civil Environmental Engineering, University of Maine, New England Transportation Consortium, Marzo 2005
- SWEERE GTH, Unbound granular bases for roads, PhD Thesis, Delft University of Technology, 1990
- THOMPSON, M. R., Y ROBNETT, Q. L., Resilient Properties of Subgrade Soils, ASCE Journal of Transportation Engineering, 105 (1979), p. 77.
- THOM N. Y FLEMING P., Experimental and Theoretical Comparison of Dynamic Plate Testing Methods, Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Correia & Branco, Lisse, Netherland, 2002
- UZAN J., Granular Material Characterization for Mechanistic Pavement Design, Journal of Transportation Engineering, ASCE, March/April, 1999
- VAN GURP C., GROENENDIJK J. Y BEUVING E., Experience with various types of foundation tests, KOAC-WMD Dutch Road Research Laboratories (Apeldoorn) y CROW (Ede), Netherlands, 2001