

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- IIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS
CON EL SISTEMA GEOWEB**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA SERVICIABILIDAD CON
UN PAVIMENTO TRADICIONAL**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

ANGEL RICHARD RAMÍREZ RUCOBA

Lima- Perú

2007

Dedicado

A mis padres y hermanos que de alguna manera me
apoyaron en todo momento, a Katty Sabelvino
Paredes mi futura esposa y a la luz y
el motivo de seguir luchando en esta vida,
mi pequeña

Ashly Saleth Ramírez Sabe/vino.

Agradecimiento

Mi agradecimiento en especial al lng. José Alberto Martínez del Rosario, por el asesoramiento y el apoyo brindado para desarrollar el presente Informe de Suficiencia.

Al lng. Roger Hidalgo, por el apoyo y empuje para la culminación del presente informe.

Reconocimiento

A mi hermana Lucy Ramírez Rucaba por su gran apoyo incondicional en el transcurso de toda mi carrera

INDICE

RESUMEN

LISTA DE TABLAS

LISTA DE FIGURAS

INTRODUCCIÓN

CAPITULO 1: GEOSINTETICOS.

1.1.	Generalidades	1
1.2.	Antecedentes	3
1.3.	Funciones Principales	4
1.4.	Clasificación	11
1.5.	Aplicación de los Geosintéticos del Proyecto	16

CAPITULO 11: LOS COMPONENTES CLAVE DEL SISTEMA GEOWEB DE SOPORTE DE CARGA.

2.1.	Sistema Geoweb Texturizado	23
2.2.	Sistema Geoweb Perforado	25
2.3.	Material de Relleno	27
2.4.	Subcapa de Geotextil	28
2.5.	Material de Superficie	29

CAPITULO 111 PARÁMETROS QUE DEFINEN LA DEFORMACIÓN E ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD DE UN PAVIMENTO.

3.1.	Evaluación de Pavimentos	31
3.2.	Concepto de Serviabilidad	32
3.3.	Definición del PSI	36
3.4.	Clasificación de los Métodos de medición	37
3.5.	Rugosidad de los Pavimentos	40
3.6.	Levantamiento con Nivel y Mira	45
3.7.	Cálculo del IRI	55

CAPITULO IV DEFORMACIONES SUPERFICIALES Y SUS INDICES DE SERVICIABILIDAD DE LOS PAVIMENTOS EN ESTUDIO.

4.1.	Evaluación de la sub rasante	60
4.2.	Geometría de la estructura de los Pavimentos en Estudio	70
4.3.	Evaluación de las deformaciones	72
4.4.	Análisis comparativo	93

CONCLUSIONES.

RECOMENDACIONES.

BIBLIOGRAFIA.

ANEXOS

Anexo 1	Resultados de Ensayos de Laboratorio
Anexo 2:	Descripción de la Escala del IRI.
Anexo 3:	Parámetros de diseño - Pavimentos granulares
Anexo 4:	Panel Fotográfico.
Anexo 5:	Planos.

RESUMEN

Los geosintéticos es un término general que abarca una gran variedad de productos, algunos antiguos y bastante utilizados en el ámbito mundial, tales como geotextiles, geomallas, geomembranas y otros de reciente aplicación como son los geocompuestos, geoceldas, etc., cuya aplicación abarca diversas funciones.

Los geosintéticos son fabricados a partir de polímeros y posteriormente utilizados en obras de Ingeniería Civil para cumplir diversas funciones de acuerdo a su aplicación, como puede ser en estabilización de taludes, vías de transporte, defensas ribereñas, drenaje en general, filtración y refuerzo de suelos blandos.

El Geosintético estudiado en este informe es el sistema Geoweb de soporte de carga (Geocelda), dicho sistema incrementa muy efectivamente la estabilidad de los rellenos granulares de baja calidad tales como arenas y gravas de graduación pobre. Con el confinamiento celular, pueden utilizarse los rellenos granulares de baja calidad como material superficial - o casi superficial - de los caminos de acceso donde la velocidad vehicular es relativamente baja y la comodidad del recorrido no tiene demasiada importancia. Para pavimentos con superficie granular donde las velocidades de recorrido son mayores y se requiere de una superficie de rodadura más suave, se recomienda el uso de agregados de mayor calidad.

La evaluación de pavimentos comprende a las actividades necesarias (por métodos o procedimientos) para el conocimiento de la condición de un pavimento. Estas actividades implican una investigación de la condición, ya sea, el ámbito superficial como en el ámbito de su estructura mediante la utilización de métodos subjetivos, visuales o instrumentales.

El principal objetivo de un proceso de evaluación es llegar a un juicio sobre la capacidad estructural y de servicio, en el que se sintetizan todos los estudios, con el cual se eligen los parámetros necesarios, para adoptar un sistema y llevar a cabo un proceso de rehabilitación o mantenimiento.

La evaluación superficial comprende principalmente los aspectos vinculados a la función y a la condición o estado de la superficie de un pavimento, para ello se tendrá que encontrar los valores del IRI y del PSI del pavimento en estudio.

La evaluación estructural de pavimentos consiste, básicamente, en la determinación de la capacidad portante del sistema pavimento-subrasante en una estructura vial existente, en cualquier momento de su vida de servicio, para establecer y cuantificar las necesidades de rehabilitación, cuando el pavimento se acerca al fin de su vida útil o cuando el pavimento va a cambiar su función (un nuevo tipo de avión en un aeropuerto existente, por ejemplo). Las necesidades de evaluar estructuralmente los pavimentos de una red aumentan a medida que se completa el diseño y la construcción de una red vial nacional o regional y consecuentemente aumenta la necesidad de su preservación y rehabilitación.

Ante un problema de evaluación estructural, el Ingeniero Vial tradicionalmente ha recurrido a la perforación de calicatas, a la toma de muestras para su ensayo en el laboratorio, y al análisis de cada uno de sus componentes (materiales) por separado, para incorporarlos luego en el sistema (pavimento) y deducir acerca de las características estructurales del mismo. Esta metodología es cara, lenta, altera el equilibrio del sistema al perforar y es "**destructiva**".

La alternativa presentada en este estudio es "no destructiva" y se basa en la interpretación de las deflexiones medidas en la superficie de un pavimento. Las deflexiones en la superficie de un pavimento reflejan una respuesta global del sistema pavimento-subrasante bajo una carga dada. Su medición es simple, rápida, económica y "no destructiva", es decir, no se alteran el equilibrio ni la integridad del sistema. La metodología no destructiva se fundamenta en que la forma y dimensión de la curva de deflexiones encierran una valiosa información acerca de las características estructurales del pavimento y su subrasante. Para interpretar esta información en forma cuantitativa, se compara al pavimento-subrasante reales con un modelo matemático utilizando las deflexiones medidas para determinar los parámetros estructurales del sistema. Una vez determinados, estos parámetros estructurales, puede usarse como insumo para establecer las necesidades de refuerzo. Podría decirse entonces que la metodología de evaluación estructural, por métodos no destructivos, es un proceso de diseño inverso ya que utiliza la respuesta del sistema para establecer

LISTA DE TABLAS

- TABLA 1.1:** Unidades de Polímeros
- TABLA 1.2:** Funciones de los geosintéticos
- TABLA 1.3:** Requerimientos para las Propiedades de Resistencia de los Geotextiles
- TABLA 1.4:** Requerimientos para las Propiedades del Geotextil en Separación
- TABLA 2.1:** Relación Máxima de Angulo de Fricción
- TABLA 2.2:** Espesor Total de una Base de Arena Gruesa o Grava, incluyendo la Sección de Geoweb
- TABLA 3.1:** Escala de Calificación de la Serviciabilidad según AASHO (1962)
- TABLA 3.2:** Requisitos de precisión para el Nivel estático
- TABLA 3.3:** Requisitos de precisión para los perfilómetros Clase 1 y 2 en la medida del IRI
- TABLA 3.4:** Coeficientes S y P que se usan en las ecuaciones 3.7 - 3.10
- TABLA 4.1:** Calicatas
- TABLA 4.2:** Resultados de los Ensayos de Laboratorio (Contenido de Humedad, Límite Plástico, Límite Líquido, Índice plástico y Clasificación de suelos SUCS)
- TABLA 4.3:** Resultados de los Ensayos de Laboratorio (Ensayo de Compactación y Valor Relativo de CBR, Análisis Granulométrico y Límites de Atterberg y Contenido de Humedad y Peso Específico Relativo de Sólidos (Gs))
- TABLA 4.4:** Resultados obtenidos del Anexo 1-02 (Densidad Seca, Contenido de Humedad, CBR (0.10'), CBR (0.20"))
- TABLA 4.5:** Parámetros Geotécnicos para el Diseño
- TABLA 4.6:** Resultados de los Ensayos de Laboratorio (densidad seca, contenido de humedad, grado de saturación (Gs), Clasificación de suelos SUCS)
- TABLA 4.7:** Coeficientes de correlación para el cálculo de R5 en el modelo de Hogg

TABLA 4.8: Coeficientes de correlación para la determinación de LO en el Modelo de Hogg

TABLA 4.9: Datos de campo obtenidos con la Viga Benkelman

LISTA DE FIGURAS

- FIGURA 1.1:** Geotextil de separación a largo plazo entre la capa granular y los finos del terreno de fundación, extendiendo la vida de su carretera
- FIGURA 1.2:** Se muestra un Sistema de Filtro con agregado convencional y un Sistema de Filtro con Geotextil
- FIGURA 1.3:** Esquema de separación con y sin geotextil
- FIGURA 1.4:** El Geotextil reforzado recepciona un dique de contención que se ha construido sobre suelos blandos.
- FIGURA 1.5:** Esquema de posible deslizamiento de un suelo
- FIGURA 1.6:** Geotextil de transmisión, que incorpora una malla central de drenaje unido por ambos lados con geotextil.
- FIGURA 1.7:** Geotextil de transmisión, material compuesto con núcleo geotextil/drenaje adyacente a la cara del muro de contención
- FIGURA 1.8:** Geotextil de colchón, que protege al sistema de evacuación del daño debido a las rocas, escombros u otros materiales
- FIGURA 1.9:** Geotextil de barrera, para reafirmar pavimentos de carretera
- FIGURA 1.10:** Entramado de fibras de un geotextil tejido
- FIGURA 1.11:** Fibras discontinuas de un geotextil no tejido
- FIGURA 1.12:** Geomalla Uniaxial
- FIGURA 1.13:** Geomalla Biaxial
- FIGURA 1.14:** Geored
- FIGURA 1.15:** Esquema de posición y estructura interna de la geomembrana como barrera de líquido.
- FIGURA 1.16:** Geodrenes
- FIGURA 1.17:** Geomanta
- FIGURA 1.18:** Detalle de la aplicación de un geocompuesto en rellenos sanitarios
- FIGURA 1.19:** Geocelda
- FIGURA 2.1:** Textura de la pared de la Geocelda utilizada en el Proyecto
- FIGURA 2.2:** Esquema de la fricción entre la pared de la geocelda texturada y el material de relleno

- FIGURA 2.3:** Perforaciones de la pared de la Geocelda utilizada en el Proyecto
- FIGURA 2.4:** Esquema de la fricción entre la pared de la geocelda perforada y el material de relleno
- FIGURA 2.5:** Detalle de Pavimento Granular con la sección de geoweb colocado directamente sobre un geotextil
- FIGURA 2.6:** Detalle de Pavimento Granular
- FIGURA 2.7:** Esquema de distribución de cargas
- FIGURA 3.1:** Formulario de calificación AASHO (1962)
- FIGURA 3.2:** Esquemización del comportamiento de los usuarios en el recorrido de una vía pavimentada en buen estado (a), y una vía pavimentada en mal estado (b).
- FIGURA 3.3:** Medición del Perfil Longitudinal de una huella mediante Nivel y Mira
- FIGURA 3.4:** Equipo Tipo Respuesta (Bump Integrator, 81)
- FIGURA 3.5:** Grafico de Índices de Rugosidad IRI
- FIGURA 3.6:** Hoja de registro de campo para el Nivel estático
- FIGURA 4.1:** Sección del pavimento en estudio
- FIGURA 4.2:** Esquema y Parámetros del Modelo de Hogg
- FIGURA 4.3:** Curvas de Deflexiones en el Modelo de Hogg para la Configuración de Carga de la Viga Benkelman
- FIGURA 4.4:** Nomograma para Evaluación Estructural basado en el Modelo de Hogg (Viga Benkelman)
- FIGURA 4.5:** Esquema y Principio de Operación de la Viga Benkelman
- FIGURA 4.6:** Configuración Geométrica del Sistema de carga en ensayos con la Viga Benkelman
- FIGURA 4.7:** Esquemización del proceso de medición con la Viga Benkelman
- FIGURA 4.8:** Significado cualitativo de los diferentes tipos de Curvas de Deflexión
- FIGURA 4.9:** Curva de deflexión para el Pavimento con Geomalla.
- FIGURA 4.10:** Curva de deflexión para el Pavimento con Geotextil

INTRODUCCIÓN

De por sí, los materiales conformados por agregados o suelos naturales, que se utilizan en la construcción de la base de una carretera o para otras aplicaciones de soporte de carga, son inestables en comparación con otros materiales de construcción tales como el concreto reforzado o el acero. Esto se debe a que están constituidos por partículas individuales de tamaño variable, que pueden rodar o deslizarse la una sobre la otra. Su resistencia al corte es relativamente baja y pueden eventualmente fallar como resultado de una o varias aplicaciones de la carga. Sin embargo, esa debilidad de unión característica proporciona por otra parte mucha flexibilidad a estos materiales naturales de construcción, permitiendo apilarlos, transportarlos y colocarlos sobre grandes superficies o largos tramos de carretera.

Para aumentar la estabilidad de los agregados y que puedan servir como superficie de rodadura de las estructuras de soporte de cargas, se utilizan generalmente el cemento asfáltico y el cemento Portland.

Por otra parte, la mayoría de las estructuras de soporte de carga requieren también de una buena capa de base y/o subbase que distribuya las cargas de la superficie a la subrasante. Los materiales de agregado suelto son ideales para esta función ya que su colocación es sencilla, son flexibles y mejoran la calidad de rodadura de la estructura. Sin embargo, en vista de su poca resistencia, durante tiempo los constructores de carretera han buscado nuevas formas de incrementar la estabilidad a largo plazo de estos agregados sueltos. Se han desarrollado y probado muchos productos para ligar o reforzarlos, pero muchas veces con un éxito mitigado.

El capítulo I trata sobre los distintos materiales geosintéticos que se están utilizando en la ingeniería civil, en donde se muestra una reseña histórica de su utilización así como también su clasificación y funciones que tiene cada uno de estos materiales geosintéticos en obras específicas de ingeniería Civil.

El capítulo II trata de los componentes que son de mucha importancia para que el sistema geoweb de soporte de carga funcione adecuadamente de acuerdo a los requerimientos que se tenga en una obra específica, en este caso particular una pavimentación.

El capítulo 11 trata sobre los parámetros que definen la deformación y el índice de serviciabilidad tal como el PSI y el IRI de un pavimento cada cual con su respectivo significado, su calificación y su método de medición. Además se detalla un método de medición (método perfilométrico) del parámetro que define la rugosidad (IRI) con un equipo estático (nivel y mira).

En el capítulo IV se indica la metodología de trabajo para la evaluación de la subrasante así como los ensayos que se hicieron en el laboratorio de suelos del Laboratorio Nacional de Hidráulica para la obtención del CBR, se muestra la geometría de la estructura del pavimento con inclusión del sistema geoweb, se desarrolla también el método de medición de las deflexiones del pavimento con la Viga Benkelman y finalmente un análisis de los resultados de dichas deflexiones encontradas así como también de la rugosidad.

CAPITULO 1

GEOSINTÉTICOS

1.1. Generalidades.

Los Polímeros.- Son materiales de origen organico compuestos por "MOLÉCULAS GIGANTES", denominadas macromoléculas o también plásticos. Estos polímeros se forman a partir de moléculas más pequeñas unidas entre sí mediante enlaces covalentes que reciben el nombre de monómeros.

Los Geosintéticos.- La definición de geosintéticos es un término general que abarca una gran variedad de productos, algunos antiguos y bastante utilizados en el ámbito mundial, tales como geotextiles, geomallas, geomembranas y otros de reciente aplicación como son los geocompuestos, geoceldas, etc., cuya aplicación abarca diversas funciones.

Los geosintéticos son fabricados a partir de polímeros y posteriormente utilizados en obras de Ingeniería Civil para cumplir diversas funciones de acuerdo a su aplicación, como puede ser en estabilidad de taludes, vías de transporte, defensas ribereñas, drenaje en general, filtración y refuerzo de suelos blandos. La tabla 1.1 muestra las unidades de Polímeros (Monómero) utilizadas en la fabricación de los Geosintéticos.

Los plásticos sintéticos se diferencian de los plásticos de origen natural en la naturaleza de la materia prima. A diferencias de estos últimos, los sintéticos no se preparan a partir de alguna sustancia polimérica, sino que parten de los monómeros que van a constituir el polímero plástico.

Tabla 11

Unidades de Polímeros

POLIMERO	MONOMERO	TIPOS DE GEOSINTETICOS	FORMA TRIDIMENCIONAL
Polietileno (PE)	$\text{-CH}_2\text{-CH}_2\text{-}_n$	Geotextiles, Geomallas Geomembranas, Geotubos Georedes, Geocompuestos	
Polipropileno (PP)	$\text{-CH}_2\text{-CH(CH}_3\text{)-}_n$	Geotextiles, Geomallas Geomembranas, Geocompuestos	
Policloruro de vinilo (PVC)	$\text{-CH}_2\text{-CHCl-}_n$	Geomembranas, Geocompuestos Geotubos	

En la actualidad, la fuente de dichos monómeros es el petróleo, no obstante, dado que las existencias mundiales de petróleo tienen un límite, se están investigando otras fuentes de materias primas, como la gasificación del carbón.

El proceso de gasificación de carbón, consiste en su alimentación a una vasija a presión (25 bar), en la que se produce la gasificación con oxígeno de alta pureza (85%) y vapor de agua (proceso conocido como lecho arrastrado).



Tuberías que alimentan a la vasija de presión donde se produce la gasificación del carbono.

Se produce así una combustión incompleta a temperatura suficiente (hasta 1500-1600 °C) para conseguir la fusión de las cenizas originales del carbón, que se transforman en su mayoría en escoria vitrificada inerte.

La adición de caliza reduce la temperatura de fusión y favorece la fluidificación de la escoria. La eficiencia del proceso de gasificación se mide por el grado de utilización del combustible y la conversión del poder calorífico del combustible en energía química del gas.

1.2. Antecedentes.

Desde hace más de 3000 años se registran antecedentes de la aplicación del concepto de suelo reforzado, que consiste en colocar algún elemento en el suelo para mejorar sus características mecánicas.

Para la construcción de las paredes de las torres gigantes, los babilonios usaron ramas de palmera entrelazadas; mientras que para la construcción de la Gran Muralla China (2000 años atrás) la arcilla y la arena eran reforzadas en algunas secciones mediante la utilización de ramas. También en la Armada Británica, en los años 1800, se introdujo como forma de refuerzo de suelos.

A escala mundial podría definirse el período entre los fines de los '50 y la superación de la crisis petrolera a fines de los 70 como la "época pionera" en el desarrollo de los geosintéticos. Durante ese período se fueron consolidando las distintas tecnologías de fabricación y se inicio la producción industrial de diversos geosintéticos. A través de esas dos décadas tanto en EEUU como en Europa se fue pasando de las "obras piloto" al empleo de estos productos en infinidad de obras, paralelamente con el inicio de la investigación sobre sus alcances y posibilidades.

En el ámbito de la construcción la aceptación de los materiales sintéticos fue muy lenta, quedando el desarrollo de los geosintéticos principalmente en manos de las industrias textiles y los grandes conglomerados petroquímicos.

A partir de la década del 80 asistimos al "período de consolidación" de los geosintéticos. Esta etapa se caracteriza por el uso masivo y creciente de estos

productos, la diversificación de sus aplicaciones, la aparición de nuevos desarrollos.

A partir de los 80 se desarrollan otra clase de productos geosintéticos, fabricados a partir de la cadena de polímeros de diferente variedad que sobrepasaron las características y propiedades mecánicas de los geotextiles como son las geomallas o geoceldas que se aplican para cumplir funciones específicas.

En nuestro país recién en la década de los 80, estos productos sintéticos han ingresado con fuerza al mercado y según se aprecia se intenta utilizar en el diseño de obras de Ingeniería Civil.

1.3. Funciones Principales.

Una de las funciones de los geosintéticos se refiere al papel específico que cumple un geosintético en una estructura de suelo/geosintético. La función es una tarea especificada o la capacidad esperada que el producto realice dentro de la instalación o en el proyecto en general.

Los geosintéticos pueden realizar más de una función en un determinado tiempo de aplicación. Típicamente, es determinada una sola función por ser más importante y es considerada la función primaria del geosintético, cualquier otra función simultánea es considerada función secundaria.

Los diferentes escritores e investigadores han desarrollado varias clasificaciones para las funciones de los geosintéticos, los cuales; son los siguientes: separación, filtración, refuerzo, transmisión, amortiguación y de barrera.

Separación:

La función de separación se refiere a la división de suelos disímiles o diferentes. La primera responsabilidad del geosintético es prevenir la mezcla de los suelos a través de la vida útil de diseño de la estructura. Los geotextiles comúnmente usados para esta función es cuando se diseñan secciones de pavimento debajo de la carretera.

Los pavimentos de carretera son básicamente estructuras que toman presiones altas de contacto de los neumáticos del vehículo y que reducen la presión a través de la profundidad del pavimento a un nivel que puede ser manejado por el suelo subyacente.

La disipación de la presión ocurre debajo del pavimento a través de varias capas de materiales dentro del pavimento como se muestra en la figura 1.1. Con el tiempo, las aplicaciones de carga del vehículo causan que los finos del terreno de fundación emigren hacia la capa granular de la sección del pavimento. Contaminando de esta manera la capa granular por el terreno de fundación y que resulta la reducción del espesor efectivo de la capa con respecto al diseño original.

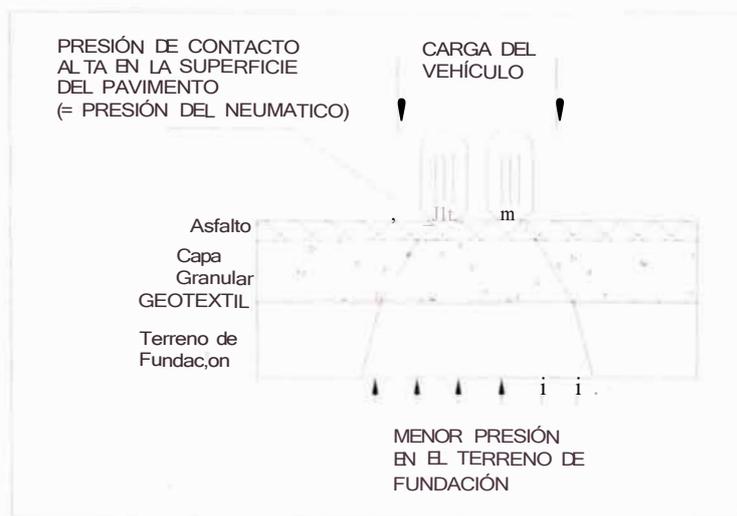


Fig. 1.1: Geotextil de separación a largo plazo entre la capa granular y los finos del terreno de fundación, extendiendo la vida de su carretera

Fuente: Elaboración propia.

Filtración:

La filtración es uno de las funciones de los geosintéticos ampliamente usadas. Durante siglos, los ingenieros han construido sistemas de filtro usando agregados graduados convencionales. Un geotextil proporciona una función de filtración que cumple su rol en la misma estructura del suelo como las diversas gradaciones de agregados como se muestra en la figura 1.2.

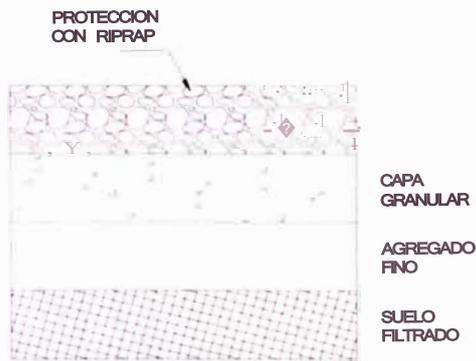


Figura 1.2 (a): Muestra un Sistema de Filtro con agregado convencional

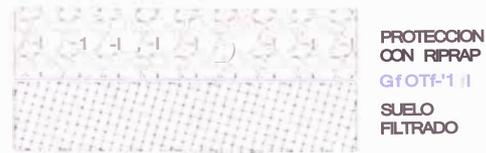


Figura 1.2 (b): Muestra un Sistema de Filtro con geotextil

Fuente: Elaboración propia_

La función de filtración tiene dos objetivos simultáneos_ Éstos son retener las partículas del suelo mientras permite filtrar el agua a través del plano del geotextil desde el suelo filtrado_ Estos dos roles paralelos son la clave para el diseño de filtración_ Muchos investigadores hablan de un pastel del filtro como el que se construye en la cara superior del geotextil mostrado en la figura 1_3_ Es probable que en la mayoría de aplicaciones, particularmente aquellos que involucran suelos de granos finos, esta capa de pastel de filtro son donde la filtración actual de las partículas de suelo ocurre_

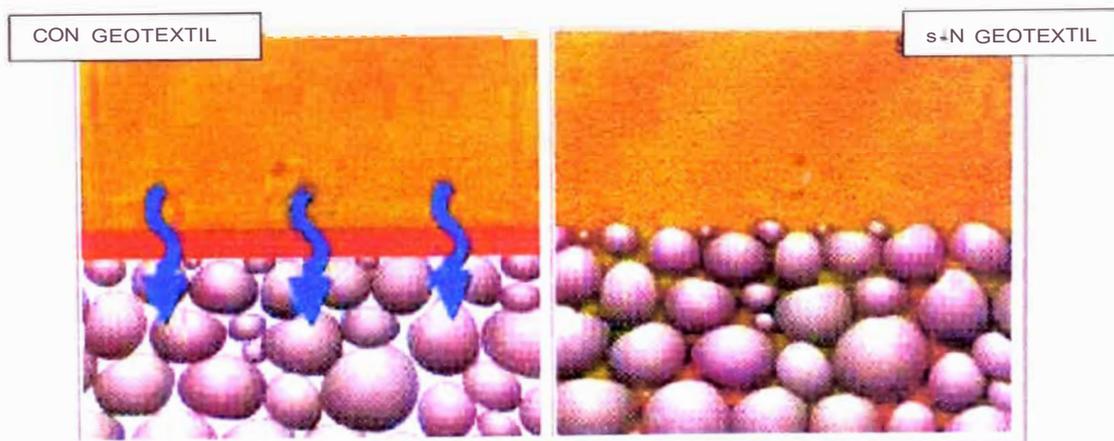


Fig. 1.3: Esquema con y sin geotextil

Las funciones de filtración y separación, permite pasar el agua a través del plano del geotextil. Ocasionalmente se presentan algunas confusiones entre las funciones de separación y filtración. Una distinción puede ser contraída entre los dos con respecto a la cantidad de agua involucrada y el grado en que influye la selección del geotextil.

Refuerzo:

En la función de refuerzo, el geosintético es sujetado a una carga o fuerza de tensión prolongada. Los materiales de suelos y rocas son conocidos por su capacidad de resistir las fuerzas compresivas y su baja capacidad relativa para sostener fuerzas de tensión. De la misma manera que las fuerzas de tensión son llevadas a través del acero en una viga de concreto reforzado, el geosintético soporta las fuerzas de tensión que no pueden ser llevadas por el suelo en un sistema suelo/geosintético.

Como se muestra en la figura 1.4, un geosintético reforzado receptiona un dique de contención que se ha construido sobre suelos blandos, las capas de geosintéticos son colocadas en los posibles planos de falla rotacional para reforzar las fuerzas de tensión que no pueden ser soportadas por una masa de suelo sin refuerzo.

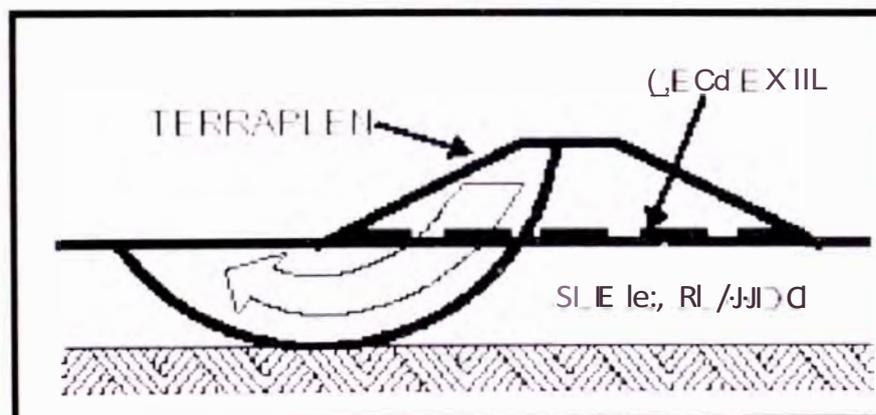


Fig. 1.4: El Geotextil reforzado receptiona un dique de contención que se ha construido sobre suelos blandos.

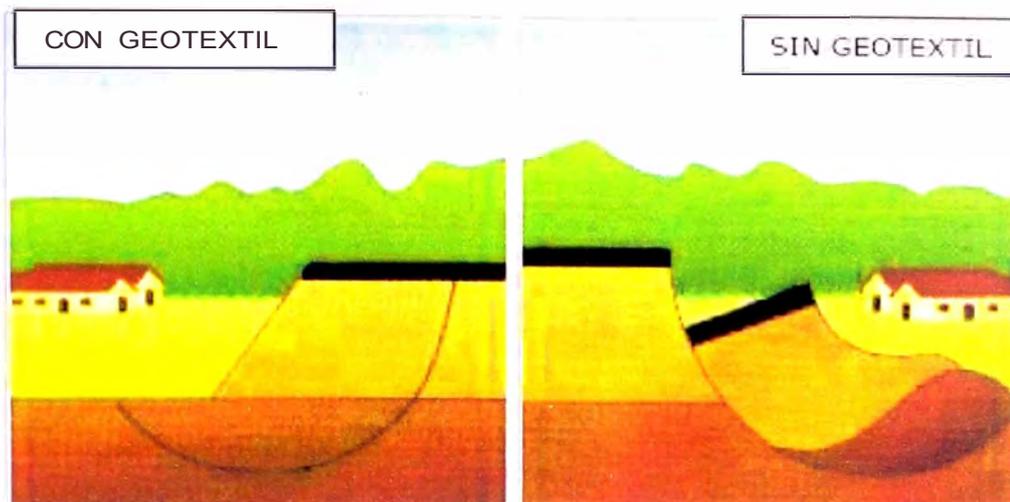


Fig. 1.5: Esquema de posible deslizamiento de un suelo

Transmisión:

En la función de transmisión, son llevados líquidos o gases dentro del mismo plano del geosintético. Esto es diferente de la función de filtración que involucra el flujo a través del plano del geosintético. Esta función frecuentemente asociada con geosintéticos compuestos, particularmente aquellos que incorporan una malla de drenaje o un centro permeable unido por uno o ambos lados por un geotextil como se muestra en la figura 1.6.

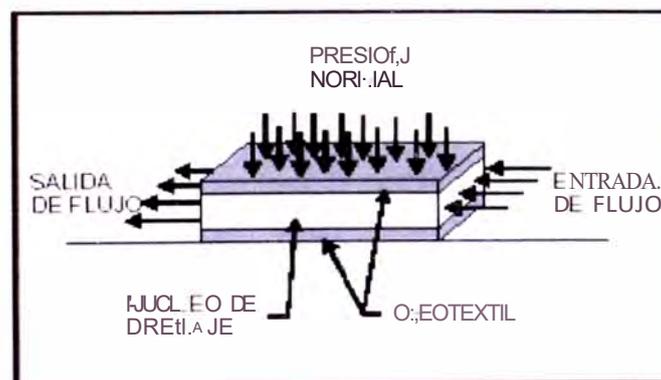


Fig. 1.6: Geotextil de transmisión, que incorpora una malla central de drenaje unido por ambos lados con geotextil.

El flujo ingresa a través del conjunto de geotextiles y son conducidos en canales centrales con dirección deseada en la aplicación. Como se muestra en la figura 1.7, un compuesto con núcleo de un geotextil/drenaje puede proporcionar un drenaje adyacente a la cara del muro de contención.

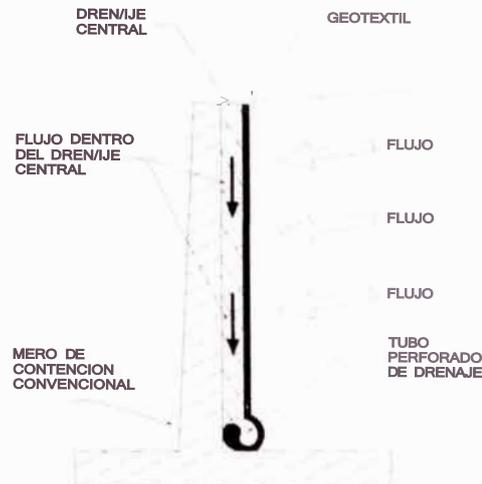


Fig. 1.7: Geotextil de transmisión, material compuesto con núcleo geotextil/drenaje adyacente a la cara del muro de contención

Fuente: Elaboración propia.

Colchón:

La función del colchón se refiere al uso del geosintético para proteger otro componente dentro de la aplicación total. La función del colchón corresponde típicamente al uso de un geotextil para proteger a la geomembrana del daño debido a las partículas de rocas, escombros u otros materiales. Esta función es normalmente usada en aplicaciones de terraplenes como se muestra en la figura 1.8.



Fig. 1.8: Geotextil de colchón, que protege al sistema de evacuación del daño debido a las rocas, escombros u otros materiales

Fuente: Elaboración propia.

Podría ser afirmado que un tejido de geomembrana en esta aplicación es realmente "separación" de un material perjudicial. Sin embargo, una función distinta es usada para dirigir este rol del Geosintético por que son usadas en aproximaciones diferentes para diseñar geotextiles para separación y las funciones del colchón.

Barrera:

La función de barrera se refiere a la prevención de desbordes de fluidos a través del plano del geosintético. Las aplicaciones típicas incluyen el uso de geomembranas para alinear estanques y terraplenes. Un geotextil no tejido también proporciona una función de barrera cuando se satura con un material impermeable. La aplicación mas común de esta función es para reafirmar pavimentos de carretera como se muestra en la figura 1.9.

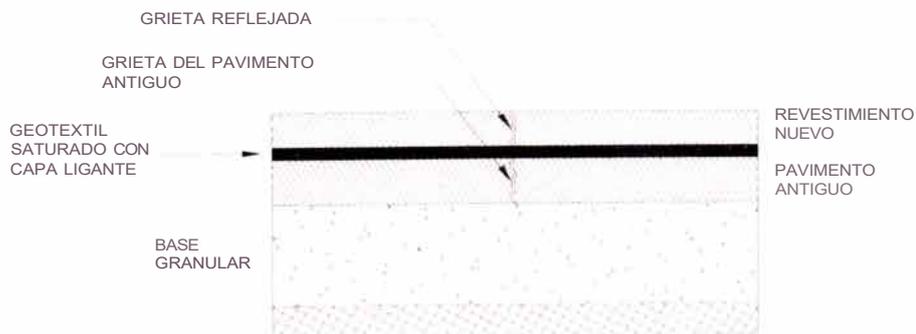


Fig. 1.9: Geotextil de barrera, para reafirmar pavimentos de carretera

Fuente: Elaboración propia.

La utilización de geosintéticos generalmente esta relacionada con las siguientes ventajas que se obtienen de su aplicación:

- a) Simplificar constructivamente una obra
- b) Reducir sus plazos de ejecución verificable
- c) Evitar diseños tradicionales más complejos
- d) Disminuir costos
- e) Emplear mano de obra no calificada
- f) Emplear materiales homogéneos de calidad
- g) Cumplir con exigencias legales
- h) Restringir el uso de materiales naturales

La gran variedad de aplicaciones en los que se suele emplear geosintéticos esta en constante expansión.

1.4. Clasificación.

La clasificación general de los distintos tipos de geosintéticos es la siguiente:

- Geotextil
- Geogrilla o Geomalla
- Geonet o Geored
- Geomembrana
- Geodren
- Geoceldas
- Geomanta
- Geocompuestos

El identificar la función que va a desempeñar el geosintético es uno de los pasos iniciales en un proceso de diseño.

Como se ha mencionado con anterioridad las funciones a desarrollar son: separación, filtración, refuerzo, drenaje, colchón y barrera

No todas las funciones son proporcionadas por cada tipo de geosintético. Los diferentes geosintéticos y las funciones que posiblemente éstos desempeñan se muestran en la tabla 1.2.

Tabla. 1.2: Funciones de los geosintéticos

	Geotextil,;	Geogrido,;	Geomembrana,;	Geomalla,;
Separación	••			
Filtración	••	••		
Refuerzo	••			•••
Drenaje	••	•••		
Protección	••			
Barrera	••		••	

(1)- En ciertas aplicaciones de rellenos sanitarios

Cada una de estas funciones puede estar definida en términos del papel que éste desempeñe durante la instalación, es decir, en los diferentes campos de aplicación.

GEOTEXTIL

El geotextil es una manta flexible, de poco peso y espesor, constituida por fibras poliméricas extruídas o estiradas, filamentosas o aplanadas, fabricadas por procesos de origen textil, con trama regular (tejidos) fig.1.10 o entrecruzada sin ordenación preferente (no tejidos) fig. 1.11 .



Fig. 1.10: Entramado de fibras de un geotextil tejido

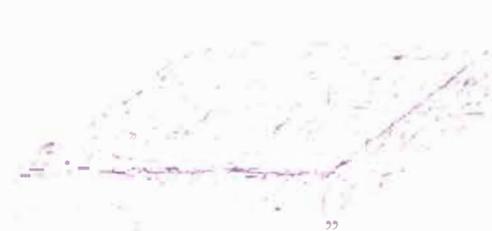


Fig. 1.11: Fibras discontinuas de un geotextil no tejido

GEOGRILLA o GEOMALLA

Estructura plana a base de polímero, la cual puede estar fabricada por láminas perforadas o tejidos ligados por procesos térmicos o de encolado, en la que las aberturas tienen dimensiones superiores a las de los constituyentes, usado en contacto con el suelo o con otros materiales.

Son materiales tipo rejillas con espacios de cuadrícula de gran tamaño, con medidas entre 1 y 10cm de abertura.

Las geogrillas son plásticos con una configuración de mallas abiertas, es decir que las mismas tienen aberturas grandes; pueden ser estiradas para mejorar sus características mecánicas (láminas perforadas) o directamente fabricadas por los métodos textiles tradicionales (tejidos)

Existen dos tipos de geogrillas, las orientadas uniaxiales fig_ 1.12 y biaxialmente fig. 1.13.

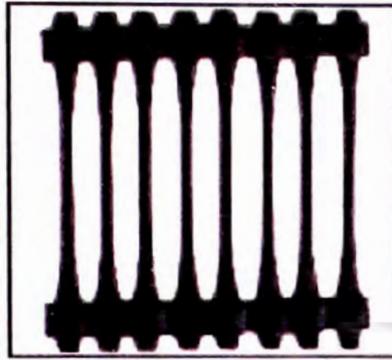


Fig. 1.12: Geomalla Uniaxial

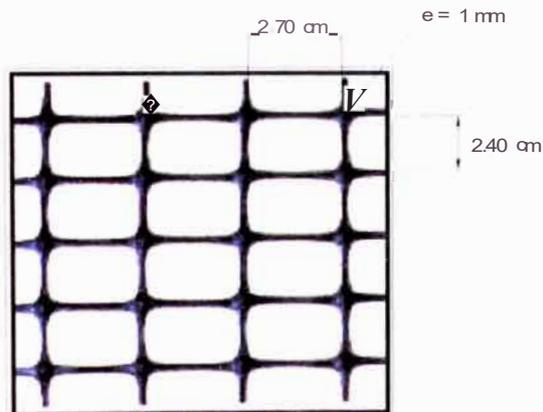


Fig. 1.13: Geomalla Biaxial

GEONET o GEORED

Estructura tridimensional permeable constituida de filamentos, fibras y/u otros elementos (sintéticos o naturales) a base de polímeros como se muestra en la figura 1.14, ligados por medios mecánicos, térmicos o químicos y/o por cualquier otro medio, usada en contacto con el suelo o con otros materiales, por ejemplo, para mantener partículas, raíces y pequeñas plantas en el suelo.

Su función de diseño está completamente dentro del área de drenaje, donde son usados para conducir fluidos de todo tipo.

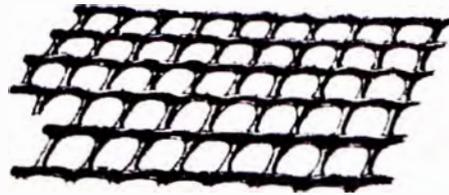


Fig. 1.14: Geogrid

GEOMEMBRANA

Estos materiales son láminas delgadas impermeables de caucho o material plástico usados principalmente para recubrir y tapar las instalaciones de almacenaje de sólidos o líquidos. La principal función es siempre como barrera de líquido o vapor como se muestra en la figura 1.15.

Las geomembranas poliméricas no son totalmente impermeables (ningún material lo es), pero son relativamente impermeables comparada con geotextiles o suelos, aún los suelos arcillosos. Los valores típicos de la permeabilidad de las geomembranas, como medida de los ensayos de transmisión de vapor de agua, están en el rango de 0.5×10^{-10} a 0.5×10^{-13} cm/seg.

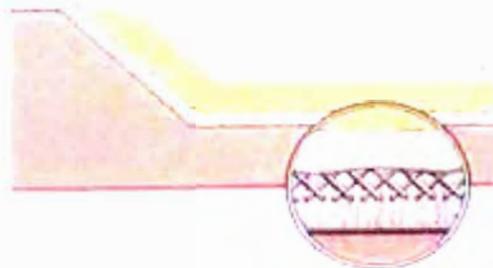


Fig. 1.15: Esquema de posición y estructura interna de la geomembrana como barrera de líquido

GEODREN

Producto de formas diversas, como ser tubos perforados, tiras o planchas tridimensionales con canales, cuya sección posee una elevada cantidad de vacíos, como se muestran en la figura 1.16.

Generalmente se complementan con un geotextil externo como filtro, por lo que puede considerarse en estos casos como un geocompuesto

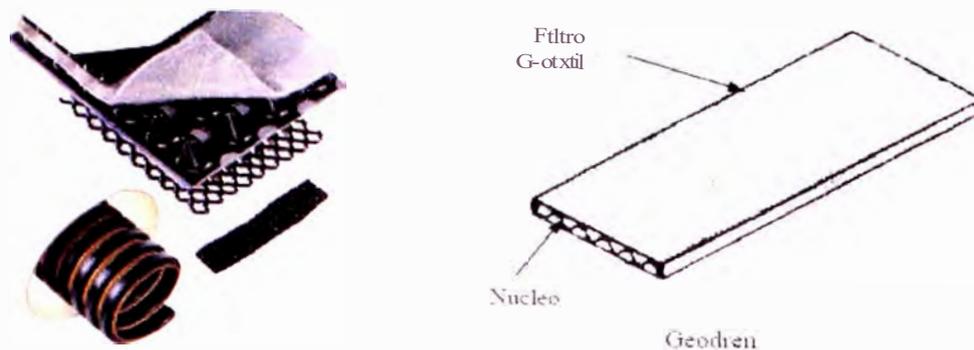


Fig. 1.16: Geodrenes

GEOMANTA

Estructura plana a base de polímeros (naturales o sintéticos) constituida por una red densa y regular cuyos elementos están ligados por nudos o por procesos térmicos tal como se muestra en la figura 1.17, y cuyas aberturas tienen dimensiones superiores a las de sus constituyentes, usado en contacto con el suelo o con otros materiales. Estas geomantas tridimensionales están diseñadas para la protección y vegetación de taludes sujetos a erosión superficial y cuando existe un estrato de suelo vegetal. Tienen un espesor aproximado de 20 mm.

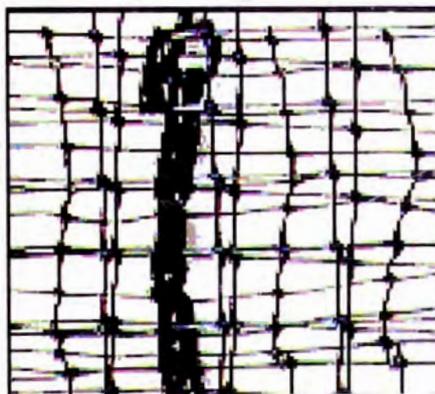


Fig. 1.17: Geomanta

GEOCOMPUESTO

En general los geocompuestos son combinaciones de geosintéticos como se muestra en la figura 1.18, de un geosintético con un material natural, geogrillas y geomembranas; o geotextiles, o alguno de estos con otro material (por ejemplo : algunos suelos, láminas de plástico deformado, cables de acero, etc.) que da

resultado satisfactorio a un problema específico, logrando así un alto rendimiento y un menor costo.

Los geocompuestos, combinación de geotextiles (filtración y protección), geomembranas (impermeabilidad) y georedes (acción de drenaje y distribución de cargas), poseen una alta capacidad filtrante y drenante. Esta combinación ofrece un sistema de filtro-drenaje-protección muy completo y eficiente.

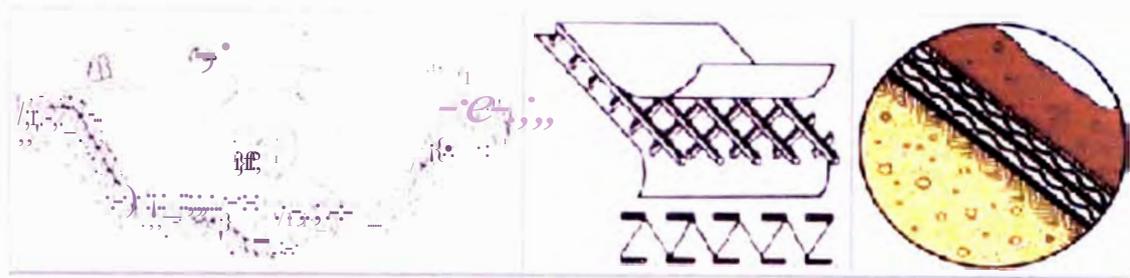


Fig. 1.18: Detalle de la aplicación de un geocompuesto en rellenos sanitarios

1.5. Aplicación de los Geosintéticos del Proyecto.

Los Geosintéticos que se emplearon en este proyecto fueron un geotextil no tejido para separación y una geocelda de confinamiento, las cuales se describen a continuación.

1.5.1. Geotextil No Tejido.

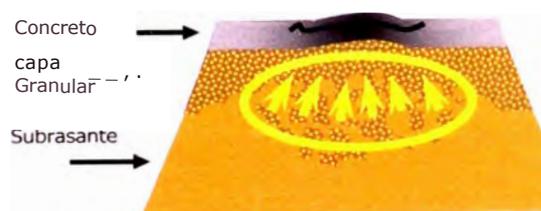
Según la Norma ASTM 04439, un geotextil se define como: "Un Geosintético permeable, compuesto únicamente de textiles". Los geotextiles son telas permeables en diferente magnitud de acuerdo a su aplicación, que modifican el comportamiento de una estructura como es la cimentación, pavimento, suelo, roca, tierra o cualquier otro material geotécnico, para incrementar la resistencia, mejorar su drenaje, controlar la erosión y otras aplicaciones de la estructura suelo-geotextil. Se compone de un grupo de polímeros que poseen características importantes para la aplicación en la ingeniería como son: ligereza, ductilidad, maleabilidad, resistencia química muy alta, resistencia mecánica relativamente alta en proporción a su peso, etc.

Funciones.

El geotextil se traduce en una barrera para migración de partículas entre dos tipos de suelo, facilitando la transmisión de agua. Se requiere entonces un geotextil que retenga las partículas de suelo, evite el lavado de finos por la acción del agua y que cumpla con resistencias necesarias para mantener la continuidad sin que ocurra ninguna falla por tensión, punzonamiento o estallido, bajo concentraciones de esfuerzos locales causados por irregularidades en el suelo de fundación.

Para tener un concepto claro del funcionamiento del geotextil como separación en la interfaz subrasante - capas granulares, a continuación se hace una descripción del proceso que se desarrolla entre dos materiales de diferentes características y comportamiento, y de cómo el geotextil se convierte en una barrera que permite mantener la integridad y el buen funcionamiento de los materiales, mejorando la resistencia y estabilidad de la estructura de la vía.

Cuando se coloca agregados de piedra en suelos de granulometría fina hay dos mecanismos simultáneos que tienden a ocurrir con el paso del tiempo. Uno es que el suelo fino intenta entrar dentro de los vacíos del agregado de piedra, arruinando por consiguiente su capacidad de drenaje; el otro es que el agregado de piedra intenta entrar dentro del suelo fino, arruinando consecuentemente la resistencia del agregado de piedra. Cuando esto ocurre tenemos una situación que ha sido nombrada agregado de sacrificio, la cual ocurre muy a menudo sin el uso de un apropiado geotextil.



Migración de suelos finos dentro de la capa granular



Intrusión de suelo granular dentro de suelo fino

Propiedades.

TABLA 1.3: Requerimientos para las Propiedades de Resistencia de los Geotextiles

	Método de Ensayo	Und	Clase de Geotextil					
			Clase 1 Elongación		Clase 2 Elongación		Clase J Elongación	
			< 50%	> 50%	< 50%	> 50%	< 50%	> 50%
Resistencia Crab	ASTM D 4632	N	1400	900	1100	700	800	500
Resistencia de la Costura	ASTM D 4632	N	1260	810	990	630	720	450
Resistencia al Rasgado	ASTM D 4533	N	500	150	400	250	300	180
Resistencia al Punzonado	ASTM D 4833	N	500	150	400	250	100	180
Permisividad	ASTM D 4491	sl	Los valores mínimos de las propiedades para la Permisividad, T ₁₀ y Estabilidad LIV están basados en la aplicación para el geotextil: para el Drenaje Subsuperficial, para la Separación, para la Estabilización y para el Control de Erosión Permanente.					
Tamaño de Abertura Aparente	ASTM D 4751	mm						
Estabilidad Ultravioleta	ASTM D 4355	%						

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials - 2000

TABLA 1.4. Requerimientos para las Propiedades del Geotextil en Separación

	Método de Ensayo	Und	Requerimientos
Clase del Geotextil			Clase 2 de la Tabla 13
Permisividad	ASTM D 4491	s ⁻¹	0.02
Tamaño de Abertura Aparente	ASTM D 4751	mm	0.60 valor máx. prom. por rollo
Estabilidad Ultravioleta (Resistencia)	ASTM D 4355	h	50% después de 500 horas de exposición

Fuente: American Association of State Highway and Transportation Officials - 2000

1.5.2. Geocelda.

Estructura tridimensional permeable a base de polímeros (sintéticos o naturales), con forma de matriz de celdas huecas como se muestra en la figura 1.18, constituida por bandas de geotextiles o geomembranas ligadas alternativamente y usada en contacto con el suelo o con otros materiales.

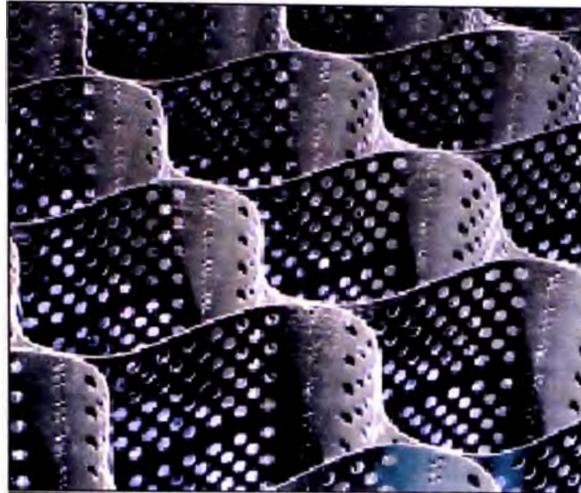


Fig. 1.19: Geocelda

Se observan en la figura 1.19 la estructura de celda, esto dependerá principalmente del tipo de suelo que alojaran, en esta caso se está utilizando las celdas de paredes perforadas y texturadas.

Constituyen un sistema de confinamiento celular, tridimensional y flexible. Usualmente se fabrican con tiras de polietileno de 1 mm de espesor, unidas formando celdas individuales de diámetros que oscilan entre 10 y 30 cm. Puede ser expandido in situ como un acordeón, el que luego de extenderse completamente forma un paño de aproximadamente 5 m de ancho por 10 m de largo. Se logra así una estabilidad dimensional que le brinda un efectivo confinamiento al material introducido en cada celda.

Hoy en día sus aplicaciones típicas comprenden áreas diversas, como ser: calzadas simples para el soporte de cargas, control de erosión superficial de taludes, revestimiento de canales y muros de contención.

Según cual sea la aplicación requerida, las celdas pueden ser rellenas con: suelo, materiales granulares, suelo-cemento u hormigón. El sistema tiene una estructura monolítica muy resistente a los esfuerzos de tracción.

Sometido a cargas, el sistema genera elevadas fuerzas laterales de confinamiento que se agregan a las fuerzas de rozamiento existentes.

La estructura compuesta suelo - geocelda tiene gran permeabilidad facilitando la absorción del agua durante las precipitaciones de lluvia por lo que disminuye el escurrimiento, y consecuentemente la erosión.

Las geoceldas fueron desarrolladas en la década del 70 por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército Americano con el objeto de construir caminos de rápido acceso en playas y desiertos, reforzando y confinando arena del lugar.

Funciones.

La geocelda que se está utilizando en este proyecto cumple principalmente la siguiente función:

- Soporte de cargas
- Control de erosiones superficiales
- Revestimiento de canales
- Estructuras de contención

Como este proyecto es sobre una pavimentación describiremos brevemente solo la función de soporte de carga

Soporte de cargas

Cuando la finalidad es el soporte de cargas, las geoceldas trabajan como losa semi-rígida, intertrabada, en la cual las cargas se distribuyen lateralmente reduciendo en forma notoria las presiones de contacto en la subrasante.

Si se planea construir un estacionamiento o un camino de acceso a un establecimiento rural, las geoceldas rellenas con un material granular brindan una solución de rápida ejecución y sin daños para el medio ambiente. La altura de la geocelda que deberá utilizarse dependerá de los parámetros geotécnicos del material de relleno utilizado y de las cargas que tendrá que soportar el sistema. Para ejecutar este tipo de solución constructiva primero se debe verificar si el suelo de fundación tiene una resistencia mínima aceptable.

Si resultara inadecuado se deberá excavar y sustituir dicho suelo por materiales de calidad mejorada.

Después se debe instalar un geotextil sobre la superficie preparada, como elemento de separación. El próximo paso es extender las secciones de geoceldas a lo largo del camino y mantenerlas en posición utilizando estacas metálicas o de madera u otro método de anclaje. Las secciones se podrán unir entre sí usando grapas.

Por último se rellenan las celdas con material granular hasta 5 cm por encima de la parte superior de la pared de la celda, para después compactarlo levemente.

Propiedades

Propiedades		Geotéxtil			Geotéxtil		
Propiedades de Material	Composición de Material	Polímero - Polietileno de 0.935 - 0.965 g/cm ³ (58.4... 60.2 lb/pe ³) de densidad			ASTM O 1505		
	Color	Negro, de Negro de Carbón	Marrón, Verde, Otro Color		N/A		
	Estabilizador	Contenido de Negro de Carbón 1.5% - 2% en peso	Estabilizador bloqueador de luz en base a Aminas (HALS) 1.0% en peso del portador		N/A		
	ESCR Mínimo	3000 hr			ASTM O 1693		
Propiedades de Lámina	Espesor de Lámina	1.27 mm -5% +10% (50 mil -5% +10%)			ASTM O 5199		
	Tratamiento de Superficie	Capacidad: Las fajas de polietileno estarán texturizadas y perforadas en forma tal que el ángulo de fricción máximo entre la superficie del plástico perforado y una arena silícea #40 con 100% de densidad relativa no sea menor del 85% del ángulo de fricción máximo de la arena silícea aislada, ensayado con el método de Corte Directo bajo Norma ASTM D 5321. Las perforaciones estarán 16% ± 1% del área de paredes de las celdas.	Material: Las fajas de polietileno estarán texturizadas y perforadas por huecos en hileras horizontales de 10 mm de diámetro. Dentro de cada hilera, las distancias entre perforaciones será de 19 mm de centro a centro. Las hileras horizontales estarán escalonadas y separadas de 12 mm con relación al centro de las perforaciones. El centro de las perforaciones de las hileras extremas estará a 12 mm de los bordes de la faja y a 25 mm de los puntos de soldadura de las celdas.				
Propiedades de Celdas y Uniones	Detalles de Celdas	Profundidad de Celda	Dimensiones Referenciales ± 10%		Densidad Por m ²	Area referencial ± 1%	
	Resistencia a Corto Plazo de las Uniones al Desgarre	150 mm	287 mm	320 mm	21.7	460 cm ²	
		Profundidad de Celda			Resistencia Promedio Certificada de las Uniones entre Celdas		
	Ensayo de Resistencia a la Carga de las Uniones	150 mm			2130 N		
	Ensayo Modificado de Resistencia a la Carga de las Uniones	La unión de una muestra de 102 mm de ancho soportará una carga de 72.5 Kg durante un mínimo de 7 días en un ambiente a temperatura controlada que varíe por ciclos de 1 hora de la temperatura ambiente de la habitación hasta 54°C. La temperatura ambiente en la habitación se registrará por la Norma ASTM E41.					
Ensayo Modificado de Resistencia a la Carga de las Uniones	La unión de una muestra de 102 mm de ancho soportará una carga de 72.5 Kg durante un mínimo de 30 días en la temperatura ambiente de la habitación. La temperatura ambiente en la habitación se registrará por la Norma ASTM E41.						
Propiedades de Sección	Dimensiones de la Sección	Ancho de Sección Variable	Rango de Longitudes de Sección				
	GW30V	2.3 m a 2.8 m	Mínimo		Máximo		
			4.7 m		10.7 m		

CAPITULO 11

LOS COMPONENTES CLAVE DEL SISTEMA GEOWEB DE SOPORTE DE CARGA

2.1. Sistema Geoweb Texturizado.

Las fajas de polietileno diseñadas con una superficie texturizada como se muestra en la figura 2.1, que se utilizan en la fabricación de las secciones de Geoweb aumentan la interacción de fricción entre las paredes de las celdas de Geoweb y los materiales de relleno granular. El aumento de la fricción entre las paredes de las celdas y el relleno proporciona ventajas estructurales en algunas aplicaciones del sistema Geoweb.

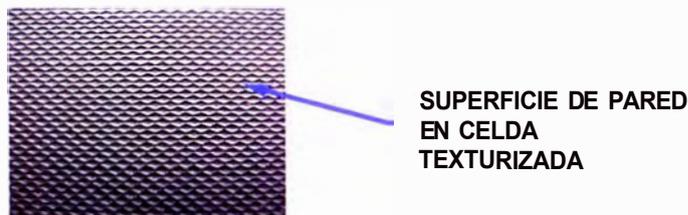


Figura 2.1: Textura de la pared de la Geocelda utilizada en el Proyecto

Fuente: www.prestoqeo.com

En las aplicaciones como soporte de carga, al aumentar la fricción entre las paredes de las celdas y el relleno como se muestra en figura 2.2, aumenta también la resistencia del suelo de relleno a las deformaciones verticales en relación con la estructura celular. En consecuencia, se produce una transferencia más eficiente del esfuerzo vertical a las celdas vecinas. Esto a su vez se traduce en una reducción adicional del esfuerzo vertical sobre la subrasante en comparación con lo que ocurre con las celdas de Geoweb de paredes lisas. Para algunas combinaciones de cargas de ruedas y propiedades del material de relleno, la textura de la superficie de polietileno permite reducir el espesor total del pavimento granular en comparación con las celdas de paredes lisas.

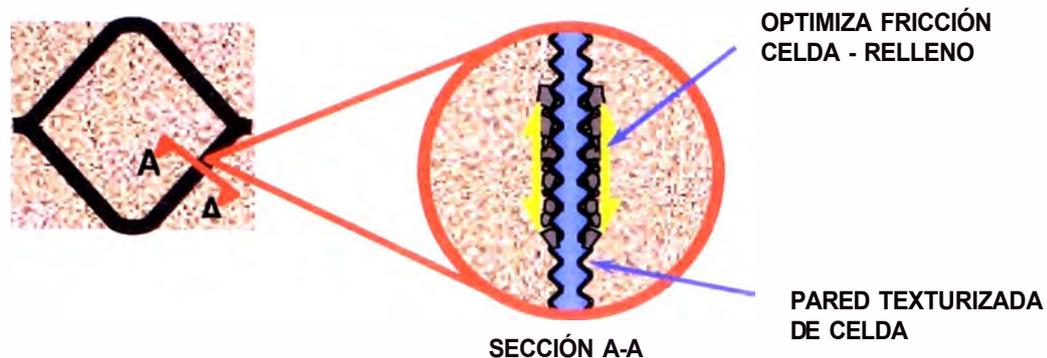


Figura 2.2: Esquema de la fricción entre la pared de la geocelda texturizada y el material de relleno

Fuente: www.prestogeo.com

Los resultados de las pruebas de corte directo a pequeña y gran escala, sobre rellenos de arena y de piedra con Geoweb texturizado han mostrado que la Relación de Coeficientes Máximos es, el coeficiente de fricción máximo de contacto del Geoweb texturizado dividido por el coeficiente de fricción máximo de contacto del relleno granular en aislamiento, varía entre 0.63 (piedra chancada) y 0.81 (arena gruesa) comparado con 0.64 (piedra chancada) y 0.61 (arena gruesa) con Geoweb liso. Hay que notar que con algunos rellenos de piedra chancada, la textura no aumenta la fricción en la superficie de contacto. No debe confundirse la Relación de Coeficientes Máximos con la Relación de Ángulos de Fricción.

Los valores de la Relación Pared de la Celda Geoweb/Fricción del Relleno para las paredes de Geoweb con tratamiento estándar y materiales granulares compactados están dados en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Relación Máxima de Angulo de Fricción

Material de Relleno Granular	Tipo de Pared de Celda	$r = \tan \phi$
Arena Gruesa / Grava	Lisa	0.71
	Texturizada	0.88
	Texturizada/ Perforada	0.90
Arena Silícica #40	Lisa	0.78
	Texturizada	0.90
	Texturizada/ Perforada	0.90
Piedra Chancada	Lisa	0.72
	Texturizada	0.72
	Texturizada / Perforada	0.83

Fuente: COPYRIGHT 2000 - PRESTO PRODUCTS COMPANY

2.2. Sistema Geoweb Perforado.

Pruebas similares utilizando rellenos de arena y de piedra con el Geoweb perforado han demostrado que las características de fricción en la superficie de contacto son parecidas, o en algunos casos mejores, que con las celdas de Geoweb texturizadas. Específicamente, la Relación de Coeficientes Máximos del Geoweb perforado con relleno de piedra chancada y arena gruesa resultó ser de 0.75 y 0.89 respectivamente.



10mm DIAMETRO
DE AGUJEROS (TÍPICO)

Figura 2.3: Perforaciones de la pared de la Geocelda utilizada en el Proyecto

Fuente: www.prestoqeo.com

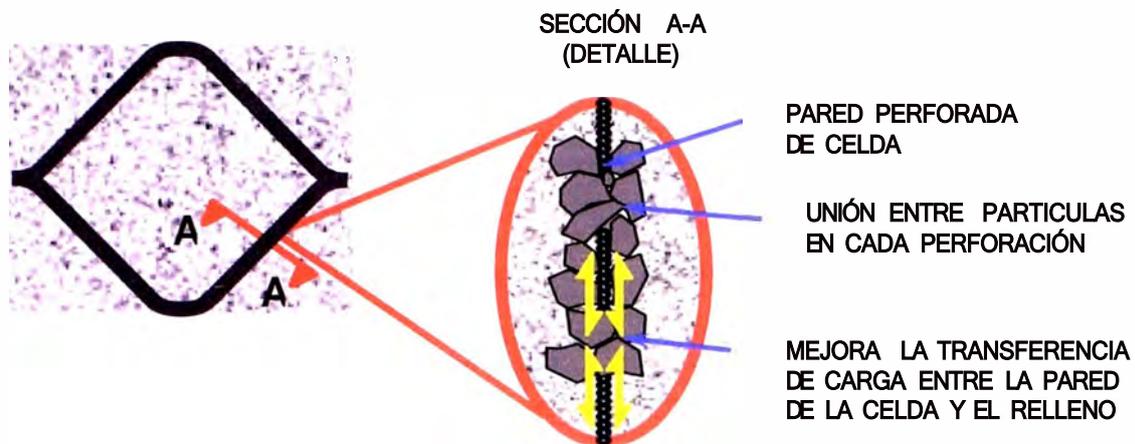


Figura 2.4: Esquema de la fricción entre la pared de la geocelda perforada y el material de relleno

Fuente: www.prestogeo.com

Estos resultados indican que las paredes de celdas perforadas pueden aumentar la fricción de contacto en forma tan efectiva como las paredes texturizadas. En consecuencia, la capacidad estructural como soporte de carga del sistema Geoweb perforado relleno con algunas arenas o gravas es mayor que con el sistema Geoweb texturizado.

Puesto que las perforaciones ofrecen además la ventaja del drenaje lateral, que es particularmente útil sobre subrasantes impermeables, se recomienda el sistema Geoweb perforado para numerosas aplicaciones de pavimento.

Los valores de la Tabla 2.2 muestran lo ventajosos que resultan los sistemas con textura o perforación en las paredes de las celdas.

Tabla 2.2: Espesor Total de una Base de Arena Gruesa o Grava, incluyendo la Sección de Geoweb

CBR de Subrasante %	Carga de Ruedas kN	Espesor Total Relativo de la Base de la Carretera			
		Celda Lisa	Celda Texturizada	Celda Perforada	Grava no Confinada
0.2	27	32%	28%	27%	100%
	53	59%	25%	25%	100%
	111	72%	23%	23%	100%
	222	80%	22%	22%	100%
0.5	27	46%	40%	40%	100%
	53	43%	38%	37%	100%
	111	40%	35%	34%	100%
	222	38%	33%	32%	100%
1.0	27	58%	54%	54%	100%
	53	55%	49%	48%	100%
	111	52%	45%	44%	100%
	222	49%	43%	42%	100%
2.0	27	81%	81%	81%	100%
	53	65%	58%	58%	100%
	111	59%	52%	51%	100%
	222	60%	52%	51%	100%

Fuente: COPYRIGHT 2000 - PRESTO PRODUCTS COMPANY

2.3. Material de Relleno.

Los materiales de relleno para las aplicaciones de soporte de carga con Geoweb deberían siempre ser predominantemente granulares con un tamaño máximo de partículas de 50 mm (2 pulg). Para resultados óptimos, la fracción de finos (materiales que pasan por la malla #200) no debe ser mayor de 10%. Los suelos con más de 10% de finos son de baja permeabilidad y pierden toda resistencia cuando están mojados. Los materiales netamente granulares no se ven afectados por las fluctuaciones de humedad pero no son tan estables como los materiales granulares con un contenido de 5% a 10% de finos. Una pequeña fracción de finos aumenta la estabilidad al reducir la relación de vacíos y ligar el suelo.

El sistema Geoweb de confinamiento celular incrementa muy efectivamente la estabilidad de los rellenos granulares de baja calidad tales como arenas y gravas de graduación pobre. Con el confinamiento celular, pueden utilizarse los rellenos granulares de baja calidad como material superficial - o casi superficial - de los

tejido que actúe tanto como separador que como soporte de carga provisional durante la colocación de la capa de subbase tal como se muestra en la figura 2.4. Si la subbase está conformada por material granular con buena compactación, no suele ser necesario el geotextil entre la subbase y el relleno del Geoweb.

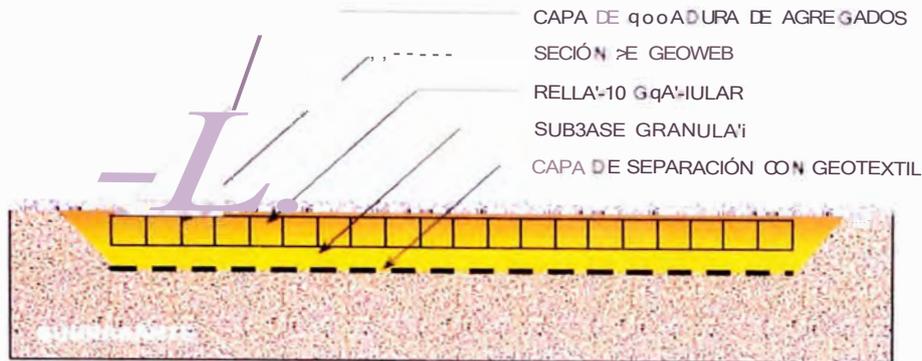


Figura 2.6: Detalle de Pavimento Granular

Fuente: www.prestoqeo.com

2.5. Material de Superficie.

A fin de evitar que se transite directamente encima de las paredes de las celdas del Geoweb, se recomienda generalmente colocar un espesor mínimo de 50 mm (2 pulg) de revestimiento granular encima del Geoweb. El material superficial será una piedra chancada de graduación densa, resistente a la formación de baches. En el caso de un alto volumen de tránsito, un tratamiento superficial bituminoso puede aumentar la estabilidad de la superficie de rodadura.

Si el diseño pide colocar un recubrimiento de concreto asfáltico u otra capa superficial encima de la base de Geoweb rellena, debe haber un espesor de material granular de 25 mm (1 pulg) mínimo encima de las paredes de las celdas para efectos menores de consolidación del material de relleno y a fin de evitar un contacto directo del polietileno con la mezcla caliente de concreto asfáltico.

El sistema Geoweb de confinamiento celular aumenta la resistencia a la deformación bajo cargas de los materiales granulares de relleno gracias a la resistencia tangencial de cada celda, la resistencia pasiva del material de relleno en las celdas adyacentes y la transferencia del esfuerzo vertical a las celdas adyacentes. En comparación con los materiales bi-dimensionales de refuerzo, la

rigidez del sistema tri-dimensional de Geoweb es mucho mayor y no necesita de una deformación inicial para soportar la carga de diseño.

CARGA EJERCIDA POR UNA RUEDA



CUANDO LAS CARGAS TRANSMITIDAS A LA EXPLANADA DEBIDAS AL TRAFICO (RUEDAS) SON SUPERIORES A LA CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO SE PRODUCEN LAS HUELLAS

CARGA EJERCIDA POR UNA RUEDA



LAS CARGAS TRANSMITIDAS A LA EXPLANADA DEBIDAS AL TRAFICO (RUEDAS) SON IGUALES A LA CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO (RESISTENCIA DEL TERRENO) POR LO QUE NO SE PRODUCEN LAS HUELLAS

Figura 2.7: Esquema de distribución de cargas

CAPITULO 111

PARAMETROS QUE DEFINEN LA DEFORMACION Y EL INDICE DE SERVICIABILIDAD DE UN PAVIMENTO

3.1 EVALUACION DE PAVIMENTOS

La evaluación de pavimentos comprende a las actividades necesarias (por métodos o procedimientos) para el conocimiento de la condición de un pavimento. Estas actividades implican una investigación de la condición, ya sea, el ámbito superficial como en el ámbito de su estructura mediante la utilización de métodos subjetivos, visuales o instrumentales.

El principal objetivo de un proceso de evaluación es llegar a un juicio sobre la capacidad estructural y de servicio, en el que se sintetizan todos los estudios, con el cual se eligen los parámetros necesarios, para adoptar un sistema y llevar a cabo un proceso de rehabilitación o mantenimiento.

CLASIFICACION DE LA EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS

Se puede clasificar a la evaluación de pavimentos en dos grupos representativos: la evaluación superficial y la evaluación estructural.

LA EVALUACIÓN SUPERFICIAL

Comprende principalmente los aspectos vinculados a la función y a la condición o estado de la superficie de un pavimento. Abarca tres aspectos importantes:

- La evaluación de fallas observadas en su superficie, mostrando la severidad y extensión del deterioro.

La metodología aplicada para su determinación es variada y desarrollada por distintos organismos en el mundo, entre los mas conocidos y aplicados en el Perú son: el publicado por el Consorcio de Rehabilitación Vial (CONREVIAl), y el método (PCI) publicado por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. para la recolección de los datos de fallas existen procedimientos visuales, automatizados y una combinación de ambos, los procedimientos visuales son aquellos obtenidos mediante registros en

forma manual, los automatizados realizan una recolección de fallas a través de cámaras de video o fotografía digital, que son analizados posteriormente; uno de los equipos que aplica esa tecnología y es conocido en el Perú es el ARAN que es un vehículo multifuncional, es decir, que no solo registra fallas, realiza todos los registros necesarios para la evaluación integral de un pavimento. Los sistemas semi - automatizados como el VIZIROAD realizan la recolección de datos mediante un registro visual a través de un teclado conectado a una computadora.

- La evaluación funcional o de la serviciabilidad del pavimento, está relacionado a la comodidad y transitabilidad que percibe un pasajero durante el recorrido en un vehículo. Esta evaluación es el tema central del presente informe, se trata de conocer la serviciabilidad, determinando el IRI a través de medios instrumentales.
- La evaluación de la seguridad, se relaciona a la capacidad de la vía para brindar seguridad a los usuarios durante su recorrido, mediante la geometría, textura de su superficie, señalizaciones viales, dispositivos de seguridad, etc.

Los objetivos de los tres aspectos mencionados son diferentes, aunque existe una gran interrelación entre los mismos, como ejemplo, a medida que el deterioro o las fallas del pavimentos se incrementen con el tiempo, estará vinculada a una respuesta en el confort de los usuarios durante su recorrido, sin embargo, dicha medición de las fallas del pavimento no constituyen en sí una representación de la medida de la comodidad para los usuarios, que será evaluada a través de estudios de serviciabilidad.

3.2 CONCEPTO DE SERVICIABILIDAD

La medición de la calidad de un pavimento presenta una dificultad conceptual porque depende de los fines para los que se esta evaluando, si lo que interesa es la situación estructural, o bien la condición funcional de su superficie. Aunque esto se tenga resuelto, si no se utilizan herramientas o metodologías estandarizadas de evaluación, los resultados no serán comparables con las mediciones hechas por otra persona, ni entre un pavimento y otro.

Para resolver esta dificultad, los investigadores Carey e Irick desarrollaron para la prueba AASHO, en el año 59, un procedimiento cuyas suposiciones básicas son las siguientes:

- El pavimento debe proporcionar confort y seguridad al usuario.
- El confort y la calidad de rodado es un aspecto subjetivo o de opinión del usuario.
- La serviciabilidad puede determinarse a partir del promedio de las evaluaciones de todos los usuarios. Este promedio da origen al índice Present Serviciability Rating (PSR), el cual por naturaleza, tiene carácter subjetivo.
- Hay algunas características físicas del pavimento que pueden medirse objetivamente y pueden relacionarse con las evaluaciones subjetivas. Este procedimiento permite obtener un índice objetivo denominado Present Serviability Index (PSI).
- El comportamiento del pavimento puede ser representado por la historia de la serviciabilidad de dicho pavimento.

El procedimiento de medición de la serviciabilidad que se utiliza actualmente en gran parte del mundo fue derivado precisamente de los resultados de la prueba AASHO, más otras incorporaciones y modificaciones que se han ido agregando en los últimos 40 años.

Como se dijo, la serviciabilidad es entonces la percepción que tiene los usuarios del nivel de servicio del pavimento. Es por esta razón que la opinión de ellos es la que debe ser medida para calificar la serviciabilidad.

CALIFICACIÓN DE LA SERVICIABILIDAD

La metodología consiste en que se selecciona un grupo de personas para formar un panel evaluador, este panel entonces evalúa un conjunto preseleccionado de tramos de acuerdo a las instrucciones que se les da. Cada miembro de este panel expresa su opinión propia y subjetiva acerca de la calidad de rodado de cada tramo y lo expresa en una cartilla especialmente diseñada (ver figura 3.1)

Se definió una escala de evaluación de 0 a 5 (ver tabla 3.1) En ella una evaluación con nota 5 (Muy Buena) significa una superficie perfecta, mientras que una nota 0 (muy mala) significa intransitable.

Figura 3.1

Formulario de calificación AASHO (1962)

Acceptable?		5	Muy Bueno
		4	Bueno
Si	<input type="checkbox"/>	3	Regular
No		2	Pobre
Indeciso		1	Muy Pobre
		0	
Identificación de Sección _____		Calificación	
Calificador _____	Fecha _____	Tiempo _____	Vehículo _____

Tabla 3.1

Escala de Calificación de la Serviciabilidad según AASHO (1962)

CALIFICACIÓN		DESCRIPCION
Numérica	Verbal	
0 - 1	Muy Malo	Los pavimentos en esta categoría se encuentran en una situación de extremo deterioro. Los caminos se pueden pasar a velocidades reducidas y con considerables problemas de transitabilidad. Existen grandes baches y grietas profundas. El deterioro ocurre en un 75% o más de la superficie.
1 - 2	Malo	Los pavimentos en esta categoría se han deteriorado hasta un punto donde pueden afectar la velocidad de tránsito de flujo libre. Los pavimentos flexibles pueden tener grandes baches y grietas profundas; el deterioro incluye pérdida de áridos, agrietamiento y ahuellamiento y ocurre en un 50% o más de la superficie. El deterioro en pavimentos rígidos incluye desconche de juntas, escalonamiento, parches, agrietamiento y bombeo.
2 - 3	Regular	en esta categoría la calidad de manejo es notablemente inferior a la de los pavimentos nuevos y puede presentar problemas para altas velocidades de tránsito, se hace mas notorio la presencia del deterioro superficial. Los defectos superficiales en pavimentos flexibles pueden incluir ahuellamientos, parches y agrietamientos. Los pavimentos rígidos en este grupo pueden presentar fallas en las juntas, agrietamiento y escalonamiento.
3 - 4	Bueno	Los pavimentos en esta categoría muestran una transitabilidad confortable, con muy poco o ningún signo de deterioro superficial. Los pavimentos flexibles pueden estar comenzando a mostrar signos de ahuellamiento y fisuración aleatoria. Los pavimentos rígidos pueden estar empezando a mostrar evidencias de un leve deterioro superficial, como desconches y fisuras menores.
4 - 5	Muy bueno	Sólo los pavimentos nuevos (o casi nuevos) son lo suficientemente confortables y sin deterioro para clasificar en esta categoría. La mayor parte de los pavimentos construidos o rehabilitados durante el año de inspección normalmente obtendrían esta calificación.

Cada evaluación personal es llamada IPSR (Individualidad Present Serviciability Rating) y con el promedio de estos IPSR se obtiene el PSR (Present Serviciability Rating) de cada tramo. Adicionalmente se estima de interés el que los miembros del cuerpo calificador dan su opinión global en el sentido de encontrar aceptable o no el estado del pavimento, siempre desde el punto de vista de usuario del camino, porque así es posible determinar el umbral de serviciabilidad final.

3.3 DEFINICIÓN DE PSI

Con el fin de establecer una variable de diseño, que relacione el comportamiento confortable de un pavimento, en opinión de los usuarios durante su recorrido, ingenieros de camino de pruebas AASHO desarrollaron un sistema para calificar la condición de la superficie del pavimento empleando lo que llamaron el "Concepto de Serviciabilidad Presente".

Este concepto lo describe como la capacidad de una sección específica del pavimento, para proveer en opinión del usuario un paseo suave y confortable en un tiempo particular. Esta capacidad puede ser cuantificada por un valor llamado Calificación de la Serviciabilidad Presente (PSR - Present Serviciability Rating).



Figura 3.2 Esquematización del comportamiento de los usuarios en el recorrido de una vía pavimentada en buen estado (a), y una vía pavimentada en mal estado (b).

Fuente: Elaboración propia.

La medición de la serviciabilidad por medios mecánicos se conoce como el Índice de Serviciabilidad Presente (PSI - Present Serviciability Index). El Ingeniero puede usar el PSR o PSI para decidir si procede o no, o aplaza una investigación más detallada.

La Serviciabilidad Presente puede ser usada como el primer paso en evaluar la suficiencia de un pavimento. Si un historial del PSR o PSI es plateado para secciones de carretera que parece deteriorarse, algunas predicciones puede ser hechas cuando una medida correlativa sea necesaria.

El promedio de la calificación de la Serviciabilidad Presente (PSR), ha sido correlacionado con medidas de rugosidad superficial por medio del análisis de regresión para establecer una ecuación que define el Índice de Serviciabilidad Presente (PSI).

3.4 CLASIFICACION DE LOS METODOS DE MEDICION

Muchos métodos para medir la rugosidad de los caminos se usan a lo largo del mundo, puede agruparse en cuatro clases genéricas sobre la base de cómo sus medidas correspondan directamente al IRI, que a su vez afecta los requisitos de calibración y a la precisión asociada con su uso.

Clase 1 : Instrumentos de precisión. Esta clase representa las normas más altas de precisión para la medida del IRI. Un método clase 1 requiere que se mida el perfil longitudinal de una huella de rodadura como una base para calcular el valor del IRI (Cómo una serie de puntos de elevación exactos, estrechamente espaciada a lo largo de la trayectoria recorrida por la rueda). Para los métodos perfilométricos estáticos, la distancia entre las muestras no debe ser mayor de 250 mm (4 medidas/ metro) y la precisión en las medidas de elevación deben ser 0.5 mm para los pavimentos muy lisos. (Las medidas menos precisas son aceptables para las superficies más ásperas). Los perfilómetros de gran velocidad ofrecen medios potenciales por medir el IRI rápidamente; sin embargo, los perfilómetros deben validarse en algún momento contra un procedimiento establecido como el equipo del Nivel y Mira para demostrar su precisión.

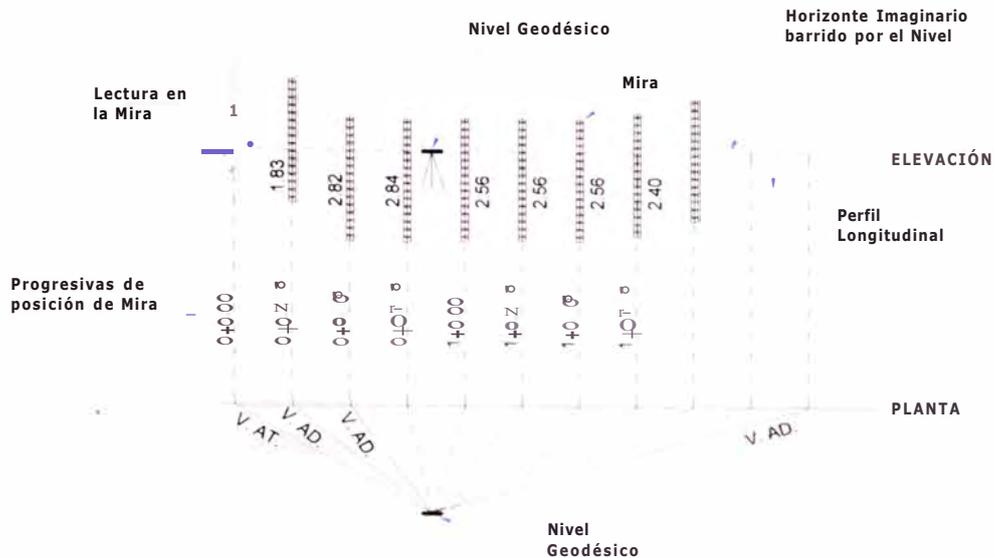


Figura 3.3 : Medición del Perfil Longitudinal de una huella mediante Nivel y Mira

Fuente: Elaboración propia.

Clase 2: Otros Métodos Perfilométricos. Esta clase incluye los demás métodos en que el perfil es medido como la base para el cómputo directo del IRI, por que no es capaz de la precisión requerida para una medida de Clase 1. Aunque el equipo y métodos usados para la medida del perfil se verifican funcionalmente por un proceso de calibración independiente, ellos se limitan a una precisión de rango menor que aquellos que necesitan calificar como un método clase 1. Por consiguiente el valor del IRI obtenido de una medida del perfil por un método clase 2 no puede ser exacto al límite práctico debido al azar o tendencia de errores sobre algún rango de condiciones. Esta clase incluye valores del IRI obtenidos de perfiles medidos con perfilómetros de gran velocidad y con métodos estáticos que no satisfacen la precisión y/o los requisitos de intervalo de medida especificados.

Los perfilómetros clase 1 y 2 de gran velocidad tienen la desventajas de ser los sistemas de instrumentación más caros y complejos usados para medir la rugosidad del camino, y generalmente requieren de operadores con entrenamiento de ingeniería.

Clase 3.- Estimación del IRI por Ecuaciones de Correlación. No ha transcurrido mucho tiempo, desde que la mayoría de datos de rugosidad de caminos a lo largo del mundo se obtenían con los RTRRMS₅. La medida de un RTRRMS depende de la dinámica de un vehículo, por lo que es necesario transformar la escala de las medidas para interpretar las propiedades de rugosidad comparables al IRI. Las propiedades dinámicas son únicas para cada vehículo, sin embargo, cambian con el tiempo. Así, las "medidas brutas" de ARS, obtenidas de RTRRMS, deben corregirse a la escala de IRI usando una ecuación de calibración que se obtiene experimentalmente para ese RTRRMS específico. Como la dinámica de un vehículo cambia fácilmente, deben efectuarse procedimientos de operación y mantenimientos muy rugosos para los vehículos empleados, y deben hacerse pruebas de control como una parte rutinaria del normal funcionamiento.

Esta clase también incluye otros instrumentos de medición de rugosidad capaz de generar valores de rugosidad razonablemente correlacionada al IRI. Pueden usarse las medidas obtenidas para estimar el IRI a través de las ecuaciones de regresión, si un experimento de correlación se ha realizado.

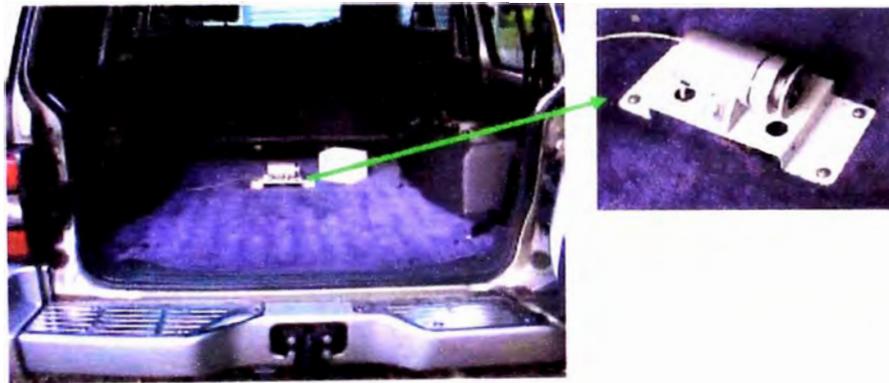


Figura 3.4 : Equipo Tipo Respuesta (Bump Integrator, BI)

Fuente: ROMDAS, Manual Roughness Counter User's Guide, version 1.0.

- La correlación de este equipo debe dar una apreciación del valor del IRI con una fórmula como:

$$y = A + B(X) + C(X)^2$$

Donde:

X	Conteo de impulso del Bump Integrator
y	IRI
A, B y C	Valores constantes que resultan de la calibración

Por ejemplo $IRI = 1.26 + 0.02*(8I) + 1.05*10^{-5}*(8I)^2$

Clase 4.- Evaluaciones subjetivas y medidas no - calibrables. Hay situaciones en que una base de datos de rugosidad se necesita, pero la alta precisión no es esencial, o no se puede proporcionar. Aún así, es deseable relacionar las medidas a la escala de IRI. En estos casos, una evaluación subjetiva involucra, una experiencia del recorrido sobre el camino o una inspección visual, cualquiera podría usarse. Otra posibilidad es usar las medidas de un instrumento no calibrable. La conversión de estas observaciones a la escala del IRI se limita a una equivalencia aproximada, que puede establecerse mejor por comparación a las descripciones verbales y/o pictóricas de caminos identificada con sus valores del IRI asociadas.

3.5 RUGOSIDAD DE LOS PAVIMENTOS

La rugosidad se define como las irregularidades en la superficie del pavimento que afectan adversamente a la calidad de rodado, seguridad y costos de operación del vehículo.

Uno de los problemas con los que se encuentran los técnicos a la hora de valorar la calidad y comodidad de la rodadura de los vehículos y de comparar experiencias entre países, es la gran diversidad de técnicas, equipos e indicadores existentes en cada país. Como consecuencia de ello se planteó a nivel internacional el interés de desarrollar un índice único y común al cual referirse, que fuera independiente del equipo o técnica de obtención de la geometría del perfil y que además representará significativamente el conjunto de las percepciones de los usuarios circulando en un vehículo medio a una velocidad media.

Estas necesidades dieron lugar a la celebración del experimento internacional denominado IRRE, uno de cuyos frutos fue el desarrollo del concepto, definición y método de cálculo del IRI.

3.5.1 DEFINICIÓN DEL IRI

Con el propósito de identificar un índice, que involucra a la medida controlada de rugosidades del camino, para varios caminos bajo una variedad de condiciones y por una variedad de instrumentos y métodos, fue ideado el Índice de Rugosidad Internacional (IRI), ésta escala de rugosidad fue el que mejor satisfizo el criterio de ser estable en el tiempo, transportable y pertinente.

EL IRI está definido como una característica del perfil longitudinal de una huella de rodadura. Así, la medida directa del IRI requiere que se obtenga el perfil de la huella rodadura. El IRI también se relaciona fuertemente a las opciones subjetivas sobre rugosidad del camino que puede obtenerse del público. Porque el IRI es (1) mensurable por muchos métodos perfilométricos, (2) favorablemente puesto en correlación con las medidas RTRRMSs, y (3) favorablemente puesto en correlación con la opinión subjetiva, es una escala muy transportable. EL IRI es un indicador estadístico de la irregularidad superficial del pavimento, al igual que otros indicadores, representa la diferencia entre el perfil longitudinal teórico (recta o parábola continua perfecta, $IRI = 0$) y el perfil longitudinal real existente en el instante de la medida.

Figura 3.5
Grafico de Indices de Rugosidad IRI



Fuente: Elaboración propia.

El perfil real de una carretera recién construida tiene un estado cero, definido por su IRI inicial > 0 , debido a condicionantes constructivos. Una vez puesta en servicio, la geometría del pavimento se modifica lentamente en función del paso del tránsito, evolucionando hacia valores más elevados del IRI (mayores irregularidades).

El IRI se determina mediante un cálculo matemático realizado con las ordenadas o cotas de una línea del perfil longitudinal. Las consideraciones más importantes sobre el IRI son:

- Su principal ventaja reside en que el IRI es un modelo matemático cuyo resultado es independiente de la técnica o equipo con el que se haya obtenido el perfil.
- Para el cálculo del IRI es importante considerar la representatividad de las coordenadas que se introducen, es decir, la confiabilidad de la técnica o equipo con que se obtiene el perfil y la frecuencia de muestreo del mismo.
- La precisión de los equipos de medida de irregularidad superficial es uno de los temas más delicados y complejos de decidir y valorar.

3.5.2 MEDICION DEL PERFIL

Existen grupos principales de perfilómetros: estáticos y los dinámicos. Los sistemas estáticos de precisión consiguen las medidas más exactas del perfil longitudinal tal como se muestra en la figura 3.3. Sin embargo, su bajo rendimiento los hace inadecuados para estudios que no sean muy especiales, como los de investigación o en países en que la mano de obra sea muy barata. Los métodos pseudo - estáticos no suelen ser mucho más rápidos que los anteriores y además producen medidas que no son muy indicativas del perfil longitudinal.

Los perfilómetros dinámicos proporcionan perfiles de gran velocidad, que aunque no son réplica exacta del perfil longitudinal del camino, son exactos en las zonas de longitudes de onda que influyen en la regularidad superficial.

A continuación se nombra algunos equipos que se utilizan en la medición de perfiles, separados en dos categorías, como ya fueron mencionados, perfilómetros estáticos y perfilómetros dinámicos.

Equipos de medición estáticos:

- Levantamiento con nivel y mira
- Perfilómetro de barra TRRL
- Face Dipsstick

Equipos de medición dinámicos:

- Perfilómetro inercial APL
- Perfilómetro láser

3.5.3 CALCULO DEL IRI A PARTIR DEL PERFIL LONGITUDINAL

Para el cálculo del IRI se aplica el método recomendado por el Banco Mundial en el Technical Paper N° 46, el tema tratado en este capítulo se refiere a su aplicación para datos perfilométricos obtenidos con equipos de precisión Clase 1, Nivel y mira. La elección de este equipo como tema específico, se debe a que es bastante conocido y accesible en nuestro país. Sin embargo su aplicación para la medida de rugosidad en tramos extensos, se encuentra limitada por la inversión en costo y tiempo.

DESCRIPCION DEL METODO

Medidas del IRI desde el perfil longitudinal de un camino sólo pueden obtenerse por el método Clase 1. Un perfil longitudinal es una sección vertical a lo largo de la huella de rodadura que indica la elevación de la superficie como una función de la distancia longitudinal. El perfil se describe por el juego de valores de elevación, espaciado a intervalos cercanos a lo largo de la huella de rodadura. Para resumir los centenares o miles de números que constituyen un perfil, se ha realizado un procedimiento de análisis que calcula el IRI como una sola estadística que cuantifica la rugosidad.

Como el IRI se aplica a la trayectoria de una rueda particular, a lo largo del camino, las personas responsables de medir el perfil deben tener una idea clara de, donde se localiza la trayectoria de la rueda sobre el pavimento. Siempre que fueran hechas las medidas repetidas, sobre todo cuando se hacen con los métodos estáticos, la trayectoria de la rueda deben marcarse claramente en la superficie del camino para que todas las medidas estén sobre el mismo trayecto.

Las dos trayectorias de las ruedas seguidas por los neumáticos de los vehículos en el flujo normal del tráfico proporcionarán medidas que son muy representativas de la rugosidad del camino, por consiguiente se recomienda que las medidas se hagan en las huellas de rodadura marcadas por el tráfico.

Como se ha desarrollado un método de medición Clase 1, representa los más altos niveles de precisión para medir el IRI, proporcionan medidas de tal alta calidad que la reproducibilidad del valor numérico del IRI no podría mejorarse. Aunque esta definición parezca a primera vista referirse a un ideal alcanzable, normalmente hay límites prácticos para la repetibilidad que se puede obtener, que se deben a la imposibilidad de medir repetidamente la rugosidad siguiendo exactamente la misma huella de rodadura.

REQUISITOS DE PRECISION

El Nivel y Mira usados en la topografía de rutina y construcción de caminos generalmente no tendrán la resolución necesitada para las medidas del perfil del pavimento. Para las medidas del perfil del pavimento se requiere precisión de los instrumentos niveladores.

El instrumento usado para la medida del perfil debe satisfacer escalas de resolución que son indicados en la tabla 3.2 que se obtuvo del ASTM Standard en Measuring Road Roughness by Static Level.

Tabla 3.2 Requisitos de precisión para el Nivel estático

Rango del IRI (m/km)	Resolución (mm)
$0 \leq \text{IRI} < 0.5$	0.125
$0.5 \leq \text{IRI} < 1.0$	0.25
$1.0 \leq \text{IRI} < 3.0$	0.50
$3.0 \leq \text{IRI} < 5.0$	1.0
$5.0 \leq \text{IRI} < 7.0$	1.5
$7.0 \leq \text{IRI}$	2.0

Fuente: World Bank Technical Paper Number 46 y Norma ASTM E - 950 - 98.

La Mira empleada debe equiparse con un nivel de burbuja, para que pueda sostenerse verticalmente con precisión. Una base conveniente debe seleccionarse para la Mira, para reducir la sensibilidad a las pequeñas variaciones en la colocación de la mira.

Para los pavimentos de textura lisos, cualquier tipo de base es conveniente. Para las superficies de textura rugosa una base redonda con un diámetro de por lo menos 20 mm se recomienda, como solo se requiere elevaciones relativas para computar los índices de rugosidad, ninguna corrección se requiere por adoptar una base a la mira.

EL INTERVALO DE MUESTRA

El intervalo de muestra es la frecuencia con que la elevación del perfil es medida. Hay un concepto erróneo común, que el intervalo de muestra se relaciona simplemente a la precisión de la información requerida; y que el intervalo de muestra mas alto, es el mas exacto, y el intervalo de muestra más bajo, es el menos exacto. Si la frecuencia de datos de la muestra no es la adecuada para el espacio muestra! del perfil longitudinal, puede producirse una alteración o pérdida de las particularidades de la medida del perfil, entonces la información derivada es ficticia y conlleva a ninguna relación con la realidad.

Según Sayers (1986), recomienda un rango para el intervalo de muestra, de 0.25 m a 0.50 m.

3.6. LEVANTAMIENTO CON NIVEL Y MIRA

Puede usarse el Nivel y la Mira para medir el perfil de un pavimento con precisión. Estos datos pueden usarse para evaluar la rugosidad del pavimento como el Índice de Rugosidad Internacional (IRI). Para el cómputo de los índices de rugosidad, sólo son necesarias las elevaciones relativas y no se necesitan las elevaciones absolutas. Pueden aplicarse las pautas de esta sección a los equipos de estudio convencional como un Nivel óptico y una mira.

3.6.1 CONSIDERACIONES PREVIAS AL TRABAJO

Una planificación detallada y de prevención contra accidentes de tránsito sobre los sitios de prueba deben ser coordinados con las entidades correspondientes, responsables del mantenimiento y la seguridad de las vías en estudio, en el caso de efectuarse los trabajos en vías nacionales o departamentales las

coordinaciones se realizan con la policía de carreteras y el MTC, mientras que en el caso de autopistas o vías urbanas se coordinara con la Policía de Tránsito Local, EMAPE o la entidad municipal correspondiente.

3.6.2 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO DE CAMPO

Para organizar las actividades del campo se debe tener en consideración tres factores predominantes:

- Los recursos con que se cuenta (disponibilidad de instrumentos, personal y dispositivos de seguridad).
- El tiempo destinado para ejecutar estas actividades.
- El número de secciones de prueba que se tiene que levantar para obtener datos.

Según estos factores, se realiza una programación que optimice la ejecución de los trabajos de campo, dependiendo principalmente del personal elegido, el logro de las metas que se programen, por ello es importante seleccionar el personal y capacitarlo adecuadamente, designando o funciones en los cuales ya han sido instruidos.

Cabe resaltar la importancia que desempeñan todos los integrantes de la cuadrilla del campo, la confiabilidad en los resultados significantes depende de una buena parte de que se cumplan los procedimientos, todo el personal deberá ser condicionado a aceptar que son parte de un equipo y la importancia de su papel en la colección de datos exactos debe enfatizarse, puesto que, de cada uno de ellos dependerá, que todo el trabajo tenga buenos resultados.

El jefe de la cuadrilla es responsable de remitir todos los datos coleccionados durante los trabajos de campo, el personal integrante de una cuadrilla dependerá de la disponibilidad del personal, sin embargo este número no podría ser menor a dos (operador y porta-mira), siendo lo mas conveniente que sean tres personas (operador, anotador y porta-mira) para el manejo del equipo y dos personas a cargo de la prevención de accidentes de tránsito, de esta cuadrilla uno de los integrantes deberá asumir el cargo de jefe de cuadrilla, por lo general se elige al operador o al anotador para esa función adicional.

3.6.3 SECUENCIA GENERAL DE TAREAS DE CAMPO

Tarea 1: Coordinación con el personal de campo

- a. Personal a cargo del manejo del Nivel y la Mira (operador, anotador y porta-mira).
- b. Personal designado para la seguridad y prevención de accidentes de tránsito.
- c. Otros, según sea el caso, designados por la entidad contratante o a cargo de la supervisión de los trabajos.

Tarea 2: Inspección del Sitio de Prueba

- a. La condición general del pavimento (dentro de la sección de prueba).
- b. Identificación de las huellas de rodadura.

Tarea 3: Medidas con Nivel y Mira

- a. Marcar los puntos sobre la huella de rodadura (intervalo de muestra).
- b. Obtener las lecturas niveladas.

Según el ASTM Standard on Measuring Road Roughness By Static Level, una cuadrilla experimentada de tres requiere menos de 10 segundos para obtener una lectura. Esto involucra posicionamiento de la mira por el porta-mira, la lectura nivelada por el operador del instrumento y el registro de las medidas por el anotador.

Inspección en Sitio de preparación

Para la preparación del sitio de prueba se debe tener conocimiento de la ubicación de la huella de rodadura sobre el carril donde se realizarán las pruebas y el ancho de separación entre éstas, normalmente un vehículo estándar (automóvil) en el Perú tiene un ancho entre ejes de ruedas de 1.40 m sin embargo existen muchos otros con una mayor dimensión alcanzando hasta 1.60 m., el ancho con el cual debemos trazar la sección de prueba, dependerá básicamente del ancho que tiene el vehículo prueba a ser utilizado, para que exista una reproducción bastante aproximada de los valores del IRI, cuando el vehículo realice su paso exactamente sobre los puntos tomados durante la medida del perfil con el nivel y mira.

Muchas veces, determinar la ubicación a simple vista, de la huella de rodadura sobre el carril en estudio no es tan fácil como parece, si pensamos que debemos ser exactos, pero lo que se quiere con esto es obtener una mayor representatividad de los valores obtenidos en el cálculo del IRI. Si analizamos la probabilidad de que los vehículos circulen sobre una misma trayectoria a lo largo del carril en estudio, es decir, si un vehículo circula normalmente sobre el tramo de pruebas dejando marcada a lo largo de su recorrido la huella de sus ruedas, otro vehículo cualquiera, es poco probable que realice su recorrido con la misma normalidad sobre estas mismas huellas, siempre existirá un rango de diferencia, aunque pequeño, entre la ubicación de éstas, pero como ya se dijo, lo que se quiere es representatividad.

A continuación se dan las pautas de cómo deben marcarse las dos huellas de la rueda en el carril de pruebas usando el procedimiento siguiente:

1. El área debe ser limpiada en ambas huellas de la rueda libre de tierra o piedras y elementos sueltos para prevenir lecturas no representativas durante las medidas.
2. Use las líneas de tiza para marcar la línea recta en cada huella de rodadura que debe ser 0.70 m a 0.80m, según sea el caso, del centro del carril. El centro del carril que se usa según estas pautas debe localizarse de manera siguiente:

Caso 1: Donde se identifican las huellas de la rueda fácilmente, a la mitad del sendero entre las dos huellas de la rueda, debe usarse como el centro del carril.

Caso 11: Si las huellas de la rueda no son claramente identificables, pero se definen bien dos bordes del camino, se considera que el centro es la mitad del camino entre los dos bordes de la senda, en calzada de un solo carril, una deducción similar se realiza para calzada de dos carriles o más.

Caso 111: Donde las huellas de la rueda no están claros y sólo un borde de la senda puede distinguirse claramente, el centro del carril debe establecerse a 1.50 m de ese borde, otra alternativa en este caso es considerar que el

centro es la mitad del ancho estimado del carril, este caso generalmente ocurre en pavimentos afirmados.

El método con el que se localizaron las huellas de la rueda deberá anotarse en el formulario de campo respectivo. Esto ayudará a localizar las huellas de las ruedas usadas para las medidas del perfil en una fecha futura.

Las medidas tienen que ser tomadas a lo largo de las huellas de la rueda a intervalos previamente definidos que pueden ser 0.25 m a 0.50 m. La posición de los puntos para las lecturas que serán tomadas con el equipo, puede ser determinada por los métodos siguientes:

1. Medición con cinta métrica a lo largo de una línea de tiza y marcado de las distancias en el pavimento a los intervalos de muestra determinados, usando un marcador conveniente, pintura de secado rápido y de alto tráfico. Las señales tienen que ser hechas a lo largo de la longitud entera de la sección de prueba y en ambas huellas de la rueda.
2. Medición con cinta métrica colocada directamente sobre la huella de la rodadura con la marca cero de la cinta en el inicio de la sección. Afiance ambos extremos de la cinta métrica con cinta adhesiva. Las distancias a lo largo de la sección pueden ser tomadas directamente de las lecturas de la cinta.

3.6.4. MEDIDAS DEL PERFIL LONGITUDINAL

El procedimiento a ser seguido para medir el perfil longitudinal se describe a continuación:

1. La información completa requerida deberá registrarse en los formularios de colección de datos, se muestra un modelo en la figura 3.4.
2. Instale el nivel en una situación conveniente (estación) que cubra el rango de lectura de la mira. En el mejor de los casos, podría ser posible cubrir una longitud entera de la prueba, con un instrumento estacionado cerca del

centro de la sección de prueba. El nivel debe estar en su posición donde no se perturbara debido al tráfico.

Además, debe estar en un lugar estable, que no ocurran asentamientos en patas del trípode. Al poner el trípode, póngalo tan bajo como sea posible, para reducir el error causado por la mira cuando no se sostiene precisamente vertical.

3. El porta-mira debe poner la mira en posición cero de la sección, usando el nivel de la burbuja atada a la mira como una referencia del sostenimiento vertical de la mira. Una vez que la mira se sostiene verticalmente, el porta-mira debe señalar al operador para tomar una lectura. Si las lecturas son registradas a mano por un tercer miembro de la cuadrilla (anotador), el operador debe dictar las lecturas a éste. Las lecturas deben registrarse en el formulario modelo mostrado en la figura 3.4. Si está usándose un sistema automatizado, el operador del instrumento debe asegurarse que esa lectura se grabe.
4. A continuación, el porta-mira debe poner la mira en el siguiente punto (0.25m ó 0.50m) de la lectura inicial, y una nueva lectura debe grabarse. Este proceso debe continuarse hasta que la sección entera de la zona prueba se ejecute, hasta que el rango horizontal o el rango vertical de alcance de la visual del nivel se excedan.

El rango horizontal del nivel se excede si la distancia entre el nivel y la mira es demasiado corta o demasiado larga para enfocar apropiadamente. El rango vertical del nivel se excede si la mira no puede leerse debido a la pendiente del camino. Cuando dicho rango se excede(, el nivel tiene que ser reubicado.

5. En esta fase del procedimiento puede ocurrir uno de los dos casos:

- a. El rango del nivel se excede:** Si el rango se excede, el instrumento tiene que ser reubicado. Registre la situación en que la mira es sostenida en el lugar de la última lectura. Esta posición se llama un punto de cambio.

Después de esto, antes de proceder al cambio de estación, coloque la mira al lugar donde se tomó la primera lectura desde la posición actual del nivel, y tome una lectura.

Compara esta lectura con la primera lectura tomada en el inicio. Si la diferencia no está dentro de la resolución del instrumento, es decir, el error del cierre no se encuentra menor al valor de la resolución vista en la tabla 3.3, todas las lecturas tomadas desde la posición actual del nivel tienen que ser repetidas. Si las lecturas están de acuerdo, la mira debe volver al lugar del punto de cambio. Entonces se puede proceder al cambio de estación del instrumento a una nueva ubicación. Una vez realizado el cambio de estación, visualice la mira en el punto de cambio y tome una nueva lectura. Continúe el proceso nivelador como antes, tomando lecturas a los intervalos de 0.25 m ó 0.50 m. Si el instrumento tiene que ser re alibrado de nuevo, siga el procedimiento descrito antes.

- b. El fin de la sección de prueba es alcanzado:** Los dos casos siguientes son posibles:

1. El estudio entero se realizó desde una sola estación: Ubique la mira en la posición cero (punto donde el estudio fue empezado inicialmente) y tome una lectura. Esta lectura debe estar de acuerdo con la primera lectura tomada en el inicio del estudio, dentro de la resolución de instrumento. Si las lecturas no cumplen esta resolución, la medida del perfil tiene que ser repetida.
2. El instrumento cambio de estación durante el estudio: Ubique la mira en el punto de cambio (inicio de la actual estación y final de la estación anterior) y tome una lectura. Esta lectura se compara

con la lectura tomada al inicio de la actual estación, tiene que estar dentro de la resolución del instrumento. Si las lecturas no cumplen esta resolución, el perfil tiene que ser medido de nuevo desde el último punto de cambio para acabar la sección.

Tabla 3.3

Requisitos de precisión para los peñilómetros Clase 1 y 2 en la medida del IRI

Rango de Rugosidad IRI (m/km)	Intervalo conveniente máximo entre los puntos de la muestra (mm)		Precisión de medidas de elevación (mm)	
	Clase 1	Clase 2	Clase 1	Clase 2
1.0 - 3.0	250	500	0.5	1.0
3.0 - 5.0	250	500	1.0	1.5
5.0 - 7.0	250	500	1.5	2.5
7.0 - 10.0	250	500	2.0	4.0
10.0 - 20.0	250	500	3.0	6.0

La medida del perfil del pavimento donde se usan el nivel y la mira es labor intensa y mucho consumo de tiempo. Por consiguiente, es aconsejable verificar la exactitud de datos moderados a intervalos regulares. Esto puede realizarse estableciendo un juego de puntos de control a lo largo de la huella de rodadura, por ejemplo a intervalos de 30 m debe ser reiniciado otra sección.

Después de nivelar una distancia de 30 m, la mira tiene que ser puesta al punto de control anterior (inicio de la sección) y otra lectura tomada. Esta lectura tiene que estar de acuerdo con la lectura antes tomada a este punto de control, dentro de la resolución del instrumento.

Si las lecturas no están de acuerdo, la distancia entre los puntos de control tiene que ser medida de nuevo. Este procedimiento puede usarse si el instrumento no cambiara de estación entre dos puntos de control. Si el instrumento cambia de estación entre dos puntos de control, el procedimiento todavía puede aplicarse tratando el punto de cambio como un punto de control.

Factores que deben ser considerados

Los siguientes factores tienen que ser considerados al dirigir las medidas del perfil con Nivel y Mira.

1. Si el nivel es sensible las variaciones de temperatura, podría necesitar ser cubierto con una sombrilla para protegerlo de la luz del sol directa.
2. Si durante las medidas de perfil se presentan condiciones ventosas, debe evitarse que incidan directamente en el equipo, podría ocurrir el movimiento del nivel y distorsionar las lecturas.
3. Si el nivel tiene que ser puesto a más de una posición durante las medidas del perfil, haga la longitud de la vista atrás igual a la vista adelante. Esto eliminará los errores debido a la curvatura y refracción al volver a los puntos.

3.6.5. Cálculo del Perfil Longitudinal

Sólo se espera que la cuadrilla grabe las lecturas del nivel, empleando los procedimientos descritos en la sección 3.6.4 durante las medidas del perfil en el campo. El cómputo del perfil de elevación de estos datos se hará en la oficina.

Para los cómputos del perfil, será necesaria la primera lectura de elevación (la primera vista atrás). Sin embargo, como sólo se necesitan elevaciones relativas para computar los índices de rugosidad (como el IRI), puede seleccionarse un valor arbitrario para la elevación de este punto. Puede obtenerse la elevación relativa de cualquier punto, medida por el instrumento mediante las ecuaciones siguientes:

$$\text{Altura del instrumento (HI)} = \text{BM} + \text{VAT} \quad (3.1)$$

$$\text{Elevación relativa de un punto} = \text{HI} - \text{VAD} \quad (3.2)$$

Donde,

HI Altura Inicial del Instrumento.

BM Elevación del punto dónde la primera vista atrás fue tomada.

VAT Lectura del Nivel en la primera vista atrás.

VAD Lectura del nivel a cualquier punto desde la posición inicial del instrumento.

Una vez que la posición del nivel cambia, la altura del instrumento también cambiará. La nueva altura del instrumento puede obtenerse de la ecuación siguiente.

$$N_{hi} = A_{hi} + VAT1 - VAD1 \quad (3.3)$$

Donde:

N_{hi} = Nueva altura del instrumento

A_{hi} = Anterior altura del instrumento

VAT1 = Vista atrás al punto de cambio

VAD1 = Vista adelante al punto de cambio

La elevación relativa de puntos de medida en esta nueva situación del instrumento puede ser determinada usando la Ecuación 3.2 y usando la nueva altura del instrumento.

3.6.6 Control de Calidad de Campo

Este chequeo asegura que ningún movimiento involuntario (desbalance) del nivel tenga lugar durante su posición actual. Esto tiene que ser verificado cada vez, antes de que el instrumento se mueva a otra estación y cuando se llega al final de la sección de prueba. Este chequeo se realiza manteniendo la mira en el punto donde se tomó la primera lectura y desde la posición actual del instrumento se toma una lectura de nuevo. Ambas lecturas tienen que estar dentro de la resolución del instrumento. Este chequeo también puede realizarse a intervalos regulares estableciendo un juego de puntos de control como fue descrito en la sección 3.6.4.

3.7. CALCULO DEL IRI

El sitio de prueba utilizado en el desarrollo del concepto del IRI contaba con un largo de 10 m, sin embargo el IRI puede ser calculado sobre cualquier longitud del camino.

El perfil está definido como una propiedad de un solo perfil longitudinal, por lo tanto si se desea establecer un valor por pista o carril se deben establecer criterios de cuantos perfiles tomar, generalmente se toman los perfiles sobre las dos huellas de cada carril para así derivar un valor por carril.

- El IRI se calcula de un solo perfil longitudinal. Para sistemas que miden varios perfiles simultáneamente, el IRI es independientemente calculado para cada uno. La recomendación general es que los perfiles deben medirse en las dos huellas, con los valores del IRI para cada uno, estos se promedian para obtener el valor para el carril.

3.7.1 Ecuaciones.

El cálculo del IRI se realiza computando cuatro variables como las funciones del perfil longitudinal. Estas cuatro variables simulan la respuesta dinámica de un vehículo durante el recorrido sobre el perfil medido. Se resuelven las ecuaciones para las cuatro variables y para cada punto de elevación medido, salvo el primer punto. La pendiente media encima de los primeros 10 m se usa para inicializar las variables asignando los valores siguientes:

$$Z_1 = Z_3 = (Y_a - Y_1) / 10 \quad (3.4)$$

$$Z_2 = 0 \quad (3.5)$$

$$a = 10 / (dx + 1) \quad (3.6)$$

donde Y_a representa el punto de posición "a" del perfil de elevación, Y_1 es el primer punto y dx es el intervalo de la muestra. Así, para un intervalo de la muestra de $dx = 0.25$ m, la ecuación (3.4) usaría la diferencia entre el 41^{er} punto de elevación y el primer punto de elevación, estableciendo una pendiente inicial para el computo del IRI. En seguida, se resuelven las cuatro ecuaciones recursivas para cada punto de elevación, de 2 a n (n = número de medidas de elevación).

$$Z_1 = s_{11} \times Z'_1 + s_{12} \times Z'_2 + s_{13} \times Z'_3 + s_{14} \times Z'_4 + P_1 + Y' \quad (3.7)$$

$$Z_2 = s_{21} \times Z'_1 + s_{22} \times Z'_2 + s_{23} \times Z'_3 + s_{24} \times Z'_4 + P_2 + Y' \quad (3.8)$$

$$Z_3 = s_{31} \times Z'_1 + s_{32} \times Z'_2 + s_{33} \times Z'_3 + s_{34} \times Z'_4 + P_3 + Y' \quad (3.9)$$

$$= s_{41} \times Z'_1 + s_{42} \times Z'_2 + s_{43} \times Z'_3 + s_{44} \times Z'_4 + P_4 + Y' \quad (3.10)$$

Donde

$$Y' = (Y_i - Y_{i-1}) / dx = \text{la pendiente de entrada} \quad (3.11)$$

Además

$$Z'_j = Z_j \text{ de la posición anterior, } j = 1, 2, 3, 4 \quad (3.12)$$

S_i y P_i son coeficientes que son fijos para un intervalo de muestra dado, dx . Así, las ecuaciones 3.7 - 3.10 se resuelven para cada posición a lo largo de la huella de rodadura. Después de ellos se resuelven para una posición, la ecuación 9 se usa para restablecer los valores de Z'_1 , Z'_2 , Z'_3 y Z'_4 para la próxima posición. También para cada posición, la pendiente rectificada (RS) del perfil filtrado se computa como:

$$RS_i = |Z_3 - Z_4| \quad (3.13)$$

La estadística del IRI es el promedio de la variable RS sobre la longitud del sitio. Así después de que las ecuaciones anteriores se han resuelto para todos los puntos del perfil, el IRI es calculada como:

$$IRI = \frac{1}{n-1} \sum_{i=2}^n RS_i \quad (3.14)$$

El procedimiento anterior es válido para cualquier intervalo de la muestra entre $dx = 0.25$ m y $dx = 0.61$ m. para los intervalos de muestra más cortos, el paso adicional es "suavizar" el perfil con un valor medio, se recomienda para representar bien la manera en que el neumático de un vehículo envuelve la tierra.

La longitud base del intervalo es de 0.25 m de argo. El IRI puede calcularse entonces de dos maneras:

- 1) Los puntos de elevación que caen dentro de cada 0.25 m de longitud pueden promediarse para obtener un punto equivalente del perfil para el intervalo de 0.25 m. Entonces el IRI es calculado de las ecuaciones

anteriores basadas en un intervalo de 0.25 m que usa los coeficientes para el intervalo de 0.25 m.

- 2) Un "promedio móvil" se obtiene como el promedio de todos los puntos que caen dentro de un intervalo centrado de 0.25 m en el punto de elevación del perfil. Entonces el IRI es calculado resolviendo las ecuaciones para cada punto promedio usando los coeficientes en las ecuaciones correspondientes al intervalo menor.

Los coeficientes a ser usados en las Ecuaciones 3.7 - 3.10 dependen del intervalo con el cual se han obtenido las medidas de elevación. La tabla 3.4 contiene los valores de los coeficientes a los intervalos normalmente usados, que son convenientes para la medida anual del perfil.

Tabla 3.4

Coefficientes S y P que se usan en las ecuaciones 3.7 - 3.10

dx (mm)	dt (seg)	ST				PR
50	0.00225	0.9998452	0.002235208	0.000106255	1.4764E-05	4.85889E-05
		-0.1352583	0.9870245	0.07098568	0.01292695	0.06427258
		0.001030173	9.84266E-05	0.9882914	0.002143501	0.01067582
		0.8983268	0.08617964	-10.2297	0.9031446	9.331372
100	0.0045	0.9994014	0.004442351	0.000218885	5.72179E-05	0.000379399
		-0.2570548	0.975036	0.007966216	0.02458427	0.2490886
		0.003960378	0.000381453	0.9548048	0.004055587	0.04123478
		1.687312	0.1638951	-19.34264	0.7948701	17.65532
152.4	0.006858	0.9986576	0.006727609	3.30789E-05	0.000128112	0.001309621
		-0.3717946	0.9634164	-0.1859178	0.03527427	0.5577123
		0.008791381	0.000854077	0.8992078	0.005787373	0.09200091
		2.388208	0.2351618	-27.58257	0.6728373	25.19436
166.7	0.007502	0.9984089	-0.007346592	-0.000109699	0.000151663	0.00170055
		-0.4010374	0.9603959	-0.2592032	0.03790333	0.6602406
		0.01038282	0.001011088	0.8808076	0.006209313	0.1088096
		2.556328	0.2526888	-29.58754	0.6385015	27.03121
200	0.009	0.9977588	0.008780606	-0.000643609	0.000212764	0.002885245
		-0.4660258	0.9535856	-0.4602074	0.04352945	0.9262331
		0.01448438	0.001418428	0.8332105	0.007105564	0.1523053
		2.908761	0.2901964	-33.84164	0.5574984	30.93289
250	0.01125	0.9966071	0.01091514	-0.002083274	0.000319015	0.005476107
		-0.5563044	0.9438768	-0.8374718	0.05064701	1.388776
		0.02153176	0.002126763	0.7508714	0.008221888	0.2275968
		3.335013	0.3376467	-39.12762	0.4347564	35.79262
304.8	0.013716	0.9951219	0.01323022	-0.004721649	0.000451641	0.009599989
		-0.6468806	0.9338062	-1.319262	0.05659404	1.966143
		0.03018876	0.003010939	0.6487856	0.009129263	0.3210257
		3.661957	0.3772937	-43.40468	0.3016807	39.74273
333.3	0.014999	0.9942636	0.01442457	-0.006590556	0.000525773	0.01232715
		-0.6911992	0.9287472	-1.597666	0.05892596	2.288865
		0.03496214	0.003505154	0.5920432	0.009472713	0.3729946
		3.775608	0.3928397	-45.01348	0.2341656	41.23787
500	0.0225	0.9881727	0.02128394	-0.02520931	0.000992317	0.03703847
		-0.928516	0.9001616	-3.391369	0.06280167	4.319885
		0.06386326	0.006615445	0.2402896	0.009862685	0.6958473
		3.743294	0.4186779	-46.67883	-0.1145251	42.93555
609.6	0.027432	0.9832207	0.02567633	-0.0448194	0.001291335	0.06159972
		-1.080368	0.8808161	-4.541246	0.05758515	5.621614
		0.08111078	0.008608906	0.02055522	0.008861093	0.898334
		3.194438	0.3839011	-41.76972	-0.2822351	38.57529

CAPITULO IV

DEFORMACIONES SUPERFICIALES Y SUS INDICES DE SERVICIABILIDAD DE LOS PAVIMENTOS EN ESTUDIO

4.1. EVALUACIÓN DE LA SUBRASANTE.

El proyecto busca demostrar que el uso del sistema geoweb de soporte de carga para pavimentos granulares puede resultar técnica y económicamente viable en comparación con métodos convencionales en condiciones extremas de baja capacidad de soporte. Sin embargo, el suelo del sitio propuesto para el proyecto no reúne las condiciones buscadas. Por tal motivo, el estudio de suelos se orienta a generar dichas condiciones lo que implica realizar la evaluación de las características geotécnicas del suelo del sitio propuesto que nos llevará a un modelo experimental bajo condiciones controladas de humedad y densidad. Para ello se construirá una poza de prueba de 1.00 m. x 1.00 m. x 1.00 m. cerca al área del proyecto.

OBJETIVOS

- Conocer las características y condiciones de los suelos en la ubicación geográfica del sitio propuesto para el proyecto.
- Conocer las características y condiciones de los niveles de disminución de la capacidad portante de los suelos obtenidos.
- Conocer las características físico-mecánicas del suelo de subrasante generado a fin de establecer los parámetros geotécnicos que servirán para el diseño del pavimento granular de una vía afirmada haciendo uso del sistema geoweb de soporte de carga.

4.1.1. METODOLOGÍA

- **Trabajo de campo**

Personal técnico del Laboratorio Geotécnico del Laboratorio Nacional de Hidráulica conjuntamente con los integrantes del grupo de trabajo se han constituido en la zona del proyecto para verificar *in-situ* las condiciones físicas del área donde se proyecta construir el pavimento granular.

Se realizó la evaluación geotécnica para determinar las características físico-mecánicas del suelo del sitio propuesto, empleando diversos métodos de exploración de campo. Se realizó una excavación de 10.21 m x 3.45 m x 1.05 m aproximadamente para la poza de la nueva subrasante generada; pero a su vez esta excavación nos sirvió para establecer tres puntos de control, a los cuales llamaremos calicatas, con la finalidad de evaluar las características del suelo *in-situ* y tomar muestras para llevar a cabo las pruebas de laboratorio. También, se tomaron muestras de los suelos excavados para los respectivos ensayos de laboratorio. Se busco que estos suelos excavados se separen en diferentes montículos de acuerdo a sus características similares en función a una inspección visual realizada *in-situ*. También, se realizaron ensayos *in-situ*, tanto en la poza de prueba y luego en la poza de la subrasante generada para poder verificar y establecer las correlaciones de algunos valores obtenidos en laboratorio.

- **Trabajo de gabinete**

Comprende la evaluación de los resultados obtenidos del laboratorio, recopilación y organización sistemática de toda la información de campo y elaboración de planos.

4.1.2. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS-PRIMERA ETAPA

Para esta primera etapa se han determinado las características físico-mecánicas más representativas del suelo del sitio propuesto a través métodos de investigación de campo. De la excavación realizada para la poza de la nueva subrasante se tomaron muestras de suelo para llevar a cabo las pruebas de laboratorio y datos de campo para elaborar el perfil estratigráfico del suelo.

- **Calicatas**

Llamaremos calicatas a los tres puntos elegidos a lo largo la excavación (ver Tabla 4.1). C-1 y C-3 se encuentran en los extremos y C-2 en el centro (ver planta de la lámina 08 del anexo de planos). De cada punto se ha extraído muestras para los respectivos ensayos de laboratorio.

Tabla 4.1 Calicatas

Calicatas	Profundidad promedio (m)
C-1	1.03
C-2	1.17
C-3	1.00

Fuente: Elaboración Propia.

- **Registros de investigación de los Suelos**

De acuerdo a los materiales identificados en las excavaciones de las calicatas se ha elaborado un registro de sondajes donde se indica las características físicas encontradas en los suelos como color, humedad, compacidad, clasificación y simbología gráfica (ver Anexo 1-01).

- **Ensayos de Laboratorio**

Con las muestras disturbadas extraídas de las calicatas de exploración se determino las características físico-mecánicas del suelo del sitio propuesto, los resultados determinaron la gradación y por consiguiente la clasificación SUCS. Los ensayos se realizaron en el Laboratorio Geotécnico del Laboratorio Nacional de Hidráulica de la Universidad Nacional de Ingeniería, bajo las normas de la American Society for Testing and Materials (A.S.T.M), que se describen a continuación:

••	Contenido de humedad	ASTM D-2216
••	Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D-422
••	Límite Líquido	ASTM D-423
••	Límite Plástico	ASTM D-424

- **Clasificación de Suelos**

Los ensayos de laboratorio efectuados a las muestras de los estratos encontrados en la excavación, considerados como representativos del área del proyecto, han determinado la clasificación de suelos según SUCS permitiendo elaborar la sección de los suelos encontrados en el terreno (ver secciones 1-1, 2-2 y 3-3 de la lámina 09). En general los materiales encontrados en el suelo del

- **Perfil del suelo**

Según los datos de exploración mediante la excavación se ha podido determinar diferentes tipos de suelos, que se presentan en zonas definidas por la topografía y geomorfología. Ver secciones 1-1 y 2-2 de la lámina 09.

Según las investigaciones de campo se ha encontrado tres estratos de diferentes tipos de suelos localizados en el terreno del proyecto.

Estrato Superior, suelo superficial formado básicamente por arenas arcillosas o mezclas de arena y arcilla. Dentro de la clasificación SUCS viene a ser un SC. Son arenas con finos representados por arcillas de baja plasticidad, contenido de humedad intermedio, de consistencia intermedia con algunas partes sueltas, presenta a todo lo largo del tramo una potencia homogénea. Representa un volumen en corte de 8.50 m³ aproximadamente. Algunas características físico-mecánicas de este estrato se pueden apreciar en la tabla 4.2 para los valores correspondientes a la muestra M-1.

Estrato Intermedio, suelo formado básicamente por arcillas arenosas con arcillas de baja plasticidad y en ciertos sectores se observan arcillas limosas. Dentro de la clasificación SUCS viene ser un CL. Contenido de humedad intermedio, de consistencia densa, muy compacto. Este estrato posee la mayor potencia en comparación con los otros dos. Representa un volumen en corte de 21.11 m³ aproximadamente. Algunas características físico-mecánicas de este estrato se pueden apreciar en la tabla 4.2 para los valores correspondientes a la muestra M-2.

Estrato Inferior, suelo formado en la parte inicial y central del tramo por arenas gravosas bien gradadas con pocos finos que dentro de la clasificación SUCS vendría a ser un SW; y en la parte final del tramo con mezclas de gravas y arenas mal gradadas con pocos finos que vendría a ser un GP dentro de la clasificación SUCS. Presenta un contenido de humedad bajo y consistencia suelta. Representa un volumen en corte de 7.21 m³ aproximadamente. Algunas características físico-mecánicas de este estrato se pueden apreciar en la tabla 4.2 para los valores correspondientes a la muestra M-3.

4.1.3. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS-SEGUNDA ETAPA

En esta segunda etapa se ha realizado la implementación del suelo de baja capacidad portante. Para ello, se seleccionaron los suelos obtenidos de la excavación para ser utilizados ya sea como material para la subrasante, sub-base o relleno. Luego se construyó la poza de prueba, y en función de los resultados obtenidos del laboratorio para los materiales obtenidos de la excavación se realizaron los correspondientes ajustes para establecer las condiciones controladas de humedad y densidad del modelo, luego se realizaron los ensayos de campo de verificación y los ensayos finales de laboratorio que determinarán las características físico-mecánicas del material que se utilizara como subrasante. Finalmente, se implementó la subrasante de acuerdo a las condiciones encontradas en la poza de prueba y se realizaron los últimos ensayos de campo y laboratorio de verificación.

- **Materiales obtenidos de la excavación**

De la primera etapa, hemos obtenido tres tipos de suelos que los utilizaremos de la siguiente manera:

- ✦ Los suelos finos del estrato superior e intermedio en la obtención del suelo de baja capacidad portante. Es decir, utilizaremos la mezcla de ambos para la poza prueba y, por ende, en la generación de suelo degradado. Se tomaron muestras de estos suelos excavados para los respectivos ensayos de laboratorio.
- ✦ Los suelos de grano grueso del estrato inferior, posiblemente, podrían utilizarse como material de sub-base y/o material de relleno de los paneles de geoweb que constituirán el mejoramiento estructural de la subrasante de baja capacidad portante.

- **Ensayos de Laboratorio**

Con las muestras mezcladas de los suelos finos obtenidos de la excavación se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

Relación de Soporte de California (CBR)	ASTM D-1883-87
Proctor Modificado - Método "A"	ASTM D-1557-78
Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D-422
Límite Líquido	ASTM D-423

- ❖ Límite Plástico ASTM D-424
- ❖ Contenido de humedad ASTM D-2216
- ❖ Peso Específico Relativo de Sólidos ASTM D-854

• **Análisis de los Resultados**

En la tabla 4.3 se resumen todos los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio realizados.

Tabla 4.3 Resultados de los Ensayos de Laboratorio

Ensayo de Compactación y Valor Relativo de CBR

Muestra	MDS (gr/ce)	OCH (%)	CBR al 100% MDS (%)	CBR al 95% MDS (%)
M-1	2.16	9.00	5.00	4.00

Análisis Granulométrico y Límites de Atterberg

Muestra	Límite Plástico	Límite Líquido	Índice Plástico	Clasificación SUCS
M-1	23.40	32.89	9.49	SE

**Contenido de Humedad y Peso Específico
Relativo de Sólidos (Gs)**

Muestra	Contenido de Humedad	Gs
M-1	3.74	2.70

Fuente: Laboratorio de Suelos del Laboratorio Nacional de Hidráulica

El **valor** encontrado para el CBR de las muestras ensayadas resulta relativamente alto sabiendo que buscamos un valor menor del 1% para el CBR, debido que estas son condiciones críticas de soporte de carga. Por tal motivo, se asumió un valor de densidad seca menor igual a 1.80 gr/ce para el cual se tuvo que determinar el valor correspondiente del CBR y del contenido de humedad. Para ello se trabajó con las gráficas de relación humedad - densidad y compactación - CBR generando una tercera gráfica que resulta de las proyecciones de las curvas a valores de densidad seca y CBR menores respectivamente. Esta gráfica se presenta en el Anexo 1-02 y los resultados se indican en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Resultados obtenidos del Anexo 1-02

Densidad Seca (gr/ce)	Contenido de Humedad (%)	CBR (0.10") (%)	CBR (0.20") (%)
1.80	15.60	0.85	1.55

Fuente: Laboratorio de Suelos del Laboratorio Nacional de Hidráulica

Por otro lado, se puede verificar de los otros ensayos realizados que el suelo presenta similares características físico-mecánicas obtenidas en las correspondientes investigaciones geotécnicas de la primera etapa.

Los reportes de los ensayos de laboratorio se adjuntan a continuación del Anexo 1-02.

- **Determinación de las condiciones de humedad y densidad en la poza de prueba**

La poza de prueba consistió en una excavación de 1.00 m x 1.00 m y 1.00 m de profundidad construida cerca al área del proyecto. Se impermeabilizarán las paredes y el fondo para generar condiciones de permeabilidad nula en los límites y escaso drenaje. Además, se establecerán condiciones saturadas de humedad y se asumirá una densidad seca de 1.80 gr/ce. Con estas condiciones y los valores de las propiedades físicas indicados en la tabla 4.3 se realizaron los cálculos para la obtención del volumen de agua a colocar para lograr la

El valor encontrado para el CBR de las muestras ensayadas resulta relativamente alto sabiendo que buscamos un valor menor del 1% para el CBR, debido que estas son condiciones críticas de soporte de carga. Por tal motivo, se asumió un valor de densidad seca menor igual a 1.80 gr/ce para el cual se tuvo que determinar el valor correspondiente del CBR y del contenido de humedad. Para ello se trabajó con las gráficas de relación humedad - densidad y compactación - CBR generando una tercera gráfica que resulta de las proyecciones de las curvas a valores de densidad seca y CBR menores respectivamente. Esta gráfica se presenta en el Anexo 1-02 y los resultados se indican en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Resultados obtenidos del Anexo 1-02

Densidad Seca (gr/ce)	Contenido de Humedad (%)	CBR (0.10") (%)	CBR (0.20") (%)
1.80	15.60	0.85	1.55

Fuente: Laboratorio de Suelos del Laboratorio Nacional de Hidráulica

Por otro lado, se puede verificar de los otros ensayos realizados que el suelo presenta similares características físico-mecánicas obtenidas en las correspondientes investigaciones geotécnicas de la primera etapa.

Los reportes de los ensayos de laboratorio se adjuntan a continuación del Anexo 1-02.

- **Determinación de las condiciones de humedad y densidad en la poza de prueba**

La poza de prueba consistió en una excavación de 1.00 m x 1.00 m y 1.00 m de profundidad construida cerca al área del proyecto. Se impermeabilizarán las paredes y el fondo para generar condiciones de permeabilidad nula en los límites y escaso drenaje. Además, se establecerán condiciones saturadas de humedad y se asumirá una densidad seca de 1.80 gr/ce. Con estas condiciones y los valores de las propiedades físicas indicados en la tabla 4.3 se realizaron los cálculos para la obtención del volumen de agua a colocar para llegar a la

saturación del volumen del material colocado en la poza. Se colocaron cuatro (04) capas de 0.20 m., realizándose los controles de densidad por capas. Se agregó el volumen de agua calculado y se esperó 24 horas para que la humedad se uniformice en toda la masa del suelo colocado. Se realizaron los ensayos de penetración in-situ con dos presurómetros y se tomó la densidad de campo con la muestra del anillo. Finalmente, se tomaron muestras inalteradas para los ensayos de CBR y compresión simple sin confinar. De este último se obtienen el esfuerzo último (q_u) y la resistencia al corte sin drenaje (c).

Estos últimos resultados de los ensayos representan los parámetros geotécnicos para el diseño del pavimento granular con el sistema geoweb de soporte de carga. El resumen de estos resultados de los ensayos de laboratorio realizados se indica en la Tabla 4.5. Los reportes de los estos ensayos de laboratorio realizados se presentan en el Anexo 1-03.

Tabla 4.5 Parámetros Geotécnicos para el Diseño

Suelo o Material	CBR (%)	q_u (Kg/cm ²)	c (Kg/cm ²)
Subrasante	0.30	2.69	1.345

Fuente: Laboratorio de Suelos del Laboratorio Nacional de Hidráulica

● **Implementación de la subrasante de baja capacidad portante**

Con las mismas condiciones y características modeladas en la poza prueba se procedió a implementar la subrasante de baja capacidad portante. La colocación de capas y los controles respectivos se hicieron de forma similar a lo ejecutado en la poza de prueba en una profundidad aproximada de 1.10 m. Se tomaron densidades de campo de las muestras de tres anillos. También se realizaron los ensayos para verificar las propiedades físicas y mecánicas del suelo colocado. El resumen de los ensayos de laboratorio realizados para esta parte del estudio se presenta en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Resultados de los Ensayos de Laboratorio

Suelo o Material	Densidad Seca (gr/cc)	Contenido de Humedad (%)	Gs	Clasificación SUCS
Subrasante	1.75	3.15	2.66	CL

Fuente: Laboratorio de Suelos del Laboratorio Nacional de Hidráulica

Se puede verificar que los resultados son muy similares a los obtenidos anteriormente. Con los resultados del Cuadro 1-06 se calculó el volumen de agua para saturar el suelo colocado. Los reportes de los ensayos se presentan en el Anexo 1-04.

Luego se realizó sondajes de Penetración Dinámica Ligera (DPL) que a través de la relación existente entre el CBR y el Índice de Penetración Dinámico se verificó el valor del CBR utilizado para el diseño del pavimento granular.

- **Perfil del suelo**

Finalmente, el perfil del suelo que se ha generado para la cimentación del pavimento granular se presenta de la siguiente manera:

Estrato Superior, suelo superficial formado por mezclas de arenas arcillosas y arcillas de baja plasticidad. Condiciones de humedad saturadas, suelo confinado con impermeabilidad en sus límites, drenaje casi nulo, de consistencia blanda y en algunas partes suelta. Presenta a todo lo largo del tra, no una potencia homogénea de 0.80 m. aproximadamente.

Estrato Intermedio, esta representado por el material geosintético utilizado para impermeabilizar la poza.

Estrato Inferior, suelo formado por mezclas de gravas y arenas mal gradadas con pocos finos. Presenta un contenido de humedad bajo y consistencia suelta.

- **Determinación de la Profundidad del Nivel Freático**

De acuerdo a las condiciones saturadas en la que se encuentra el suelo generado podemos suponer que el nivel freático se encuentra a profundidades muy cercanas a la superficie.

4.2. GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA DE LOS PAVIMENTOS EN ESTUDIO.

DISEÑO GEOMETRICO:

La función principal del diseño geométrico es la de obtener, mediante el tratamiento armónico y conjunto de todos los elementos de la vía, las mejores características funcionales y estéticas compatibles con los medios empleados en su construcción.

El diseño geométrico de la vía tiene que ver con sus dimensiones en planta y requiere conocer la topografía del terreno.

Las pautas tomadas en consideración para el diseño están basadas en lo recomendado en el Reglamento Nacional de Construcciones RNC ANEXO 1- título 11OS107-72-VI, Dichos datos están referidos a:

- Función de la Vía.
- Intensidad y demás características del tráfico previsible.
- Condiciones topográficas o limitaciones físicas del espacio utilizable.

Se han efectuado coordinaciones conjuntas con los asesores del curso para definir el ancho exacto de esta vía, la cual tendrá un solo carril de ancho:

Ancho del carril	3.00 m
Longitud del tramo	10.00 m

CLASIFICACIÓN DE VÍA:

Según la clasificación de vías que se establece en el Manual de Diseño Geométrico DG-2001 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, este caso puede ser considerado:

Por su Función:

Camino Troncal Vecinal.

Por el tipo de relieve y clima

Camino en terreno plano.

Por el tipo de obra a ejecutarse

Nueva Construcción, para lo cual se considera como la construcción de un camino nuevo con superficie de rodadura granular, en el total del ancho y de la longitud a través de un territorio sin camino previo o en la ruta de un camino existente con características de trocha. La obra tiene la finalidad de mejorar sustancialmente sus características en: alineamientos, ancho, drenajes, puentes, superficie de rodadura, etc.

De acuerdo al diseño de Pavimentos granulares con inclusión de dos planchas del sistema geoweb el cual es otro tema de estudio que se detalla en los anexos se obtuvo la sección siguiente en la cual nuestro geoweb tiene una altura de 0.15 m y capas de material granular de 0.05 m.



Figura 4.1: Sección del pavimento en estudio

Fuente: Elaboración propia.

4.3. EVALUACIÓN DE LAS DEFORMACIONES.

La evaluación estructural de pavimentos consiste, básicamente, en la determinación de la capacidad portante del sistema pavimento-subrasante en una estructura vial existente, en cualquier momento de su vida de servicio, para establecer y cuantificar las necesidades de rehabilitación, cuando el pavimento se acerca al fin de su vida útil o cuando el pavimento va a cambiar su función (un nuevo tipo de avión en un aeropuerto existente, por ejemplo). Las necesidades de evaluar estructuralmente los pavimentos de una red aumentan a medida que se completa el diseño y la construcción de una red vial nacional o regional y consecuentemente aumenta la necesidad de su preservación y rehabilitación.

Ante un problema de evaluación estructural, el Ingeniero Vial tradicionalmente ha recurrido a la perforación de calicatas, a la toma de muestras para su ensayo en el laboratorio, y al análisis de cada uno de sus componentes (materiales) por separado, para incorporarlos luego en el sistema (pavimento) y deducir acerca de las características estructurales del mismo. Esta metodología es cara, lenta, altera el equilibrio del sistema al perforar y es "destructiva".

La alternativa presentada en este estudio es "no destructiva" y se basa en la interpretación de las deflexiones medidas en la superficie de un pavimento. Las deflexiones en la superficie de un pavimento reflejan una respuesta global del sistema pavimento-subrasante bajo una carga dada. Su medición es simple, rápida, económica y "no destructiva", es decir, no se alteran el equilibrio ni la integridad del sistema. La metodología no destructiva se fundamenta en que la forma y dimensión de la curva de deflexiones encierran una valiosa información acerca de las características estructurales del pavimento y su subrasante. Para interpretar esta información en forma cuantitativa, se compara al pavimento-subrasante reales con un modelo matemático utilizando las deflexiones medidas para determinar los parámetros estructurales del sistema. Una vez determinados, estos parámetros estructurales, puede usarse como insumo para establecer las necesidades de refuerzo. Podría decirse entonces que la metodología de evaluación estructural, por métodos no destructivos, es un proceso de diseño inverso ya que utiliza la respuesta del sistema para establecer sus características estructurales, lo cual es generalmente opuesto a un proceso de diseño.

METODOLOGIA

Para medir las deflexiones en la superficie del pavimento se ha utilizado una "Viga Benkelman" bajo la carga de un eje posterior del orden de 8200 kg y presión de inflado de 75 a 85 psi. La Viga Benkelman, que funciona como una palanca que rota alrededor de un eje fijo, fue usada para medir las deflexiones a varias distancias del eje de la carga (curva de deflexiones).

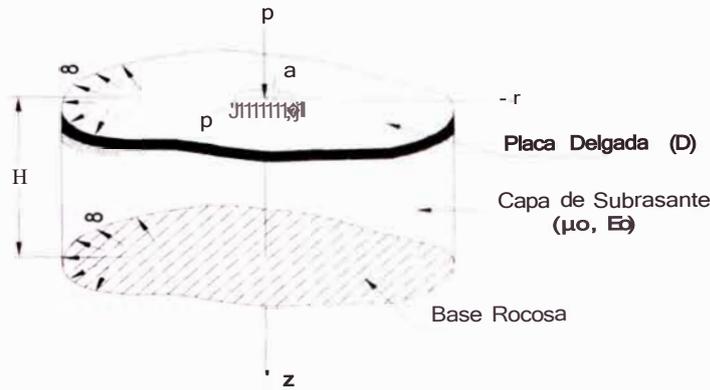
El modelo conocido como el "Modelo de Hogg" constituye la base matemática de la metodología. En este modelo, las capas del pavimento están caracterizadas por una placa de espesor delgado y una cierta rigidez a la flexión. La subrasante está representada por un medio elástico, lineal, homogéneo e isotrópico.

La metodología consiste, básicamente, en comparar las curvas de deflexiones medidas, con las curvas de deflexiones teóricas, obtenidas "cargando" el modelo de Hogg con la misma configuración y magnitud de carga utilizada en los ensayos de campo. La concordancia entre una curva experimental con algunas de las teóricas corresponde generalmente a una única combinación de parámetros elásticos del modelo, que de esa manera pasan a caracterizar al pavimento evaluado. La metodología se complementa con otros conceptos de la teoría de capas elásticas y con observaciones experimentales para determinar ciertas propiedades de ingeniería de los materiales que pueden usarse para establecer las necesidades de refuerzo.

El procesamiento de los datos puede hacerse en forma manual, usando los gráficos y ecuaciones presentados en este informe.

El Modelo de Hogg

En el año 1944, A.H.A. Hogg presentó la solución matemática del modelo que se conoce por su nombre. Este modelo representa al pavimento como una placa delgada con una cierta rigidez a la flexión y horizontalmente infinita, sustentada por una capa elástica homogénea e isotrópica, de espesor que puede ser infinito o limitado por una base rígida, horizontal y perfectamente rugosa. La figura 4.2 describe la geometría y los parámetros del modelo de Hogg.



E_o μ_o H	$D = \frac{E_p I^3}{12(1-\mu_l)}$ (t-m)	Rigidez a la flexión de la placa
	$L_o = \left(\frac{D(1+\mu_o)(3-4\mu_o)}{2(1-\mu_o)E_o} \right)^{1/3}$ (cm)	Longitud característica
	E_o (Kglcm ²)	Módulo de elasticidad de la Subrasante
	μ_o (Adimensional)	Módulo de Poisson de la Subrasante
Parámetros de Evaluación	l_o, E_o, D	Se obtiene conociendo dos valores de deflexiones medidas

Figura 4.2: Esquema y Parámetros del Modelo de Hogg

Deflexiones en el Modelo de Hogg

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

$$\Delta_{z=0} = \frac{(1+\mu_o)(3-4\mu_o)}{2(1-\mu_o)E_o} \int_0^\infty \frac{J_0(r/L_o) \cdot I_0(r/L_o)}{r^2 + L_o^2} \cdot p \cdot r \cdot dr \quad (4.1)$$

Donde μ , E , p , L_0 , están definidos en la figura 4.2, "r", es la distancia horizontal en la superficie de la placa desde el eje de carga y " δ " viene dada por la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{\sinh(m) \cosh(m) + \frac{m}{3-4\nu}}{\sinh(cm) - \frac{m^2}{(3-4\nu)^2}} \quad (4.2)$$

Siendo "m" la variable de integración.

Características y Utilización del Modelo

El modelo presentado y los conceptos desarrollados en torno a él, hacen posible caracterizar los materiales del sistema pavimento-subrasante en base al análisis e interpretación de las curvas de deflexiones.

Para hacer uso del modelo de Hogg no se necesita conocer el espesor de las capas del pavimento, ya que las curvas de deflexiones de superficie teóricas, diseñadas mediante la ecuación (4.1), dependen solamente de la longitud elástica "Lo" (ver figura 4.3), lo que constituye una ventaja toda vez que, la experiencia demuestra, en la gran mayoría de los pavimentos evaluados, ó se desconoce el espesor o es difícil controlar su variación.

En el modelo se introduce, mediante la variable h una capa rígida a una profundidad finita. En el procedimiento de evaluación ésta representa a una capa rocosa existente o funciona como un factor de ajuste que limita la extensión horizontal de las curvas de deflexiones teóricas, que de otra manera serían infinitas, lo que se contradice con las curvas experimentales. Por otro lado, la extensión finita de las curvas de deflexiones medidas puede obedecer a una conducta no-lineal de los materiales del pavimento y subrasante y no implica necesariamente que realmente exista una capa rígida. Para la utilización del modelo se sugiere la introducción de una capa rígida a una profundidad igual a 10 veces la Longitud Elástica del pavimento ($h = 10L_0$).

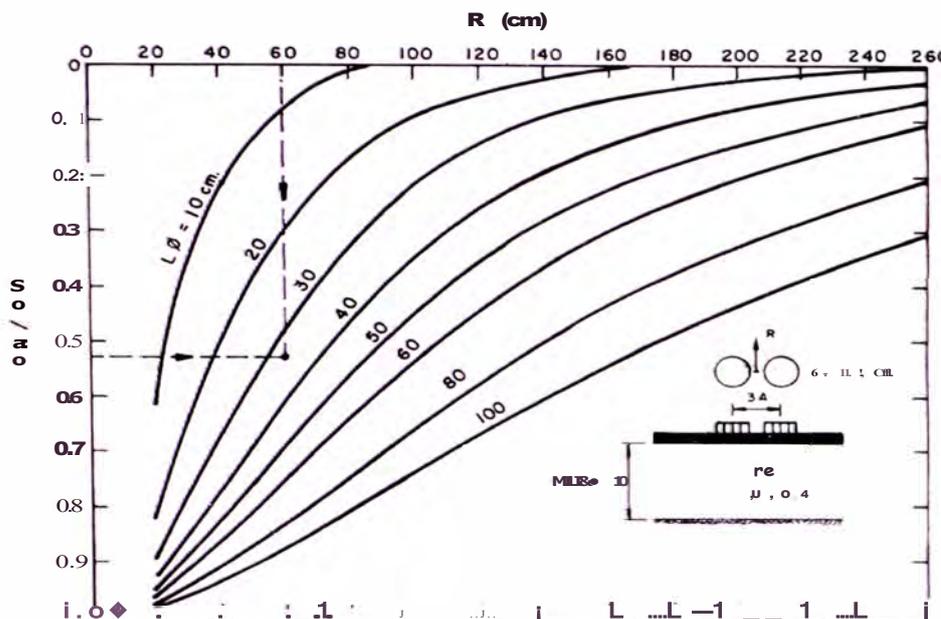


Figura 4.3: Curvas de Deflexiones en el Modelo de Hogg para la Configuración de Carga de la Viga Benkelman

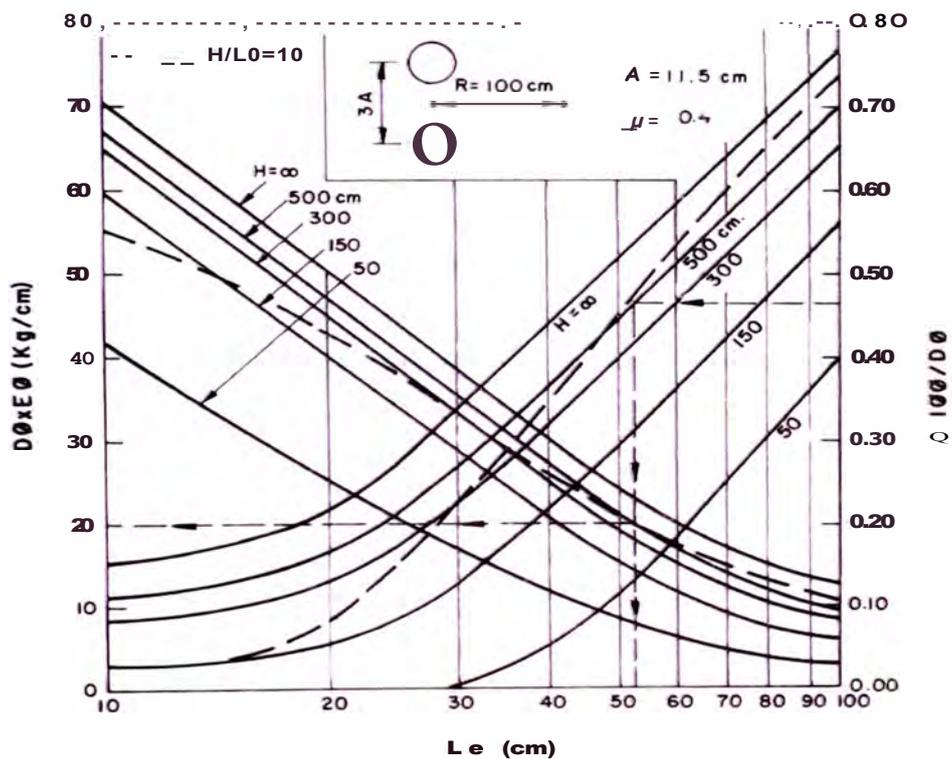


Figura 4.4: Nomograma para Evaluación Estructural basado en el Modelo de Hogg (Viga Benkelman)

Las curvas y nomogramas, como los presentados en las figuras 4.3 y 4.4, constituyen la implementación práctica del modelo para la evaluación estructural de pavimentos.

La figura 4.3 muestra las curvas de deflexiones adimensionales (DR/D_0) obtenidas con el modelo de Hogg para una carga que simula la llanta doble utilizada con la Viga Benkelman. Así, por ejemplo, si se mide un $D_0=60 \times 10^{-2}$ mm, y un $DR=32 \times 10^{-2}$ mm. a una distancia R de 60 cm, se obtiene un valor $DR/D_0=0.53$ que corresponde a un valor $L_0=34$ cm.

La figura 4.4 muestra un nomograma preparado en base a las soluciones rigurosas del modelo de Hogg, para determinar el Módulo de Elasticidad de la subrasante (E_0). Este nomograma es para deflexiones medidas con la Viga Benkelman, para una carga de eje de 8,200 kg, una huella circular de llanta de 11.5 cm, para $R=100$ cm, y para distintos espesores "h" de la profundidad de la capa rocosa. Así, por ejemplo, para $D_0=50 \times 10^{-2}$ mm. $D_{100}/D_0=0.46$ y $h=500$ cm, se obtiene $L_0=52$ cm, $D_0 E_0=20$ kg/cm y $E_0=20/D_0$, es decir, $E_0=20/0.05=400$ kg/cm².

La Viga Benkelman.

El deflectómetro Benkelman funciona según el principio de la palanca. Es un instrumento completamente mecánico y de diseño simple. Según se esquematiza en la figura 4.5, la viga consta esencialmente de dos partes: 1) Un cuerpo de sostén que se sitúa directamente sobre el terreno mediante tres apoyos (dos delanteros fijos "A" y uno trasero regular "B") y 2) Un brazo móvil acoplado al cuerpo fijo mediante una articulación de giro en pivote "C", uno de cuyos extremos apoya sobre el terreno (punto D), y el otro se encuentra en contacto sensible con el vástago de un extensómetro de movimiento vertical (punto E). Adicionalmente el equipo posee un vibrador incorporado que al ser accionado, durante la realización de los ensayos, evita que el indicador del dial se trabe y/o que cualquier interferencia exterior afecte las lecturas.

El extremo "D" o "punta de la viga" es de espesor tal que puede ser colocado entre una de las llantas dobles del eje trasero de un camión cargado. Por el peso aplicado se produce una deformación del pavimento, consecuencia de lo cual la punta baja una cierta cantidad, con respecto al nivel descargado de la superficie.

Como efecto de dicha acción el brazo "DE" gira en torno al punto fijo "C", con respecto al cuerpo "AB", determinando que el extremo "E" produzca un movimiento vertical en el vástago del extensómetro apoyado en él, generando así una lectura en el dial indicador. Si se retiran luego las llantas cargadas, el punto "O" se recupera en lo que a deformación elástica se refiere y por el mismo mecanismo anterior se genera otra lectura en el dial del extensómetro. La operación expuesta representa el "principio de medición" con la **Viga Belkeman**.

Lo que se hace después son sólo cálculos en base a los datos recogidos. Así, con las dos lecturas obtenidas es posible determinar cuanto deflectó el pavimento en el lugar subyacente al punto "O" de la viga, durante el procedimiento descrito. Es de anotar que en realidad lo que se mide es la recuperación del punto "O" al remover la carga (rebote elástico) y no la deformación al colocar ésta. Para calcular la deflexión deberá considerarse la geometría de la viga, toda vez que los valores dados por el extensómetro (EE') no están en escala real sino que dependen de la relación de brazos existentes (Ver figura 4.5b).

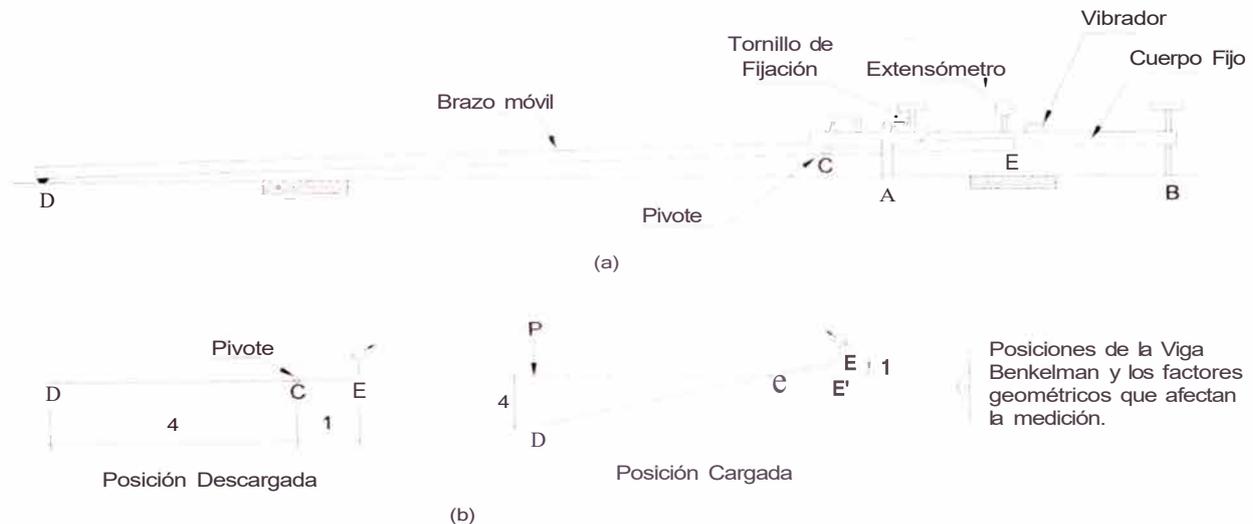


Figura 4.5: Esquema y Principio de Operación de la Viga Belkeman

Fuente: Elaboración propia.

Procedimiento en el campo

La carga aplicada al pavimento para la realización de ensayos de deflexiones ha sido estandarizada en 4100 kg, y es proporcionada por una de las llantas dobles del eje trasero de un camión. Previamente a la realización de los ensayos deberá verificarse que se cumpla esta condición, así como que la presión de las llantas sea la requerida.

Para localizar el equipo en los puntos de medición se tomara en cuenta el siguiente cuadro de referencia.

Ancho del Pavimento (de un carril)	Distancia del borde de la calzada al punto de medición
3.60 m	0.90 m
3.30 m o 3.20 m	0.75m
3.00 m	0.50 m

Una vez localizado el lugar donde se realizará el ensayo (usualmente los puntos de medición se localizan en la mitad exterior de un carril), se coloca la llanta a usarse sobre el punto de manera tal que éste coincida aproximadamente con el eje vertical del centro de gravedad del conjunto (ver figura 4.6 a, punto "D").

Para esta operación es aceptable una tolerancia en el rango de 3 pulgadas alrededor del punto. Estacionados los neumáticos se inserta entre ellos el extremo del brazo móvil de la viga colocándolo nuevamente sobre el punto de ensayo seleccionado. Dado que esto último se dificulta por la inaccesibilidad tanto visual como manual, se realizará previamente la siguiente operación: Se coloca la Viga en la posición como si estuviera entre las llantas pero en la parte exterior de las mismas, haciendo coincidir, empleando una plomada, el extremo del brazo móvil con el eje vertical del centro de gravedad. Tomando como punto de referencia una varilla vertical adosada a la parte trasera del camión (ver figura 4.6 b), se efectúa una marca en la viga de manera tal que, en adelante, basta con hacerlas coincidir (la marca con la varilla vertical) para asegurarse que el extremo de la viga coincide con el centro de las llantas, en el momento de iniciar las mediciones.

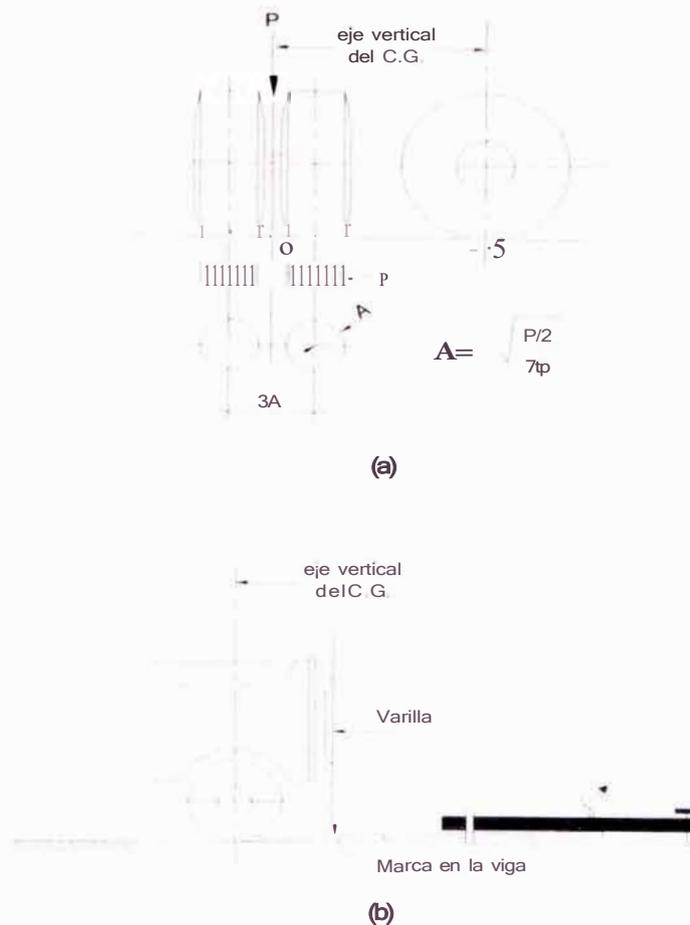


Figura 4.6: Configuración Geométrica del Sistema de carga en ensayos con la Viga Benkelman

Fuente: Elaboración propia.

Como norma se realiza la primera marca adicional a una distancia tal que la deflexión que se obtenga en ese punto sea la mitad de la deflexión máxima (obtenida en la marca inicial). La segunda marca adicional se realiza al doble de la distancia de la primera marca adicional. Estas dos distancias se determinarán específicamente para cada proyecto de evaluación que se emprenda. Esto deberá hacerse por medio de tanteos previos, antes de comenzar la recolección masiva de datos. Es común que se observen variaciones durante la realización de los ensayos, pero no deberá hacerse modificaciones mientras que las deflexiones tomadas en la primera marca adicional estén en el rango entre 35% y 65% de la deflexión máxima.

Una vez instalada la viga en el punto de medición haciendo coincidir con la cadena vertical y la marca inicial (ver figura 4.7a), se verificará que ésta se encuentre alineada longitudinalmente con la dirección del movimiento del camión. Se pondrá el dial del extensómetro en cero, se activará el vibrador y mientras el camión se desplaza muy lentamente se procederá a tomar lecturas conforme la varilla vertical vaya coincidiendo con la primera y segunda marcas adicionales (figuras 4.7b,c) y una lectura final cuando el camión se haya alejado lo suficiente del punto de ensayo que el indicador del dial ya no tenga movimiento (aproximadamente 5.00 m.), registro que corresponde al punto de referencia con deflexión cero.

Para la realización de esta rutina será necesario del concurso de tres operadores: Un técnico calificado que lea y dicte las lecturas, un operador que anote las mediciones y un ayudante que coordine con el conductor del camión y a la vez de aviso al técnico que realiza las lecturas, cuando la varilla adosada al camión vaya coincidiendo con las marcas hechas en la viga.

Cálculo de las deflexiones

Una vez tomados los datos de campo, el cálculo de las deflexiones para cada estación consiste en sustraer la lectura final (punto de referencia de deflexión cero) a cada una de las otras, representando las respectivas diferencias la deformación en dichos puntos, las cuales en conjunto definen la curva de deflexión de superficie del pavimento.

Modelo de carga

La carga en el ensayo con la Viga Benkelman proviene del eje trasero simple con llanta doble de un camión. La carga del eje es del orden de los 8200 kg y la presión de inflado es de 75 a 85 psi. En el modelo de carga (ver figura 4.6) se asume que la presión de inflado es igual a la presión de contacto, que la huella de contacto de cada llanta es circular y de radio "A" y, que hay una distancia de "3A" entre los centros de cada llanta, Por equilibrio se establece la siguiente relación:

$$A = \sqrt{\frac{P}{\pi p}} \quad (4.3)$$

Donde:

A= Radio de la huella circular de contacto

P= Carga sobre una llanta

p= Presión de inflado.

De esta manera, si la carga del eje es de 8,200 kg (2050 kg por llanta) y la presión de inflado es de 80 psi:

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

Determinación de R5

R5 es la distancia "R" del centro geométrico de la llanta doble en dirección longitudinal, en la cual se obtiene que la relación DR/DO = 0.5 en la curva de deflexiones. Para el modelo de HOGG se ha establecido que R5 puede determinarse usando la siguiente ecuación:

$$R5 = R \frac{A \cdot C \cdot H}{\left(A \left(\frac{DO}{R} - I \right) \right)^e - B} \quad (4.4)$$

Donde:

R = Distancia a la que se mide la deflexión DR (Ejemplo: R= 60 cm).

DO= Deflexión Máxima

DR= Deflexión a la distancia R

A, B y C = Coeficientes de correlación cuyo valor se indica en la tabla 4.7

Ejemplo:

$\mu=0.4$; HILO= 10; DO= 0.85 mm; DR=0.34 mm

R= 40 cm.; DR/DO= 0.34/0.85 =0.40

Usando la ecuación (4) se obtiene:

$$R5 = 32.4 \text{ cm.}$$

El valor R5 sirve de insumo para determinar la longitud elástica (LO) del pavimento según se explica a continuación.

Tabla 4.8: Coeficientes de correlación para la determinación de LO en el Modelo de Hogg

HILO	μ	X	y
10	0.5	0.183	0.620
10	0.4	0.192	0.602
	Cualquier Valor	0.180	0.525

Determinación del Módulo de Elasticidad de la Subrasante (EO)

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

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

La relación teórica se calcula por medio de la ecuación:

$$\frac{S_0}{S} = 1 - M \left(\frac{A}{L_0} - 0.10 \right) \tag{4.6}$$

Donde:

S₀ = Rigidez para carga puntual

S = Rigidez para carga de área

M = Coeficiente numérico que adopta los siguientes valores:

Para HILO= 10; $\mu=0.5$; M=0.52

Para HILO= 10; $\mu=0.4$; M=0.48

Para HILO= 00 ; $\mu=cualquier\ valor$; **M=0.44**

Por ejemplo: Para $A/LO = 10.7115.1 = 0.71$

$$HILO = 10$$

$$\mu = 0.4$$

Se obtiene: $SOIS = 1 - 0.48(0.71 - 0.10)$

$$SOIS = 0.71$$

(ii) Segundo Paso: Una vez determinado el valor de SOIS, se calcula el módulo de elasticidad de la subrasante por medio de la siguiente ecuación:

$$Eo = \left(\frac{K * I * P}{Lo * Do} \right) \frac{So}{S} \quad (4.7)$$

Donde:

K= Coeficiente numérico que depende del coeficiente de Poisson de la subrasante y que adopta los siguientes valores:

Para $\mu = 0.5$; K= 1.5

Para $\mu = 0.4$; K= 1.633

I = Coeficiente numérico que adopta los siguientes valores:

Para HILO= 10; $\mu=0.4$; I = 0.1689

Para HILO= 10; $\mu=0.5$; I = 0.1614

Para HILO= ∞ ; μ =cualquier valor; I=0.1925

P= Carga total en la llanta doble

LO= Longitud elástica (ecuación 4.5)

DO= Deflexión máxima

Ejemplo:

HILO=10; $\mu=0.4$; P=9000 libras (4086 Kg)

LO= 15.1 cm; DO=0.85 mm; So/S =0.71

entonces:

$$K = 1.633$$

$$I = 0.1689$$

y usando la ecuación (7)

$$Eo = \frac{1.633 \times 0.1689 \times 4086 \times 0.71}{15.1 \times 0.85}$$

$$Eo = 623 \text{ kg/cm}^2.$$

Determinación del Módulo de Elasticidad Equivalente del Pavimento (E*)

El módulo de elasticidad equivalente del pavimento (E*) representa a todas las capas del pavimento por encima de la subrasante. Para un pavimento flexible típico, compuesto de carpeta asfáltica y base granular, el módulo E* representa a la carpeta y la base combinadas con un espesor total igual a la suma de los espesores de cada capa.

Una solución programable aproximada ha sido propuesta por Ullidtz y se basa en los siguientes conceptos. El módulo combinado (E*) de la carpeta asfáltica y la base, con un espesor HC= H1 + H2 se determina usando el concepto del espesor equivalente. Este espesor equivalente se determina de la siguiente ecuación:

$$E^* = \frac{E_1 E_2 (H_1 + H_2)}{E_1 H_2 + E_2 H_1} \quad (4.8)$$

La relación entre la deflexión máxima (DO), el módulo de elasticidad de la subrasante (EO) y el módulo de elasticidad del pavimento (E*) está expresada por la siguiente ecuación:

$$DO = \frac{r J - p r P}{E^*} = \frac{1}{R_1} (1 - u) + \left(\frac{Z_1}{R_1} \right)^2 \left\{ \frac{1}{E_1} \left(\frac{1}{R_2} \right)^2 + \frac{1}{E_2} \left(\frac{1}{R_3} \right)^2 \right\} \quad (4.9)$$

Donde:

$$r = 1.5x_A$$

$$Z_1 = HC + 0.6x_A^2 / HC$$

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

$$Z_2 = HE + 0.6x_A^2 / HE$$

$$HE = \text{Ecuación (8)}$$

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

$$Z_3 = (H_E + (N)(L_0)) + 0.6A^2 / (H_E + (N)(L_0))$$

$$R_3 = Z_3^2 (1.5A)^2$$

N = 10 para base rocosa a espesor finito (HILO = 10)

N = 100 para base rocosa a espesor infinito (HILO = infinito)

P = Carga de ensayo = rrA^2xp (p = presión de inflado).

La ecuación (4.9) se resuelve iterativamente en la computadora para determinar el valor de E^* para cualquier combinación de valores de E_0 , HC, P, p , DO, R, DR, HILO y coeficiente μ .

PARÁMETROS DE EVALUACIÓN

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

- a) Datos de carga (P y p)
- b) Deflexiones medidas (DO, DR y R)
- c) Datos de pavimento (Espesores y características de las capas)
- d) Parámetros del modelo (HILO y μ)

La metodología por su parte, produce los siguientes datos de salida: L_0 , E_0 , y E^* . Obviamente, los datos de salida dependen de los datos de entrada. La carga de ensayo es generalmente un dato fijo para cada proyecto y salvo circunstancias especiales debe estar en el rango recomendado de $P = 8200$ kg y $p = 75-85$ psi.

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

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

Los espesores y características de las capas del pavimento no siempre se conocen, a menos que existan datos históricos de construcción y/o diseño o se perforen calicatas. Esta información es necesaria para determinar "HC", cuyo valor influye en "E*" pero no influye en los valores de "LO" y "EO", siendo esta una característica importante del modelo de Hogg. El significado de los parámetros del modelo se discute a continuación.

Significado de LO

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

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

La determinación de LO en el proceso de evaluación depende solamente del cociente DR/DO y del valor R. Es decir que dos pavimentos cualesquiera con igual cociente DR/DO a una misma distancia R dada, tienen el mismo LO aunque DR y DO sean diferentes. Los valores específicos de DO y DR influyen en los módulos EO y E* según se explica más adelante.

Significado de EO y su relación con el CBR

El parámetro EO representa el módulo de elasticidad de la masa de subsuelo que participa en la deformación del sistema pavimento-subrasante. En la ecuación (4.7) puede verse que EO es inversamente proporcional a DO y a LO, es

decir que EO es menor cuanto mayor es la deflexión y la longitud característica del pavimento para una relación de rigideces SOIS dada, y viceversa. El primer paso corresponde a un pavimento que tiene una curva de deflexiones profunda y extensa y, en general, puede establecerse las relaciones cualitativas entre las características de la curva de deflexiones y el sistema, que se ilustran en la figura 4.8.

Cabe insistir que las de la figura 4.8 son relaciones comparativas generales que pretenden ayudar en la visualización del significado de EO y el pavimento en relación con las características de la curva de deflexiones medida.

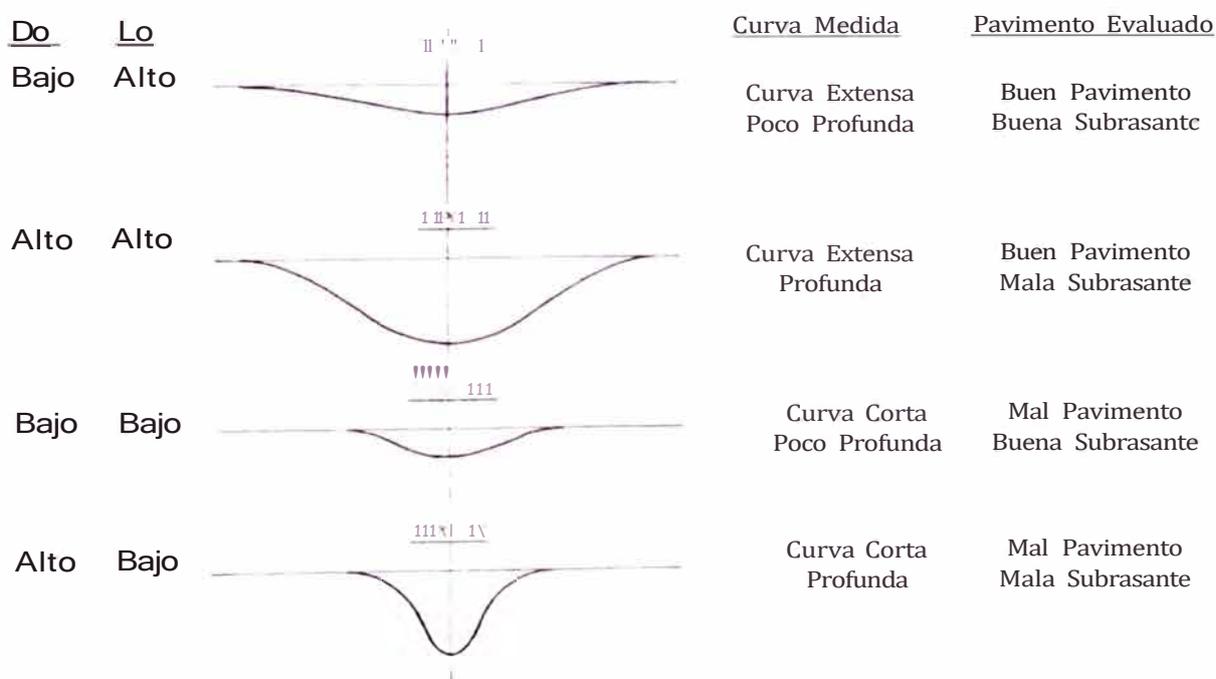


Figura 4.8: Significado cualitativo de los diferentes tipos
De Curvas de Deflexion

Fuente: Elaboración propia.

A pesar que el módulo EO es un parámetro mecánico fundamental del subsuelo, se ha establecido, además, una relación entre este valor y el valor del CBR de la subrasante, para facilitar el diseño del refuerzo requerido o para chequear diseños usando métodos tradicionales. Esta relación ha sido establecida

experimentalmente, comparando los valores de EO obtenidos de la metodología de evaluación estructural, usando deflexiones medidas con la Viga Benkelman y valores de CBR obtenidos en sitio.

De numerosas comparaciones de este tipo se ha podido establecer la siguiente relación:

$$EO = (100 \text{ a } 160) \times \text{CBR} \dots \quad (4.10)$$

Para EO expresado en Kg/cm² y CBR en porcentaje.

El coeficiente numérico (100 a 160) de la relación (4.10) se denomina "factor de CBR" y se recomienda utilizar un factor de 100 a 110 para ensayos rutinarios a menos que exista alguna razón que justifique su cambio.

Significado de E* y HC

El valor E* representa un módulo de elasticidad compuesto o equivalente de todas las capas del pavimento con un espesor "HC". El espesor "HC" usado influye en el valor de E* de manera que cuanto menor es el valor de "HC", mayor es el valor de E* obtenido.

Los valores HC y E* están interconectados y son, en cierta medida, intercambiables. Para ilustrar este concepto es conveniente pensar en términos de diseño: Para una subrasante y tráfico dados, el Ingeniero diseñador puede optar por un espesor pequeño de excelentes materiales (bajo HC y alto E*) o un espesor grande de materiales mediocres (alto HC y bajo E*). En ambos casos el Ingeniero trata de proteger a la subrasante contra esfuerzos excesivos y cuenta para esto con varias combinaciones de HC y E* (los extremos serían un pavimento rígido vs. Un pavimento flexible).

En base a consideraciones de diseño y a la teoría de capas elásticas, Hoffman (1977), ha establecido que un pavimento flexible, adecuadamente diseñado, debe guardar una relación modular EP/EO entre 2 y 4, pudiéndose usar, para fines prácticos, la relación:

$$EP = 3EO \quad (4.11)$$

Los Parámetros HILLO y μ

La metodología de evaluación permite la selección de la profundidad de la "capa rocosa" y puede optarse por el valor HILLO = 10 ó HILLO = 100, que corresponde a una capa rocosa en el infinito. La adopción de uno u otro valor de HILLO influye en todos los resultados de la evaluación: LO, EO (CBR) y E*.

Para estudios rutinarios se recomienda el uso del HILLO = 10 que implica que la capa rocosa se encuentra a una profundidad igual a 10 veces la longitud característica del pavimento. Así, para un LO de 20 cm. se asume una capa rocosa de 2.0 metros de profundidad, para LO igual a 40 cm. la capa rocosa se encuentra a 4.0 metros de profundidad, y así sucesivamente. Como se indicó previamente, el uso de un HILLO finito (10 en este caso) produce resultados de evaluación más satisfactorios y representativos.

El valor HILLO = 100 (capa rocosa en el infinito) puede usarse para evaluar la sensibilidad de los resultados o para chequear el grado de concordancia entre curvas de deflexiones medidas y curvas teóricas cuando se cuenta con varios valores de deflexiones medidos a diferentes distancias del eje de la carga. Este chequeo es, a propósito, un método legítimo para verificar los resultados de evaluación.

En cuanto al coeficiente de Poisson μ , las soluciones aceptan los valores 0.4 y 0.5, recomendándose usar 0.4 para trabajos rutinarios. Sin embargo, la diferencia en los resultados entre uno y otro valor no exceden típicamente del 10%.

4.1. Análisis comparativo

Como se indicó páginas arriba, para realizar la medición de las deflexiones del pavimento con la viga Benkelman se tomó un camión de eje simple cuyo peso en su eje trasero fue de 8.2 ton. que equivalen a 82 KN y en cuyas llantas tenían una presión de inflado de 80 psi equivalentes a 551 KN/m².

La selección de las distancias "R" se hizo de la siguiente manera, D₀, D₂₅, D₅₀, D₇₀ y D₁₀₀ a distancias de 0, 25, 50, 70 y 100 cm. del eje de la carga. Estas

lecturas de las deflexiones a las distancias "R" se realizaron a través del dial que esta instalado en la viga Benkelman las cuales se detallan en la tabla 4.9

Tabla 4.9
Datos de campo obtenidos con la Viga Benkelman

Progresiva (m)	LO	L25	LS0	L70	L100	Máxima profundidad de una huella al paso del camión (mm)	
	Lecturas del dial a una distancia "L" en la viga Benkelman en (mm x 10 ⁻²)						
Geomalla	3.60	40.64	76.20	96.52	106.68	114.30	35
	5.60	25.40	81.28	106.68	111.76	118.36	
	7.90	45.72	55.88	96.52	106.68	113.79	
Geotextil	3.00	20.32	60.96	106.68	127.00	145.29	5
	5.30	25.40	55.88	81.28	96.52	106.68	
	7.30	30.48	66.04	101.60	111.76	132.08	
Geocelda	3.90	No se pudo obtener datos					100.5
	5.50	No se pudo obtener datos					

CÁLCULO DE LAS DEFLEXIONES

Como ejemplo de cálculo se realizará para la fila intermedia de las lecturas tomadas en campo para el tramo con geomallas así como el tramo con geotextiles.

Deflexiones en Tramo con Geomallas (mm x 10⁻²)

LO	25.40			+	118.36	-	118	=	DO
		-							
L25	81.28		55.88	+	92.96	-	93	=	D25
		-							
L50	106.68		25.40	+	37.08	-	37	=	D50
		-							
L70	111.76		5.08	+	11.68	-	12	=	D70
		-							
L100	118.36		6.6						

Deflexiones en Tramo con Geotextiles (mm x 102)

LO	25.40			+	106.68		107		DO
		-							
L25	55.88		30.48	+	81.28		81	=	D25
		-							
L50	81.28		25.40	+	50.80		51	=	D50
		-							
L70	96.52		15.24	+	25.40		25	=	D70
		-							
L100	106.68		10.16						

CÁLCULOS DE LOS PARÁMETROS

De la ecuación 4.3 tenemos:

$$A = \sqrt{\frac{P}{\pi p}} = \sqrt{\frac{41}{7r * 551}} = 0.154 \text{ m} = 15.4 \text{ cm}$$

Para un R = 50 cm tenemos:

$$\frac{D50}{DO} = \frac{37}{118} = 0.314 \quad \text{para el pavimento con geomalla}$$

$$\frac{D50}{DO} = \frac{51}{107} = 0.477 \quad \text{para el pavimento con geotextil}$$

Considerando que es un trabajo de rutina entonces HILLO = 10, y teniendo en cuenta los valores de DR/DO obtenidos, se obtiene de las tablas 4.7 y 4.8 los siguientes valores:

Para el pavimento con geomalla

$$\mu = 0.4$$

$$A = 2283.4$$

$$B = 3.00$$

$$e = 0.2004$$

$$X = 0.192$$

$$Y = 0.602$$

Para el pavimento con geotextil

$$\mu = 0.4$$

$$A = 2.629$$

$$B = 0.00$$

$$e = 0.548$$

$$X = 0.192$$

$$Y = 0.602$$

Con estos datos y utilizando la ecuación 4.4 calculamos el valor R5 que sirve de insumo para determinar la longitud elástica (LO) del pavimento, entonces tenemos:

$$R5 = 50 * \frac{2283.4^{0.04} - 3}{(2283.4 * (\frac{118}{37} - 1))^{0.04} - 3} = 34.05 \text{ cm} \quad (\text{geomalla})$$

$$R5 = 50 * \frac{2.629^{0.548} - 0.00}{(2.629 * (\frac{107}{51} - 1))^{0.548} - 0.00} = 47.50 \text{ cm} \quad (\text{geotextil})$$

De la ecuación 4.5 tenemos:

$$LO = \frac{0.602 * 34.05 + \sqrt{(0.602 * 34.05)^2 - 4 * 154 * 0.192 * 34.05}}{2}$$

$$LO = 12.34 \text{ cm} \quad (\text{geomalla})$$

$$LO = \frac{0.602 * 47.50 + \sqrt{(0.602 * 47.50)^2 - 4 * 154 * 0.192 * 47.50}}{2}$$

$$LO = 22.30 \text{ cm} \quad (\text{geotextil})$$

Determinación del Módulo de Elasticidad de la Subrasante (EO)

Primer Paso:

Como $\mu = 0.4$ y $HIL0 = 10$ entonces $M = 0.48$, luego de la ecuación 4.6 se obtiene:

$$S_o = 1 - 0.48 \left(\frac{15.4}{12.34} - 0.10 \right) = 0.45 \quad (\text{geomalla})$$

$$S_o = 1 - 0.48 \left(\frac{15.4}{22.30} - 0.10 \right) = 0.72 \quad (\text{geotextil})$$

Segundo Paso: Una vez determinado el valor de SOIS, se calcula el módulo de elasticidad (Eo) de la subrasante por medio de la ecuación 4.7.

Datos: Para $\mu = 0.4$; $K = 1.633$
 Para HILLO = 10; $\mu = 0.4$; $I = 0.1689$

Entonces:

$$E_o = \left(\frac{1.633 * 0.1689 * 4100}{12.34 * 0.118} \right) 0.4S = 349.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(geomalla)}$$

$$E_o = \left(\frac{1.63 * 0.1689 * 4100}{22.30 * 0.107} \right) 0.72 = 341.2 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(geotextil)}$$

CÁLCULO ESTIMADO PARA EL TRAMO CON GEOCELDA

Durante el paso del camión se observó inicialmente en el punto de prueba una deformación del terreno de ± 30 cm. entonces tomaremos como DO = 300 mm., luego de que el camión se alejó del punto de prueba se tuvo como deformación final del terreno en este punto de 10 cm., lo cual tomaremos como D100 = 100 mm.

Para un R = 100 cm tenemos:

$$\frac{D100}{DO} = \frac{10}{300} = 0.333$$

Ya que no se pudo hacer una lectura real en el dial de la viga Benkelman debido a la alta deformación del terreno podemos considerar para este caso que la capa rocosa se encuentra en el infinito, entonces HILLO = ∞ , por lo tanto se obtiene de las tablas 4.7 y 4.8 los siguientes valores:

$$\begin{aligned} \mu &= 0.4 \\ A &= 3.115 & X &= 0.180 \\ B &= 0.00 & Y &= 0.525 \\ e &= 0.584 \end{aligned}$$

$$R5 = 100 * \frac{3.115^{0.584} - 0}{(3.115 * (\frac{300}{100} - 1))^{0.584} - 0} = 66.71 \text{ cm}$$

$$LO = \frac{0.525 * 66.71 + \sqrt{(0.525 * 66.71)^2 - 4 * 15.4 * 0.180 * 66.71}}{2}$$

$$LO = 28.54 \text{ cm}$$

Como $\mu = 0.4$ y $HIL0 = \infty$ entonces $M = 0.44$, luego de la ecuación 4.6 se obtiene:

$$\frac{S_0}{S} = 1 - 0.44 \left(\frac{15.4}{28.54} - 0.10 \right) = 0.81$$

Una vez determinado el valor de $SOIS$, se calcula el módulo de elasticidad (E_0) de la subrasante por medio de la ecuación 4.7.

Datos: Para $\mu = 0.4$; $K = 1.633$
Para $HIL0 = \infty$; $\mu = 0.4$; $I = 0.1925$

Entonces:

$$E_0 = \left(\frac{1.633 * 0.1925 * 4100}{28.54 * 30} \right) 0.81 = 1.22 \text{ kg/cm}^2$$

En las siguientes figuras 4.9 y 4.10 se muestran las curvas de deflexión de los pavimentos con geomalla y geotextil respectivamente, en cuanto a la curva de deflexión del pavimento con geoceldas no se puede determinar debido a que se registró una exagerada deformación del pavimento.

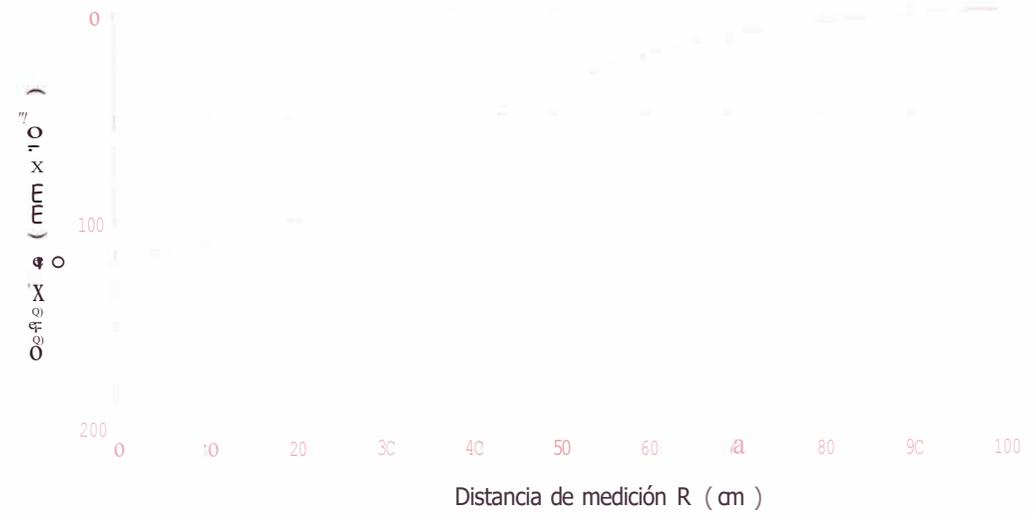


Figura 4.9 Curva de deflexión para el Pavimento con Geomalla.

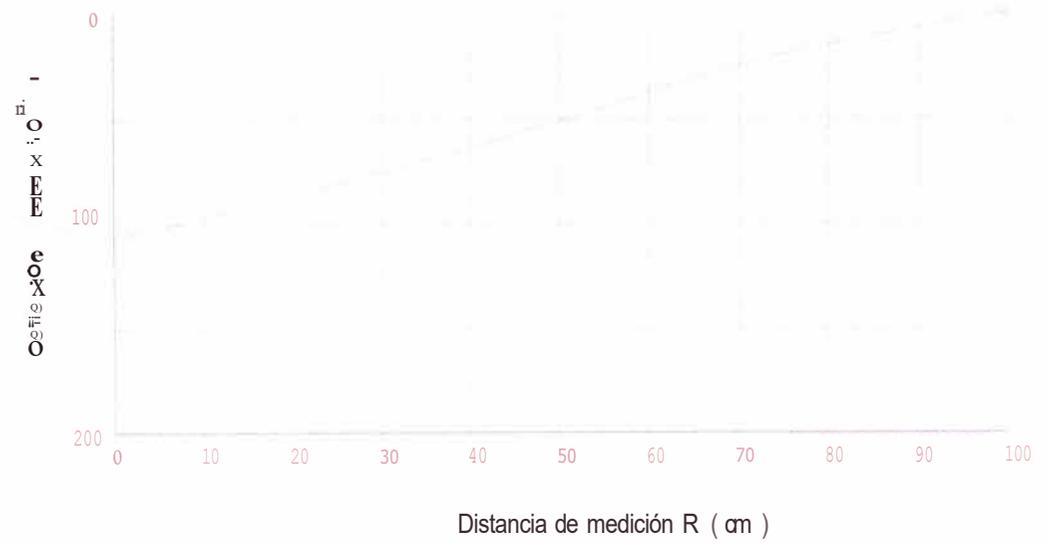


Figura 4.10 Curva de deflexión para el Pavimento con Geotextil.

A continuación se muestran algunas fotos de la deformación del pavimento diseñado con el sistema geoweb de soporte de carga.



Foto 4.1: Deformación del pavimento ocasionado por el paso del camión

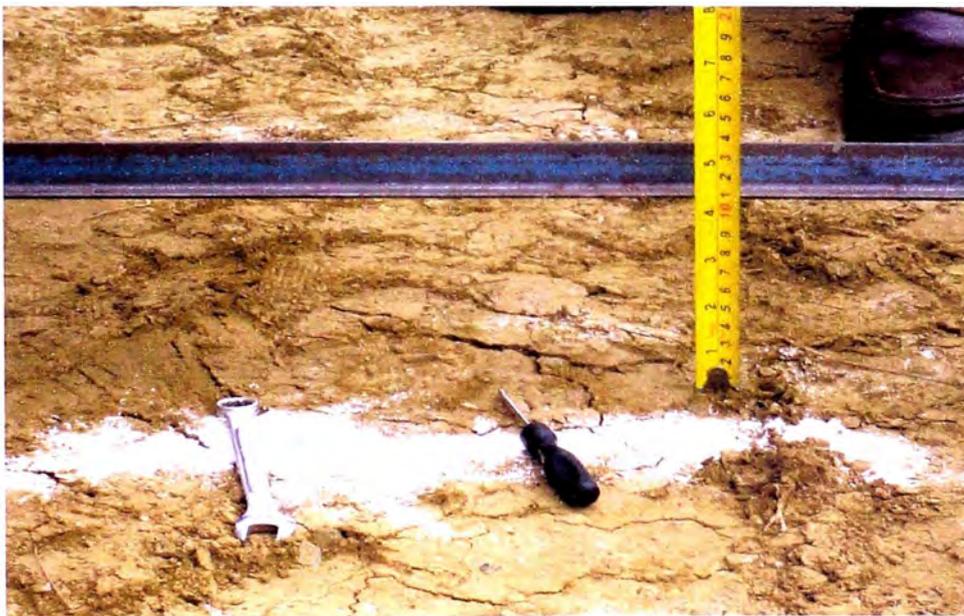


Foto 4.2: En esta foto se muestra la profundidad de la huella que hizo la llanta del camión aproximadamente 0.10 m.



Foto 4.3: En esta foto se observa el agrietamiento de la superficie de rodadura, debido a la tracción ocasionada por la carga ejercida sobre el pavimento a través de las llantas del camión.



Foto 4.4: En esta foto se observa como quedo el tramo diseñado con Geotextil después del paso del camión cargado, como se puede apreciar en la parte inferior de la foto en esta zona existen huellas leves que tienen alrededor de 5 mm. de profundidad.



Foto 4.5: En esta foto se observa como quedo el tramo diseñado con Geomalla después del paso del camión cargado, el ahuellamiento que se aprecia en la parte inferior de la foto tiene una profundidad aproximadamente de 0.05 m.

CONCLUSIONES

1. Al momento de realizar el ensayo de deflexiones con la viga Benkelman se observó una deformación muy notoria en el pavimento diseñado con geoceldas al ingreso del camión tal como se muestra en las fotos 4.1 y 4.2, por lo cual no se pudo realizar medida alguna con el dial debido a que éste no registraba una medida fija, sino que la manecilla se encontraba girando en todo momento, pero se observó una deformación inicial en el terreno de ± 30 cm.
2. Las huellas dejadas por las llantas del camión tenían una profundidad aproximada de 10 cm., en los primeros 7 metros del tramo de 10 metros del pavimento con geoceldas, lo cual no ocurrió con los otros 3 metros restantes, esto es debido a que en la primera etapa del proceso (primera sección de Geoceldas) este primer tramo el material de afirmado no fue apisonado, en consecuencia la subrasante de la mencionada zona no fue estabilizada.
3. En el cálculo del Módulo de la Elasticidad de cada tramo diseñado con Geomalla, Geotextil y Geocelda se obtuvieron los siguientes valores: 349.5 Kg/cm², 341.2 Kg/cm² y 1.22 Kg/cm² respectivamente lo cual nos estaría indicando que la subrasante tanto del tramo con Geomalla y Geotextil es de mejor capacidad portante comparada con la subrasante del tramo con Geocelda.
4. De acuerdo a los datos obtenidos en campo y teniendo en cuenta el tramo del pavimento con geocelda que falló podríamos decir de acuerdo a la figura 4.8 de curvas de deflexión que este pavimento es del tipo IV, ya que tendríamos una deflexión inicial "D0" muy alto, en consecuencia el parámetro que refleja la rigidez relativa entre un pavimento y su subrasante "U0" sería muy corto, con lo cual estaríamos

diciendo que en este tramo tanto el pavimento como la subrasante son malos. Esto no quiere decir que la geocelda ha fallado, sino que es un problema de estabilización de la subrasante debido a la falta de control en el proceso de compactación de la primera capa de geocelda.

5. Según las figuras 4.9 y 4.10 de las curvas de deflexión de los pavimentos con geomalla y geotextil respectivamente, comparadas con las curvas de deflexión de la figura 4.8 notamos que estos pavimentos son del tipo 11, que da como resultado que ambos tienen el pavimento bueno y la subrasante mala, lo cual se verifica en campo.

6. El ensayo de la viga Benkelman está orientado a pavimentos con carpeta asfáltica, debido a que el asfalto presenta una deformación continua, no siendo así el caso de una vía afirmada, donde la deformación puede ser puntual debido a que no existe una continuidad en la superficie. Se suele realizar dichos ensayos en vías afirmadas pero los resultados son referenciales y no puede tomarse como un dato real.

RECOMENDACIONES

1. Realizar un buen estudio de suelos para obtener un resultado eficiente del CBR del material de subrasante para realizar un buen diseño con este sistema de soporte de carga.
2. Durante el proceso constructivo tener bien definido los niveles de compactación que tendrá cada capa para evitar los espacios vacíos que se generan durante el llenado de las Geoceldas con material granular.
3. Otra alternativa al problema de subrasante suave e inestable, es la utilización del sistema Geoweb de confinamiento celular, con una subcapa de geotextil, que actúen como puente sobre el suelo blando y teniendo mucha precaución en el momento de la compactación en esta primera etapa de construcción, utilizando un espesor mínimo de material de recubrimiento.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Chipana Huaches, Deni - Aplicación de los Geotextiles en la Ingeniería Vial: Carretera Ilo-Desagüadero tramo VI - Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería Civil - Tesis de Grado - Lima-Perú 2000.
- 2.- Enriquez Minaya, Yadira - Refuerzo y Separación de suelos con Geotextiles en Pavimentos, aplicación en la Carretera Pisco - Ayacucho tramo IV - Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería Civil - Tesis de Grado - Lima-Perú 2000.
- 3.- Figueres Castillo, Jhonny Martín - Aplicación de Geotextiles y el uso de nuevas Tecnologías en los Pavimentos - Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería Civil - Informe de Suficiencia - Lima-Peru 2005.
- 4.- Koerner M., Robert Diseño con Geosintéticos, ISG Perú - Cuarta Edición, 2003, EEUU.
- 5.- Mallque Heredia, Percy Enrique - Estudios de Evaluación Estructural de Pavimentos Basados en la Interpretación de Deflexiones con el Modelo de Hogg - Aplicación - Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería Civil - Tesis de Grado - Lima-Perú 2006.
- 6.- Sologorre Huayta, José Demetrio - Evaluación de la Rugosidad de Pavimentos con uso del Bump Integrator. - Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería Civil - Tesis de Grado - Lima-Perú 2005.
- 7.- UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA, Curso de Titulación por Actualización de Conocimientos, Aplicación de Geosintéticos en Obras de Ingeniería Civil, 2006 - 2007, Lima - Perú.
- 8.- www.prestogeo.com

ANEXOS

Anexo 1

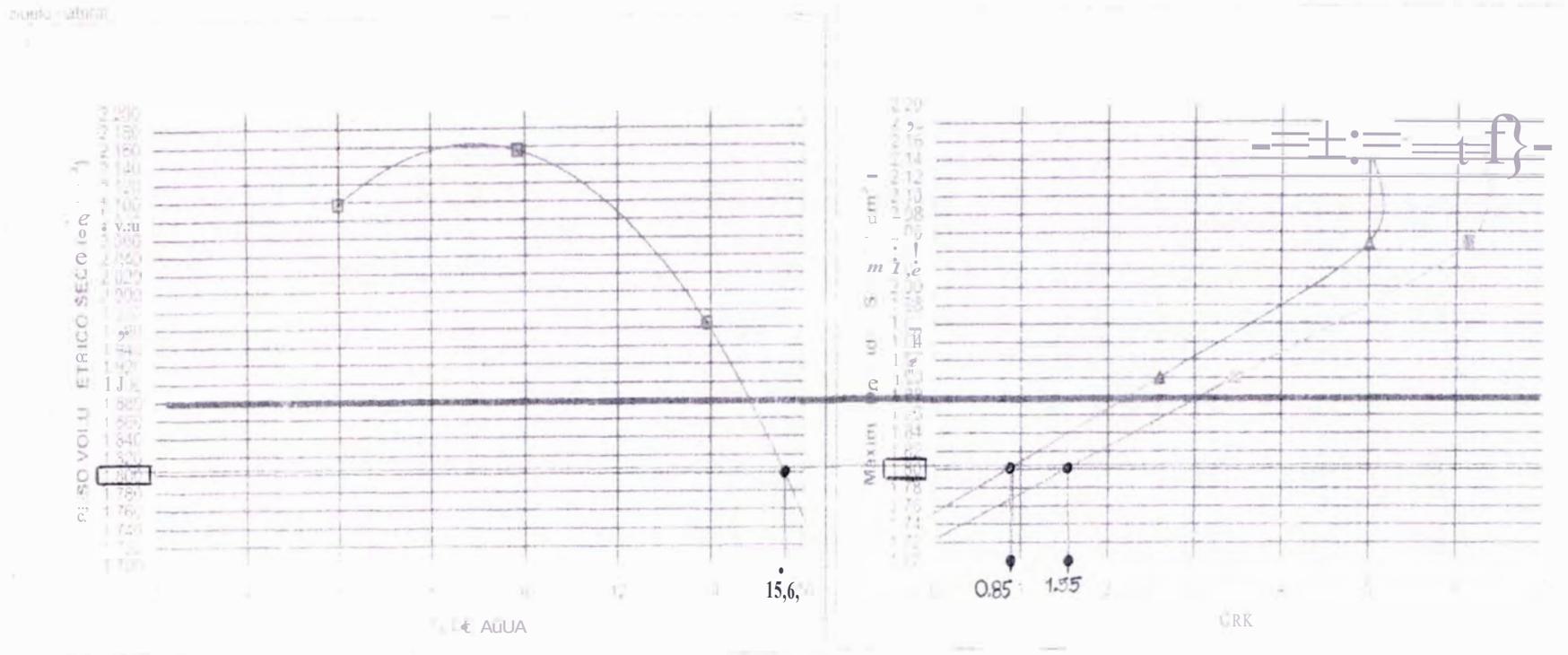
Resultados de Ensayos de Laboratorio

Anexo 1-01 Registro de Sondajes

Calicatas	Muestras	Características Físicas	Clasificación SUCS	Símbolo gráfico
C-1	M-1	Arena con finos. Mezcla de arena y arcilla, color gris claro con matices amarillentos, contenido de humedad intermedio y de consistencia intermedia	SE	
	M-2	Arcillas arenosas con algo de limo, color marran oscuro, contenido de humedad intermedio y de consistencia densa.	CL	
	M-3	Arena gravosas bien gradadas con pocos finos, con cantos rodados de tamaño máximo 2", color beage claro, bajo contenido humedad y de consistencia suelta.	SW	
C-2	M-1	Similar a M-1 de C-1	SE	
	M-2	Similar a M-2 de C-1	CL	
	M-3	Similar a M-3 de C-1	SW	
C-3	M-1	Similar a M-1 de C-1	SE	
	M-2	Similar a M-2 de C-1	CL	
	M-3	Mezcla de gravas y arenas mal gradadas con cantos rodados mayores a 2", la arena es de apariencia similar a M-3 de C-1.	GP	

Anexo 1-02 Proyección de Gráficas

LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
 AREA DE GEOTE (C) TA APLICADA A LA HIDRAULICA



Anexo 1-03 Resultados de Laboratorio



LABORATORIO NACIONAL DE HIDRÁULICA ÁREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRÁULICA



LABORATORIO GEOTECNICO

PROYECTO : Mejoramiento Estructural de Vías Afirmadas con el Sistema Geoweb
 SOLICITADO : Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC
 UBICACIÓN : Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingeniería
 HECHO POR : Y.F.A./M.A.L./K.C.L. FECHA: 25 de Abril del 2007

DENSIDAD DE CAMPO

ANILLO

MUESTRAS									
CALICATA	Subrasante	Subrasante	Subrasante						
MUESTRAS	M-1	M-2	M-3						
PROFUNDIDAD (m)									
FRASCO No	307	339	343						
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs 146.09	125.74	128.88						
2. Peso recipiente + suelo seco	grs 122.85	104.17	109.82						
3. Peso de agua	(1)-(2) grs 23.24	21.57	19.06						
4. Peso de recipiente	grs 12.93	12.93	12.93						
5. Peso de suelo seco	(2)-(4) grs 109.92	91.24	96.89						
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100% 21.14	23.64	19.67						
7. Volumen del anillo	cc 56.55	56.55	56.55						
8. Densidad seca	(5)/(7) 1.94	1.61	1.71						
9. Peso suelo húmedo	(1)-(4) 133.16	112.81	115.95						
10. Densidad húmeda	(9)/(7) 2.35	1.99	2.05						

Anexo 1-03 Resultados de Laboratorio

ENSAYODE COMPRESIONSIMPLEINCONFINADA

SOLUCION: c.1-1		PROYECTO: Pav. Intermodal		UBICACION: Universidad Nador 3 de Enero	
MATERIAL: Gm, 06		UNIDAD: SIMMI		Código de carga: 6010	
MUESTRA: A		INSTRUMENTO: TN:1YON		Código de clasificación: 1000	

PROPIEDADES FISICAS DEL ESPECIMEN				GRANULOMETRIA		CLASIFICACION SCS		DENSIDADES (kg/cm³)	
MUESTRA: NI				MATERIAL: NI		MATERIAL: NI		MATERIAL: NI	

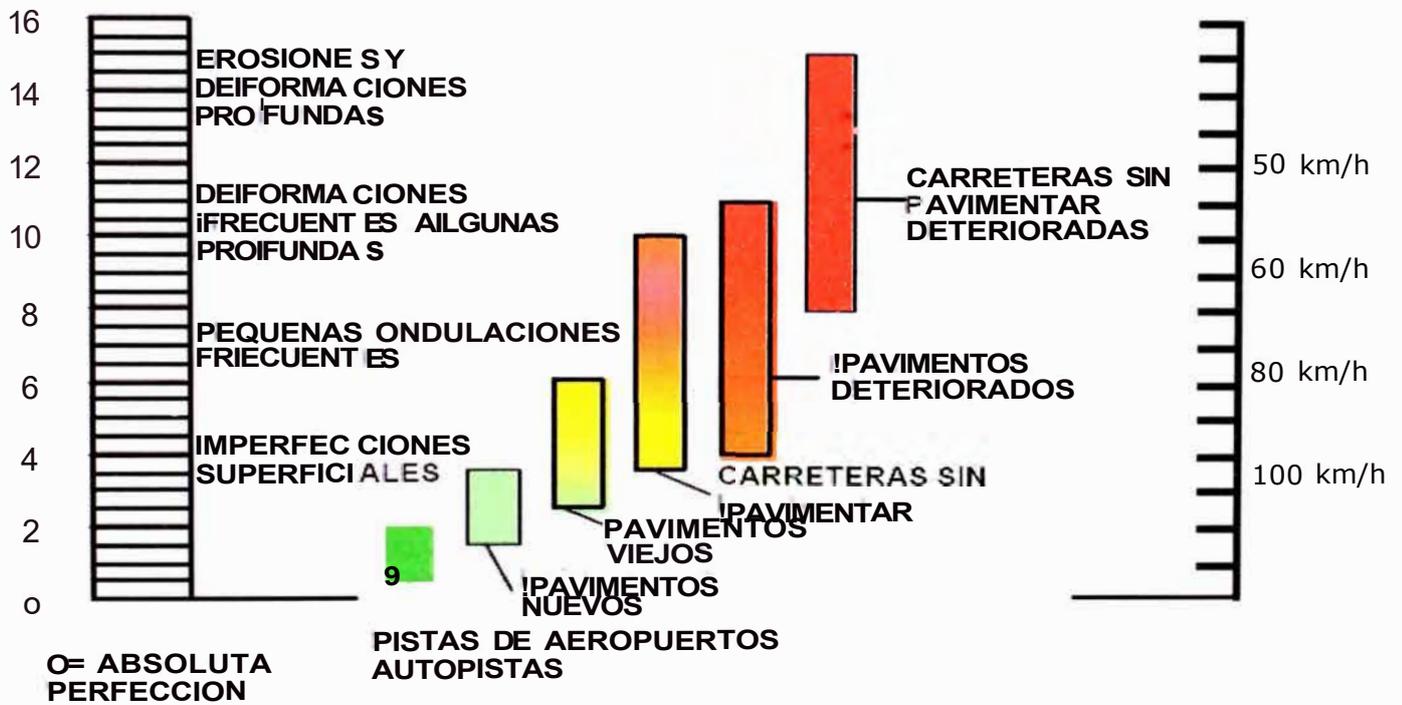
DATOS DEL ESPECIMEN AL INICIO DE LA PRUEBA				DATOS DEL ESPECIMEN AL FINAL DE LA PRUEBA			
As	Ac	Al	Am	As	Ac	Al	Am
119.88	67.34	1.71		132.50	10.50	12.497	

| lectura en el dial |
|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 0000 | 0000 | 0000 | 0000 | 1000 | 189 | 00 | 000 | 0000 |
| 3 500 | 0001 | 0035 | 00005 | 0195 | 770 | 0 | 0 9 | 0033 |
| 7000 | 0003 | 0 00 | 0 00 | 0 990 | 110 | 12 | 0 9 | 0033 |
| 10500 | 0004 | 0 05 | 00015 | 09985 | 17 | 0 8 | 0 65 | |
| 14 500 | 0007 | 0 17 | 0002 | 09175 | 511 | 17 | 0 99 | |
| 18 500 | 0010 | 0 24 | 0003 | 09965 | 511 | 0 9 | 0 65 | |
| 22 500 | 0011 | 0 30 | 0004 | 01950 | 511 | 1 8 | 0 65 | |
| 26 500 | 0021 | 0 52 | 0005 | 0002 | 70 | 11 | 0 68 | |
| 30 500 | 0071 | 1 11 | 0011 | 1101 | 111 | 11 | 0 98 | |
| 34 500 | 0071 | 1 11 | 0011 | 1101 | 111 | 11 | 0 98 | |
| 38 500 | 0071 | 1 11 | 0011 | 1101 | 111 | 11 | 0 98 | |
| 42 500 | 0048 | 1225 | 0015 | 09815 | 780 | 981 | 1693 | |
| 46 500 | 0055 | 1310 | 0016 | 09815 | 780 | 981 | 1693 | |
| 50 500 | 0069 | 1395 | 0017 | 09815 | 780 | 981 | 1693 | |
| 54 500 | 0076 | 1480 | 0018 | 09100 | 181 | 148 | 1509 | 2 571 |
| 58 500 | 0083 | 1565 | 0019 | 09615 | 5 e | 5 2 | 1564 | 2657 |
| 62 500 | 0096 | 1650 | 0020 | 09650 | 190 | 564 | 1587 | 2501 |
| 66 500 | 0 10 | 1735 | 0021 | 09625 | 5 e | 5 0 | 1509 | 1551 |
| 70 500 | 0 10 | 1820 | 0022 | 09600 | 193 | 120 | 1 55 | 2453 |
| 74 500 | 0 17 | 1905 | 0023 | 09515 | 595 | 430 | 1127 | 1 895 |
| 78 500 | 0 12 | 1990 | 0024 | 09515 | 595 | 430 | 1127 | 1 895 |
| 82 500 | 0 11 | 2075 | 0025 | 09515 | 595 | 430 | 1127 | 1 895 |
| 86 500 | 0 18 | 2160 | 0026 | 09500 | 599 | 338 | 166 | 0 944 |
| 90 500 | 0 22 | 2245 | 0027 | 09500 | 599 | 338 | 166 | 0 944 |
| 94 500 | 0 25 | 2330 | 0028 | 09500 | 599 | 338 | 166 | 0 944 |
| 98 500 | 0 28 | 2415 | 0029 | 09500 | 599 | 338 | 166 | 0 944 |
| 102 500 | 0 35 | 2500 | 0030 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 106 500 | 0 42 | 2585 | 0031 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 110 500 | 0 49 | 2670 | 0032 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 114 500 | 0 56 | 2755 | 0033 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 118 500 | 0 63 | 2840 | 0034 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 122 500 | 0 70 | 2925 | 0035 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 126 500 | 0 77 | 3010 | 0036 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 130 500 | 0 84 | 3095 | 0037 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 134 500 | 0 91 | 3180 | 0038 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 138 500 | 0 98 | 3265 | 0039 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 142 500 | 1 05 | 3350 | 0040 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 146 500 | 1 12 | 3435 | 0041 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 150 500 | 1 19 | 3520 | 0042 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 154 500 | 1 26 | 3605 | 0043 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 158 500 | 1 33 | 3690 | 0044 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 162 500 | 1 40 | 3775 | 0045 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 166 500 | 1 47 | 3860 | 0046 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 170 500 | 1 54 | 3945 | 0047 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 174 500 | 1 61 | 4030 | 0048 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 178 500 | 1 68 | 4115 | 0049 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 182 500 | 1 75 | 4200 | 0050 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 186 500 | 1 82 | 4285 | 0051 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 190 500 | 1 89 | 4370 | 0052 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 194 500 | 1 96 | 4455 | 0053 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 198 500 | 2 03 | 4540 | 0054 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 202 500 | 2 10 | 4625 | 0055 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 206 500 | 2 17 | 4710 | 0056 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 210 500 | 2 24 | 4795 | 0057 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 214 500 | 2 31 | 4880 | 0058 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 218 500 | 2 38 | 4965 | 0059 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 222 500 | 2 45 | 5050 | 0060 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 226 500 | 2 52 | 5135 | 0061 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 230 500 | 2 59 | 5220 | 0062 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 234 500 | 2 66 | 5305 | 0063 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 238 500 | 2 73 | 5390 | 0064 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 242 500 | 2 80 | 5475 | 0065 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 246 500 | 2 87 | 5560 | 0066 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 250 500 | 2 94 | 5645 | 0067 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 254 500 | 3 01 | 5730 | 0068 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 258 500 | 3 08 | 5815 | 0069 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 262 500 | 3 15 | 5900 | 0070 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 266 500 | 3 22 | 5985 | 0071 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 270 500 | 3 29 | 6070 | 0072 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 274 500 | 3 36 | 6155 | 0073 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 278 500 | 3 43 | 6240 | 0074 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 282 500 | 3 50 | 6325 | 0075 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 286 500 | 3 57 | 6410 | 0076 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 290 500 | 3 64 | 6495 | 0077 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 294 500 | 3 71 | 6580 | 0078 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 298 500 | 3 78 | 6665 | 0079 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 302 500 | 3 85 | 6750 | 0080 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 306 500 | 3 92 | 6835 | 0081 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 310 500 | 3 99 | 6920 | 0082 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 314 500 | 4 06 | 7005 | 0083 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 318 500 | 4 13 | 7090 | 0084 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 322 500 | 4 20 | 7175 | 0085 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 326 500 | 4 27 | 7260 | 0086 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 330 500 | 4 34 | 7345 | 0087 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 334 500 | 4 41 | 7430 | 0088 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 338 500 | 4 48 | 7515 | 0089 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 342 500 | 4 55 | 7600 | 0090 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 346 500 | 4 62 | 7685 | 0091 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 350 500 | 4 69 | 7770 | 0092 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 354 500 | 4 76 | 7855 | 0093 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 358 500 | 4 83 | 7940 | 0094 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 362 500 | 4 90 | 8025 | 0095 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 366 500 | 4 97 | 8110 | 0096 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 370 500 | 5 04 | 8195 | 0097 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 374 500 | 5 11 | 8280 | 0098 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 378 500 | 5 18 | 8365 | 0099 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 382 500 | 5 25 | 8450 | 0100 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 386 500 | 5 32 | 8535 | 0101 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 390 500 | 5 39 | 8620 | 0102 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 394 500 | 5 46 | 8705 | 0103 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 398 500 | 5 53 | 8790 | 0104 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 402 500 | 5 60 | 8875 | 0105 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 406 500 | 5 67 | 8960 | 0106 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 410 500 | 5 74 | 9045 | 0107 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 414 500 | 5 81 | 9130 | 0108 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 418 500 | 5 88 | 9215 | 0109 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 422 500 | 5 95 | 9300 | 0110 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 426 500 | 6 02 | 9385 | 0111 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 430 500 | 6 09 | 9470 | 0112 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 434 500 | 6 16 | 9555 | 0113 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 438 500 | 6 23 | 9640 | 0114 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 442 500 | 6 30 | 9725 | 0115 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 446 500 | 6 37 | 9810 | 0116 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 450 500 | 6 44 | 9895 | 0117 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 454 500 | 6 51 | 9980 | 0118 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 458 500 | 6 58 | 10065 | 0119 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 462 500 | 7 05 | 10150 | 0120 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 466 500 | 7 12 | 10235 | 0121 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 470 500 | 7 19 | 10320 | 0122 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 474 500 | 7 26 | 10405 | 0123 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 478 500 | 7 33 | 10490 | 0124 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 482 500 | 7 40 | 10575 | 0125 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 486 500 | 7 47 | 10660 | 0126 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 490 500 | 7 54 | 10745 | 0127 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 494 500 | 8 01 | 10830 | 0128 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 498 500 | 8 08 | 10915 | 0129 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 502 500 | 8 15 | 11000 | 0130 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 506 500 | 8 22 | 11085 | 0131 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 510 500 | 8 29 | 11170 | 0132 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 514 500 | 8 36 | 11255 | 0133 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 518 500 | 8 43 | 11340 | 0134 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 522 500 | 8 50 | 11425 | 0135 | 09100 | 60 | 290 | 111 | 0 626 |
| 526 500 | 8 57 | 11510 | 0136 | 09100 | 60 | 290 | | |

Anexo 2

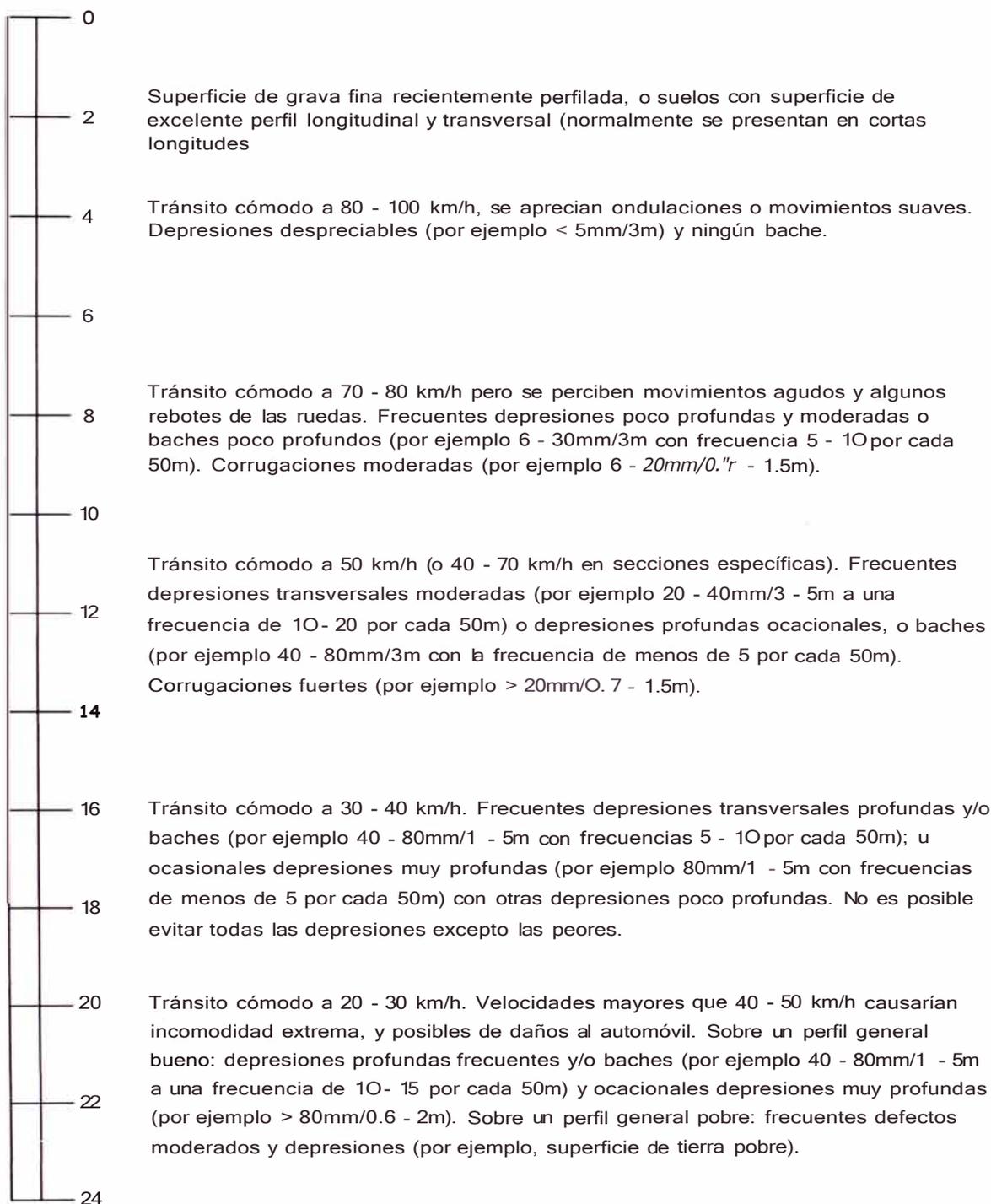
Descripción de la Escala del IRI

ESCALA DE IRI (m/km)



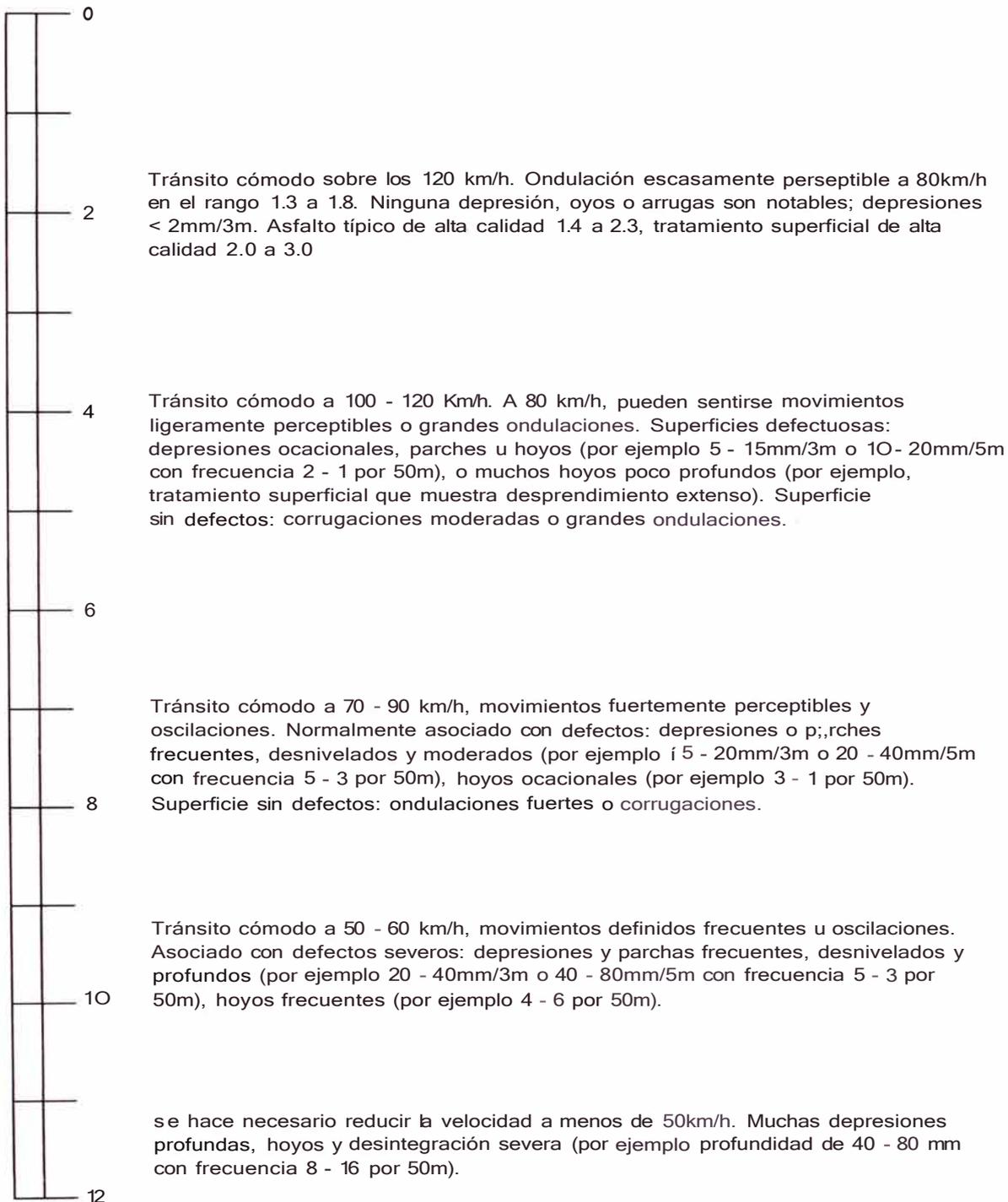
Descripción de la escala del IRI

Para caminos no pavimentados con superficie de grava o tierra



Descripción de la escala del IRI

Para caminos pavimentados con superficie de concreto asfáltico o tratamiento superficial



Anexo 3

Parámetros de Diseño - Pavimentos Granulares

PARÁMETROS DE DISEÑO- PAVIMENTOS GRANULARES

Para el diseño del sistema Geoweb de soporte de carga para pavimentos granulares, se requiere conocer la información y los parámetros siguientes:

Carga de Rueda

Se toma como carga de rueda de diseño la carga más pesada de rueda simple o doble que tendrá que soportar el pavimento granular a lo largo de la vida útil de la estructura.

Denominación: **P**

Presión de Llanta

La presión de llanta es la presión con la que está inflada la llanta de la carga de rueda de diseño, y es aproximadamente equivalente a la presión de contacto con el suelo. Se requiere un valor inicial para la determinación del radio efectivo de contacto de la carga de rueda de diseño.

Denominación: **p**

Capacidad de Carga y Coeficiente de Capacidad de Carga

Los coeficientes de capacidad de carga son coeficientes determinados por métodos matemáticos o empíricos, utilizados en ecuaciones estándar para evaluar la capacidad portante de un suelo. Para caminos sin pavimentar sobre suelos blandos cohesivos, el US Forest Service y otros organismos han determinado los coeficientes de capacidad de carga para el cálculo de la capacidad portante de los suelos sujetos a carga dinámica donde la falla al esfuerzo cortante de penetración (local) prevalece más que la falla al esfuerzo cortante general. El US Forest Service ha desarrollado los siguientes coeficientes de capacidad de carga para los caminos de acarreo no pavimentados, para dos amplios rangos de cargas de tráfico.

$N_e = 2.8$ Alto volumen de tránsito con pocos baches (> 1000 , < 10000 pasadas)

$N_e = 3.3$ Bajo volumen de tránsito con muchos baches (< 1000 pasadas)

Profundidad hasta la Parte Superior de la Sección de Geoweb

La profundidad a la que se coloca la capa de Geoweb influye en la distribución de los esfuerzos a través del sistema y tiene un efecto significativo sobre el diseño. Como los esfuerzos verticales son mayores cerca de la superficie, se obtiene un rendimiento óptimo y una reducción máxima del espesor, colocando el Geoweb lo más cerca posible a la superficie. Sin embargo, con el fin de proteger la parte superior de las paredes de las celdas, se recomienda generalmente una capa de rodadura de agregados de 25 mm a 50 mm (1 pulg - 2 pulg) de espesor.

Denominación: Zt

Resistencia de la Subrasante

Existen varios métodos de prueba en laboratorio y en el campo para determinar la resistencia de los suelos de subrasante para fines de diseño. Para los cálculos, la resistencia del suelo debe expresarse en términos de resistencia al corte o cohesión. La resistencia al corte puede determinarse en el campo mediante el ensayo de veleta, o en laboratorio por el ensayo de corte directo o la prueba de compresión triaxial. Se determina también con frecuencia mediante el Ensayo de Penetración Normal y la prueba del CBR (California Bearing Ratio - Relación de Soporte de California). Para suelos cohesivos, la resistencia al corte puede estimarse a partir de la resistencia normal a la penetración (**N**), o del CBR (Relación de Soporte de California). En ausencia de datos de ensayos de campo o de laboratorio, la resistencia del suelo de subrasante puede estimarse por su consistencia (ver lo relacionado con Identificación en el Campo en la Tabla 4). Para estimar la resistencia de un suelo por su consistencia, la muestra debe tomarse de una calicata con la profundidad suficiente para asegurar que las propiedades del suelo no han sido afectadas por alguna variación de las condiciones de la superficie (p. ej., agua de lluvia, clima seco y caliente, etc.). A continuación se describe brevemente los ensayos más comunes para determinar la resistencia de los suelos de subrasante.

Ensayo del CBR (Relación de Soporte de California)

Tabla 2 Cargas Unitarias para el Material de Piedra Chancada

Penetración - 0.1 pulg	1000 psi
Penetración - 0.2 pulg	1500 psi
Penetración - 0.3 pulg	1900 psi
Penetración - 0.4 pulg	2300 psi
Penetración - 0.5 pulg	2600 psi

El ensayo del CBR o Relación de Soporte de California es una prueba índice utilizada para determinar la resistencia relativa de un suelo comparado con un material estándar de piedra chancada de alta calidad. La muestra de prueba se prepara compactando una muestra de suelo

mediante golpes múltiples, dentro de un cilindro de 6 pulgadas de diámetro, aplicando una sobrecarga en forma de placas circulares a fin de aproximar el esfuerzo de confinamiento del pavimento final sobre el suelo; luego, se deja remojar la muestra entera por un período de 4 días. La prueba consiste en hincar esta muestra de suelo con un pistón circular de 3 pulgadas cuadradas (1935 mm²), a través de orificios en las placas de carga, a razón de 0.10 pulg (2.54 mm) /minuto hasta un máximo de 0.50 pulg (13 mm).

El valor del CBR es la relación entre la carga unitaria a 0.10 pulg (2.54 mm) ó 0.20 pulg (5.04 mm) y la de un material de piedra chancada estándar a la misma profundidad de penetración (se escoge el valor mayor). Las cargas unitarias están dadas en la Tabla 2.

Ensayo Estándar de Penetración y Penetración Dinámica

El ensayo normal de penetración proporciona una indicación de la densidad, así como del ángulo de fricción interna, de los suelos sin cohesión, y de la resistencia al corte de los suelos cohesivos. El ensayo consiste en introducir en el suelo un sacamuestras en forma de cuchara partida longitudinalmente, equipada con una zapata cortante y enroscada al extremo de una barra de sondeo, dejando caer un martillo de 140 lb (63.6 kg) sobre una distancia de 30 pulgadas (0.76 m). El sacamuestras en forma de cuchara partida consiste en un tubo de acero de pared gruesa, partido longitudinalmente, que se utiliza para obtener muestras de suelo no disturbado de las perforaciones. Se registra el número de golpes requeridos para cada penetración de 6 pulgadas (150 mm) de la cuchara. La resistencia normal a la penetración es la suma de los golpes

necesarios para el segundo y tercer incremento de 6 pulgadas (150 mm) y se expresa como N_{en} golpes/pie (golpes/300 mm).

Ensayos de Resistencia al Corte

La resistencia al corte de un suelo es el esfuerzo para el cual el suelo falla en corte. Puede calcularse dividiendo la fuerza cortante para la que falla el suelo por el área de la sección transversal del corte o, si se conocen la cohesión y el ángulo de fricción interna, por la ecuación general de Coulomb:

$$S = e + \sigma \cdot \tan \phi$$

Donde:

- e es la cohesión (o atracción entre partículas) del suelo, expresada en términos de fuerza por unidad de área
- σ es la presión de sobrecarga en términos de fuerza por unidad de área
- ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo (resistencia al deslizamiento entre partículas) en grados.

Los suelos granulares no poseen cohesión y por lo tanto su resistencia al corte está determinada por la presión de la sobrecarga, lo que explica la inestabilidad inherente de la superficie de los pavimentos de material granular. En el caso de suelos cohesivos no drenados (como las arcillas blandas y saturadas), al no tener éstos fricción interna, su resistencia al corte viene determinada por la cohesión, la que puede variar con el contenido de humedad. Los suelos cohesivos con drenaje pueden tener tanto cohesión como fricción interna.

La resistencia al corte de los suelos granulares puede medirse en laboratorio mediante el ensayo de corte directo. La cohesión y el ángulo de fricción interna de los suelos cohesivos pueden medirse en laboratorio, en condiciones con y sin drenaje, por los ensayos de compresión triaxial. En el campo, la resistencia al corte puede medirse mediante el ensayo de veleta. Para mayor información sobre la resistencia al corte de los suelos y sobre los métodos de ensayo, refiérase a la literatura de mecánica de suelos o de ingeniería geotécnica.

Angulo de Fricción Interna - Material Granular de Relleno del Geoweb

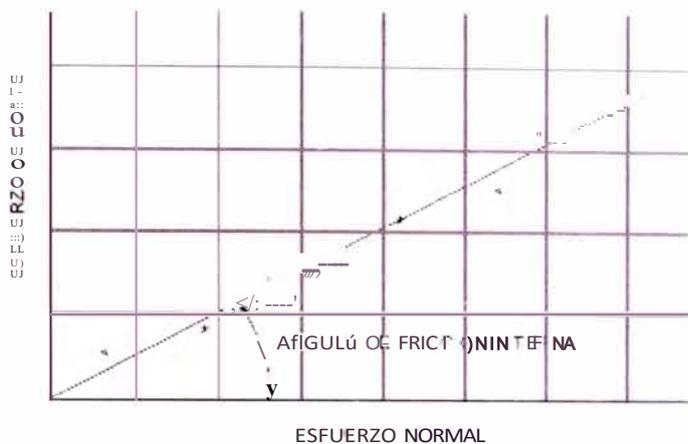


Figura 5 Angulo de Fricción Interna

El ángulo de fricción interna de un suelo granular sin cohesión se puede determinar midiendo el esfuerzo cortante máximo de falla para un rango de esfuerzos normales (o presiones de confinamiento) y plotando los resultados en un gráfico. El ángulo formado por la línea recta que, pasando por el origen, más se aproxima a los resultados, con el eje horizontal, es una buena aproximación del ángulo de fricción interna. Véase la Figura 5. Para material granular compactado, el ángulo de fricción interna está típicamente en el rango de 30° a 40°. A mejor calidad del material granular (en función de su angulosidad, graduación, dureza, etc.), mayor ángulo de fricción interna.

Relación entre Pared de la Celda de Geoweb/Angulo de Fricción Interna del Relleno

La relación pared de la celda de Geoweb/ángulo de fricción interna del material de relleno, es la relación del ángulo de resistencia al corte entre el material de relleno y la pared de la celda Geoweb sobre el ángulo máximo de fricción del material de relleno aislado. Varía en función de la graduación y de la angulosidad de las partículas del material de relleno y de la rugosidad de la pared de la celda o del tamaño y espaciamiento de las perforaciones en dichas paredes.

Se han realizado ensayos de corte directos a fin de determinar los ángulos de resistencia al corte entre las paredes de celdas de Geoweb con tratamiento estándar y varios materiales granulares de relleno comunes. Los resultados fueron expresados en términos de relación máxima de los ángulos de fricción (o Relación Pared de la Celda Geoweb/Angulo de Fricción del Relleno), donde la Relación **Máxima** del Angulo de Fricción se define como el ángulo de resistencia al corte entre el relleno granular y la pared de la celda Geoweb dividido por el ángulo máximo de fricción del material de relleno en aislamiento.

Los valores de la Relación Pared de la Celda Geoweb/Fricción del Relleno para las paredes de Geoweb con tratamiento estándar y materiales granulares compactados están dados en la Tabla 3.

Tabla 3 Relación Máxima de Angulo de Fricción Recomendada

Material de Relleno Granular	Tipo de Pared de Celda	$r=dp$
Arena Gruesa / Grava	Lisa	0.71
	Texturizada	0.88
	Texturizada/ Perforada	0.90
Arena Silícica #40	Lisa	0.78
	Texturizada	0.90
	Texturizada/ Perforada	0.90
Piedra Chancada	Lisa	0.72
	Texturizada	0.72
	Texturizada/ Perforada	0.83

Cálculos para el Diseño de Pavimentos Granulares

Se presentan a continuación los procedimientos y cálculos de diseño para determinar el espesor necesario de la capa de agregados para los pavimentos con superficie de rodadura granular (por ejemplo, para el caso de caminos de acceso o de acarreo), con y sin el sistema Geoweb de confinamiento celular. Se utilizan primero los coeficientes de capacidad portante deducidos en forma empírica para determinar el esfuerzo máximo permisible sobre una subrasante con resistencia al corte conocida o estimada. El esfuerzo máximo permisible es el esfuerzo que provocaría una falla localizada de la subrasante por corte o penetración bajo condiciones de carga continua. Como las cargas sobre los pavimentos granulares son transitorias, el esfuerzo efectivo sobre el suelo es generalmente mayor de lo que sería bajo una carga estática. Por lo tanto, para efectos de diseño, se toma este esfuerzo máximo permisible como esfuerzo límite. Se aplica luego la teoría de Boussinesq para determinar el espesor de la capa granular debajo de la carga de rueda necesario para no sobrepasar el esfuerzo máximo permisible. Los cálculos que se presentan a continuación son para caminos de bajo volumen de tránsito donde se permiten deformaciones pequeñas o para el diseño de capas de pavimento de subbase sobre suelos blandos. No son para el diseño de estructuras de pavimento flexible con capa de

rodadura pavimentada. Estos cálculos sólo son validos para el diseño de pavimentos granulares sobre subrasantes de suelo cohesivo con valores del CBR menores a 5.

Nombre de las Variables

cu	Resistencia al corte de la subrasante
Ne	Coficiente de capacidad de carga - basado en el volumen de tránsito de diseño - ver más adelante
P	Carga de rueda de diseño
p	Presión de contacto
r	Relación máxima del ángulo de fricción Pared de Celda Geoweb/Relleno
δ	Angulo de resistencia al corte entre el relleno granular y la pared de celda Geoweb
ϵ	Angulo de fricción interna del material de relleno del Geoweb
Zt	Espesor desde la superficie hasta la parte superior de las paredes de celdas Geoweb
Zb	Espesor desde la superficie hasta la parte inferior de las paredes de celdas Geoweb

Cálculos

Determinar la resistencia al corte de la subrasante. Verificar en la Tabla 4 si la resistencia de la subrasante está registrada en términos de la Resistencia Normal a la Penetración, CBR, o Identificación en el Campo.

Determinar q_a , el máximo esfuerzo permisible sobre la subrasante,

$$q_a = N_e * e_u$$

Donde:

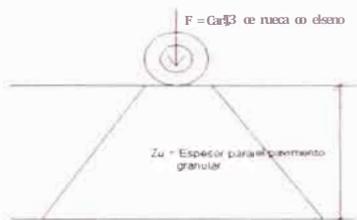
NC = 2.8	(alto volumen de tránsito, pocos baches - según las normas del U.S. Forest Service)
NC = 3.3	(bajo volumen de tránsito, muchos baches - según las normas del U.S. Forest Service)

$$z_u = \frac{R}{\sqrt{\frac{1}{(1 - q_a)P}}}$$

$$R = \sqrt{\frac{P}{P^* \cdot \pi}}$$

Determinar el espesor, z_u , requerido para el pavimento granular sin el sistema Geoweb de confinamiento celular mediante la siguiente ecuación (ecuación de Boussinesq para la estimación del esfuerzo vertical a una profundidad dada debajo de un peso circular, transformada para calcular el espesor del revestimiento encima de un esfuerzo vertical dado, q_a)-

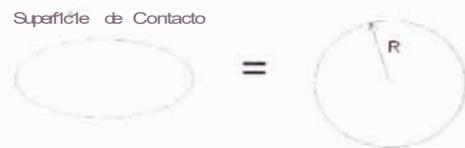
Donde R = Radio del área cargada (o radio efectivo de llantas simples o dobles)



$$P = p \times A$$

$$P = p \times (\pi R^2)$$

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



Determinar el espesor requerido para el pavimento granular, z_g , con el sistema Geoweb de confinamiento celular.

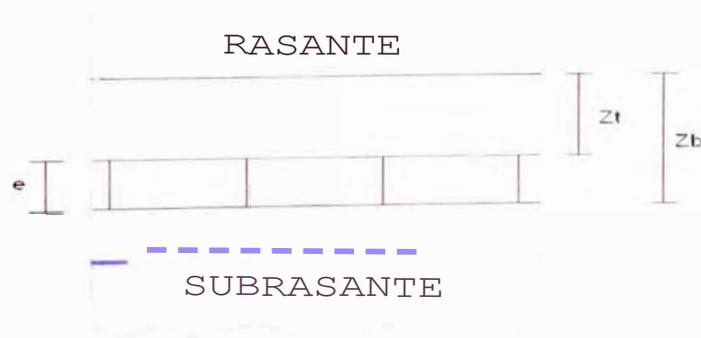
Tabla 4 Correlación de los Parámetros de Resistencia del Suelo de Subrasante para Suelos Cohesivos (de granos finos)

Relación de Soporte de California CBR (%)	Resistencia al Corte sin Drenaje C_u (kPa)	Resistencia Normal a la Penetración SPT (golpes-pie)	Identificación de Campo
0.4	11.7 - 17.1	2	Muy blando (se estima entre los dedos al probarlo)
0.4 - 0.8	11.7 - 24.1 (17) - (30)	2 - 4	Blanco (moldeado con una mano presión de los dedos)
0.8 - 1.6	24.1 - 47.8 (35) - (70)	4-11	Medio (moldeable con un dedo, fuerte presión, de 5 dedos)
1.6 - 3.2	47.8 - 95.8 (69) - (139)	11 - 15	Rígido (fácilmente moldeado por el pulgar pero difícil de penetrar)
3.2 - 6.4	95.8 - 191.6 (139) - (277)	15 - 20	Muy rígido (fácilmente moldeado por la punta del pulgar)
> 6.4	> 191.6 (277)	> 20	Duro (difícil de moldear con la punta del pulgar)

(Referencia: Alter Portland Cement Association, E.I. DuPort Literatura and McCarthy F., "Essentials of Soil Mechanics and Foundation, 1977)

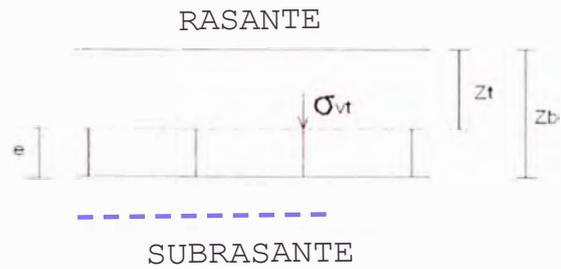
El espesor total de pavimento granular requerido con el sistema Geoweb de confinamiento celular es función de la profundidad de las celdas de Geoweb, de la distancia a la que están colocadas debajo de la carga aplicada, de la carga de rueda y la presión de las llantas, y de las propiedades del material de relleno. El esfuerzo superficial (eso es, la presión de contacto de las ruedas) se distribuye tanto vertical como horizontalmente a través de la estructura celular del Geoweb. Los esfuerzos horizontales, a su vez, son convertidos a esfuerzos de resistencia verticales a lo largo de las paredes de las celdas, reduciendo el esfuerzo vertical total directamente debajo del centro del área cargada. Se calcula el esfuerzo de resistencia total proporcionado por la estructura celular del Geoweb y se le agrega al esfuerzo máximo permisible de la subrasante para determinar el espesor total del pavimento granular requerido con el sistema Geoweb de confinamiento celular.

El primer paso consiste en seleccionar la profundidad de colocación, z_t , de la sección de Geoweb dentro de la estructura del pavimento granular. Ya que los esfuerzos verticales son mayores cerca de la superficie, se obtiene un comportamiento óptimo y una máxima reducción del espesor colocando el Geoweb tan cerca de la superficie como sea posible. Sin embargo, para proteger la parte superior de las paredes de las celdas de Geoweb, se recomienda generalmente una superficie de rodadura de agregados de 25 mm a 50 mm (1 pulg a 2 pulg).



Después de seleccionar una profundidad de colocación de prueba, calcular el esfuerzo vertical, c_{rvt} , en la parte superior de la sección de Geoweb mediante la siguiente ecuación:

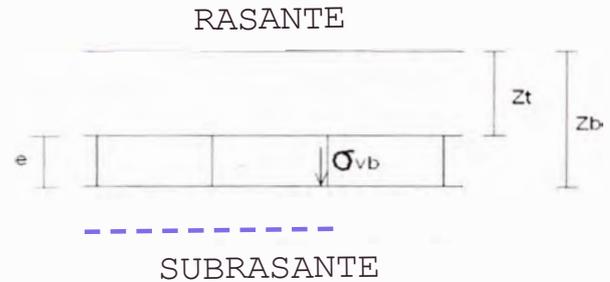
$$\sigma_{vt} = P I - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z_t} \right)^2} \right]^{3/2}$$



Luego, calcular el esfuerzo vertical, σ_{vb} , en la parte inferior de la sección de Geoweb. La profundidad, Z_b , del fondo de la sección es igual a la profundidad z_t de la parte superior más el espesor (o profundidad) de la sección de Geoweb.

$$Z_b = Z_t + e$$

$$\sigma_{vb} = p \left[I - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z_b} \right)^2} \right)^{3/2} \right]$$



Calcular el esfuerzo horizontal arriba, σ_{ht} , y al fondo, σ_{hb} , de la sección de Geoweb utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{ht} = K_a * \sigma_{vt}$$

donde K_a es el coeficiente de presión activa del suelo.

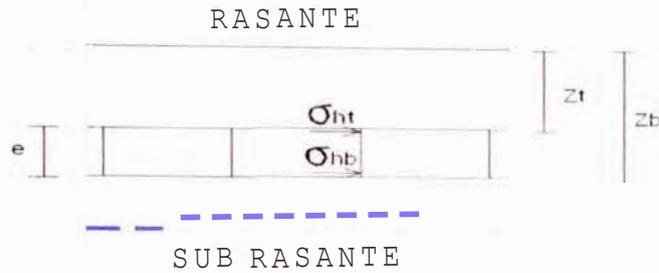
$$K_a = \tan^2(45 - \phi / 2)$$

Esfuerzo horizontal en la parte superior de la sección de Geoweb, σ_{ht}

$$\sigma_{ht} = K_a * \sigma_{vt}$$

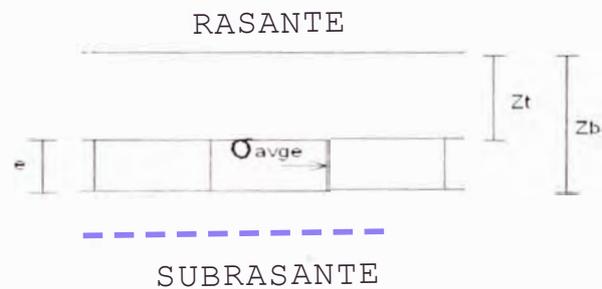
Esfuerzo horizontal en la parte inferior de la sección de Geoweb, σ_{hb} :

$$\sigma_{hb} = K_a * \sigma_{vb}$$



Determinar luego el esfuerzo horizontal promedio sobre las paredes de las celdas de Geoweb, de la siguiente manera:

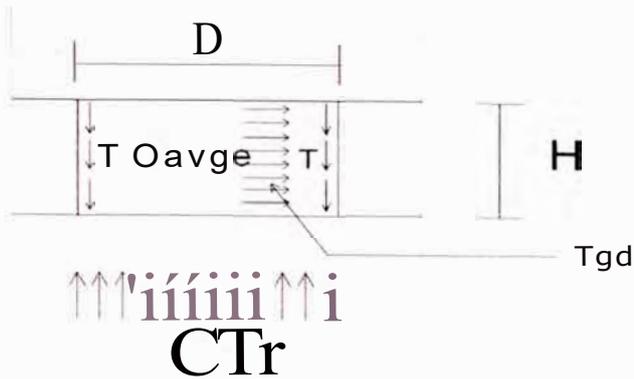
$$\sigma_{avge} = \frac{(\sigma_{ht} + \sigma_{hb})}{2}$$



Luego, calcular la reducción del esfuerzo, C_{tr} , directamente debajo del centro del área cargada producida por la transferencia de esfuerzo a las paredes de las celdas de Geoweb

Donde:

- H : Profundidad de celda de Geoweb en mm (pulg)
- D : Diámetro efectivo de las celdas Geoweb = 190 mm (7.5 pulg)
- δ : Angulo de resistencia al corte entre el material granular de relleno y las paredes de las celdas de Geoweb.
- $\delta = \arctan(r)$ (obtener los datos de ensayo o estimar r con la Tabla 3)

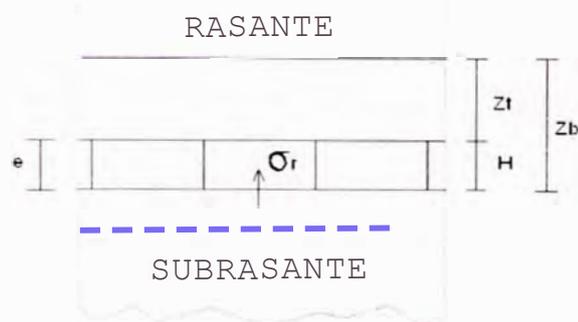


$$\sigma_r \times D = 2 \times T \times H$$

$$\sigma_r \times D = 2 \times H \times \sigma_{avg} \times T$$

utilizando la siguiente ecuación:

$$\sigma_r = 2 * \left(\frac{H}{D} \right) \sigma_{avg} * \tan \delta$$



Determinar el esfuerzo permisible de diseño, q_G , sobre la subrasante con el sistema Geoweb de confinamiento celular, utilizando la siguiente ecuación:

$$q_G = q_a + \sigma_r$$

Determinar el espesor total requerido para el pavimento granular, z_G , con el sistema Geoweb de confinamiento celular.

$$z_G = \frac{R}{\sqrt{\left(1 - \frac{q_G}{p}\right)^{2/3} - 1}}$$

Si el espesor total requerido es mayor que el espesor de la capa superficial (eso es, espesor hasta la parte superior de la sección de Geoweb, más el espesor de la sección de Geoweb), entonces se requiere de una capa de subbase. El espesor de esta capa de subbase debe ser igual al espesor total requerido menos el espesor de la capa superficial y el de la sección de Geoweb.

DISEÑO DE PAVIMENTOS GRANULARES (CON DOS PLANCHAS DE GEOWEB)

PROYECTO : Pavimento de Prueba - Laboratorio de Hidráulica
TRAMO : 02 FECHA : Mayo 2007

DATOS DE ENTRADA:

Cu= Resistencia al corte de la subrasante	CBR o 3	8.60 kPa
Ne= Coeficiente de capacidad de carga -basado en el volumen de tránsito de diseño		2.8
P = Carga de la rueda de diseño	3.5 Tn.	34.32 KN
p= Presión de contacto	90 psi	620.53 kPa
m= Relación Máxima del Angulo de fricción Pared de Celda Geoweb/Relleno		
6= Angulo de resistencia al corte entre el relleno granular y la pared de celda Geoweb		
z ₁ = Espesor desde la superficie hasta la parte superior de las paredes de celdas de geoweb 01		0.05 m.
z ₂ = Espesor desde la superficie hasta la parte inferior de las paredes de celdas de geoweb 01		0.20 m.
z ₃ = Espesor desde la superficie hasta la parte superior de las paredes de celdas de geoweb 02		0.25 m.
z ₄ = Espesor desde la superficie hasta la parte superior de las paredes de celdas de geoweb 02		0.40 m.
α= Angulo de fricción interna del material de relleno del Geoweb		36.70

CALCULOS:

1.- DETERMINAR LA RESISTENCIA AL CORTE DE LA SUBRASANTE (VERIFICAR TABLA 4) **Cu = 8.60 kPa**

Relación de Soporte de California CBR (%)	Resistencia al Corte sin Drenaje c (kPa) (FSI)	Resistencia Normal a la Penetración SPT (golpes/pie)	Identificación de Campo
< 0.4	< 11.7 (1.7)	< 2	huy blillo (se estira entre los r.lects al presionarlo)
0.4 - 0.8	11.7 - 21.1 (1.7) - (3.5)	2 - 4	Blando (molle) con un ligero presión eje los c.ébs)
0.8 - 1.6	21.1 - 47.6 (3.5) - (6.9)	4 - 8	hlec:lrano (lillo)able con uno fuer8 presión de lo::;c.ébs)
1.6 - 3.2	47.6 - 91.2 (6.9) - (13.9)	8 - 15	Rigido fácilmente morcado por el pulgar pero c.ébs)
3.2 - 6.4	91.2 - 182.4 (13.9) - (27.7)	15 - 30	r,ly rigido (fácilmente nmrcúdo por ta úia del pulgar)
> 6.4	> 182.4 (27.7)	> 30	Duro (difícil de mmi:cr con ldui:del pulgar)

2.- DETERMINAR EL MAXIMO ESFUERZO PERMISIBLE SOBRE LA SUBRASANTE $q_a = N_c C_u$

Donde

Ne = 2.8 (alto volumen de tránsito, pocos baches - según las normas del U.S. Forest Service)

Ne = 3.3 (bajo volumen de tránsito, muchos baches - según las normas del U.S. Forest Service)

Ne = 2.8

q_a = 24.08 kPa

3.- CALCULO DEL RADIO DEL ÁREA CARGADA (O RADIO EFECTIVO DE LLANTAS)

R = 0.13 m

$R = \sqrt{\frac{P}{p_n}}$

4.- CALCULO DEL ESFUERZO VERTICAL EN LA PARTE SUPERIOR DE LA SECCIÓN DE GEOWEB

$$\sigma_{vt} = p \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z_t} \right)^2} \right)^{1/2} \right]$$

GEOWEB 01
 $\sigma_{vt} = 593.32 \text{ Kpa}$

GEOWEB 02
 $\sigma_{vt} = 192.87 \text{ Kpa}$

5.- CALCULO DEL ESFUERZO VERTICAL EN LA PARTE INFERIOR DE LA SECCIÓN DE GEOWEB

$$\sigma_{vb} = p \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z_b} \right)^2} \right)^{1/2} \right]$$

GEOWEB01
 $\sigma_{vb} = 261.47 \text{ Kpa}$

GEOWEB 02
 $\sigma_{vb} = 89.94 \text{ Kpa}$

6.- CALCULO DEL ESFUERZO HORIZONTAL ARRIBA Y AL FONDO DE LA SECCIÓN DE GEOWEB

$K_a = 0.252!$

K_a = Coeficiente de presión activa de suelo

$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$

$\sigma_h = K_a \sigma_v$

GEOWEB 01
 $\sigma_{ht} = 149.43 \text{ KPa}$

GEOWEB 02
 $\sigma_{ht} = 48.68 \text{ KPa}$

GEOWEB 01
 $\sigma_{hb} = 65.85 \text{ KPa}$

GEOWEB 02
 $\sigma_{hb} = 22.65 \text{ KPa}$

7.- CALCULO DEL ESFUERZO PROMEDIO SOBRE LAS PAREDES DE GEOWEB

$\sigma_{t\text{avge}} = \frac{(\sigma_{ht} + \sigma_{hb})}{2}$

GEOWEB 01
 $\sigma_{t\text{avge}} = 107.64 \text{ KPa}$

GEOWEB 02
 $\sigma_{t\text{avge}} = 36.61 \text{ KPa}$

8.- CALCULO DE LA REDUCCIÓN DE ESFUERZO

Reducción de esfuerzo, directamente debajo del centro del área cargada producida por la transferencia de esfuerzo a las paredes de las celdas de Geoweb

$\sigma_{tr} = 2 \left(\frac{H}{D} \right) \sigma_{t\text{avge}} \tan \phi$

Donde:

H = Profundidad de celda de Geoweb en mm (pulg)
D = Diámetro efectivo de las celdas Geoweb = 190 mm (7.5 pulg)

ϕ	0.16	m.
σ	0.30	m.

$\phi = \phi_i$, Obtener los datos de ensayo o estimar ϕ con la tabla 3

Tabla 3 Relación Máxima de Angulo de Fricción Recomendada

Material de Relleno Granular	Tipo de Pared de Celda	$r = G/q$
Arena Gruesa / Grava	Lisa	0.71
	Texturizada	0.88
	Texturizada, Perforada	0.90
Arena Silícea >40	Lisa	0.78
	Texturizada	0.90
	Texturizada Perforada	0.90
Piedra Chancada	Lisa	0.72
	Texturizada	0.72
	Texturizada Perforada	0.83

$$r = 0.90$$

$$G = 33.03$$

$$\text{GEOWEB 01} \\ q_r = 70.0 \text{ KPa}$$

$$\text{GEOWEB 02} \\ q_r = 23.2 \text{ KPa}$$

9 - CALCULO DEL ESFUERZO PERMISIBLE DE DISEÑO SOBRE LA SUBRASANTE CON EL SISTEMA GEOWEB

$$Q_G = Q_{a1} + Q_{a2}$$

$$Q_G = 117.22 \text{ KPa}$$

10 - CALCULO DEL ESPESOR TOTAL REQUERIDO PARA EL PAVIMENTO GRANULAR

$$Z_G = \frac{R}{1 - \left(\frac{1}{23} \right)^{-1}}$$

$$Z_G = 0.34 \text{ m}$$

Anexo 4

Panel Fotográfico



Foto 1: Equipo Viga Benkelman



Foto 2: Acondicionamiento de la regla para las mediciones en la Viga Benkelman



Foto 3: Ubicación de puntos de ensayo en el tramo de carretera con geoceldas para la medición de la deflexión



Foto 4: Ubicación de puntos de ensayo en los tramos de carretera con geotextil y geomalla para la medición de la deflexión



Foto 5: Medición en la viga Benkelman de las distancias en que se tomaran los datos en el dial



Foto 6: Chequeo del buen funcionamiento de la Viga Benkelman



Foto 7: Posicionamiento de la viga Benkelman alineada con la regla vertical instalada en el camión



Foto 8: Inicio del ensayo en el tramo de carretera con geomalla

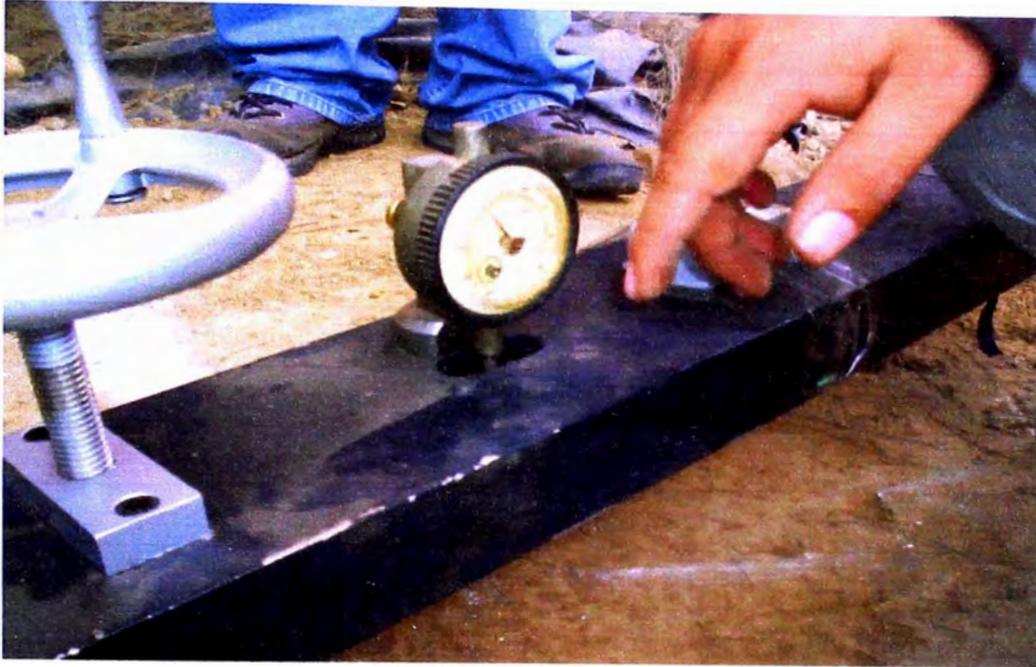


Foto 9: Lectura de las deflexiones en el dial en el tramo de carretera con geomalla



Foto 10: Lectura de la temperatura del pavimento en el punto de ensayo del tromo de carretera con geomalla



Foto 11: Medición de la huella dejada por el paso del camión en el tramo de carretera con geomalla (5 cm aprox.)

Anexo 5

Planos

Ubicación

276400 N - 277600 N

8669600 E - 8671200 E

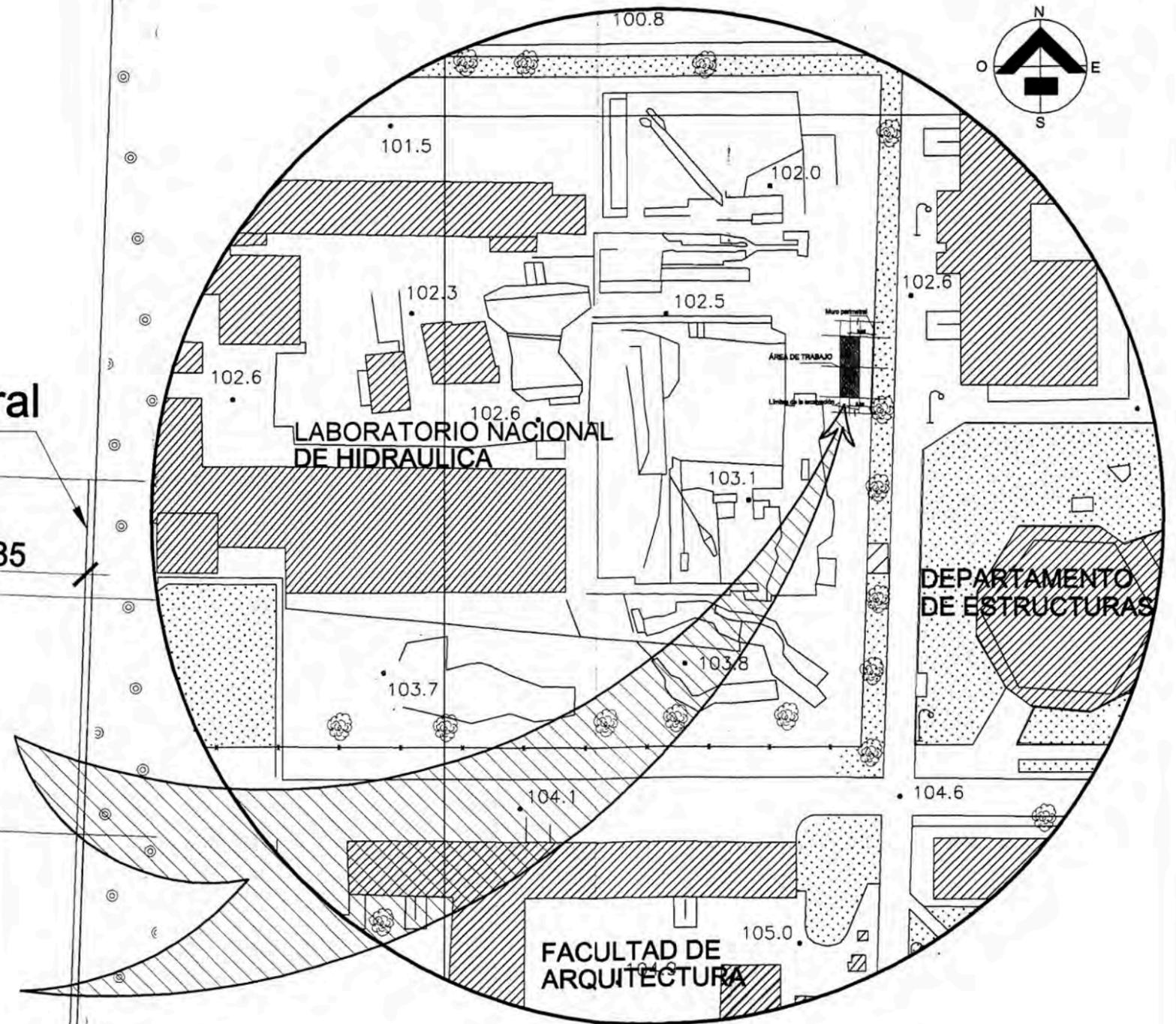
Muro perimetral

3.85

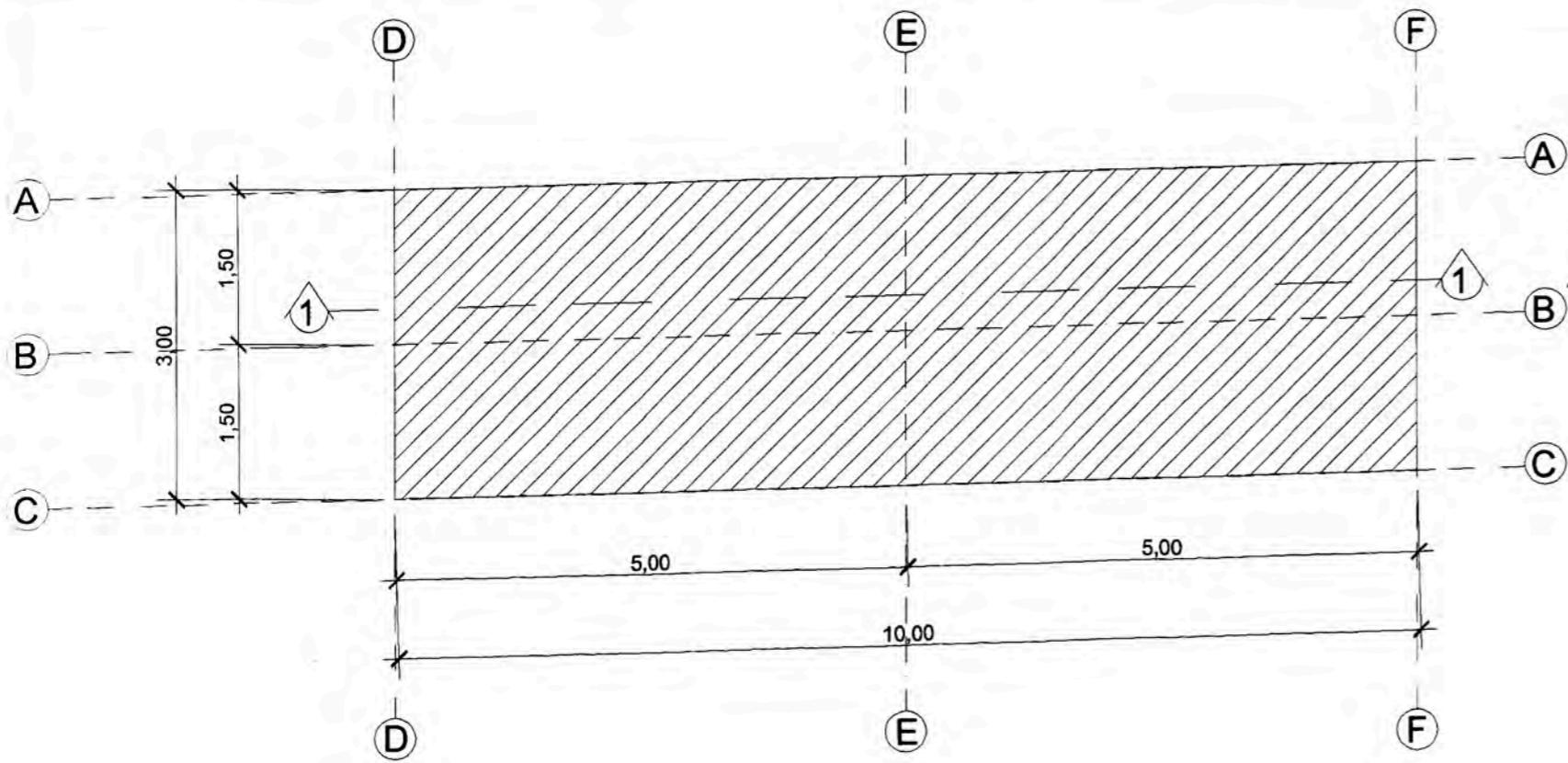
ÁREA DE TRABAJO

Límites de la excavación

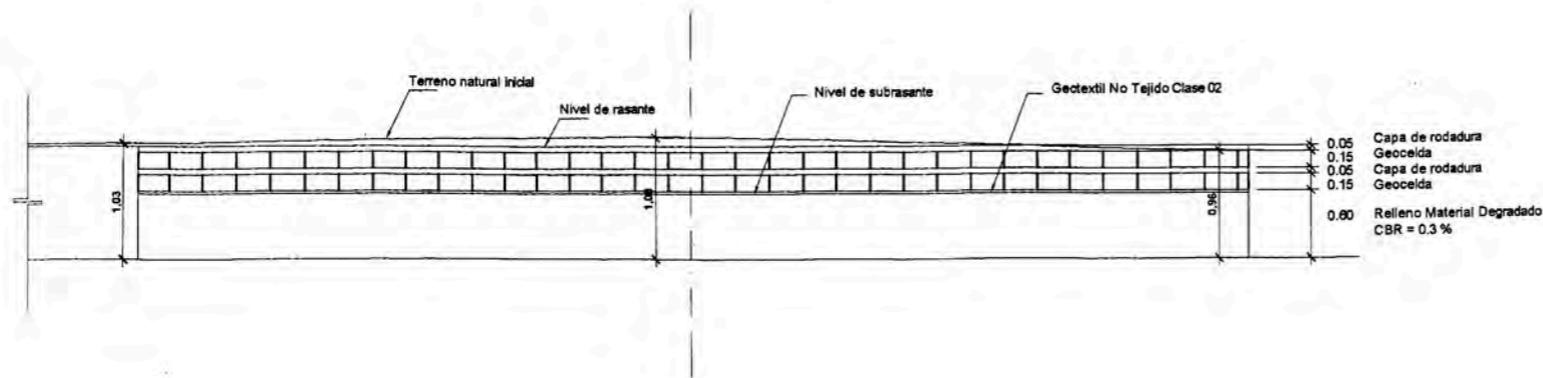
3.59



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO:	CURSO DE TITULACION 2006	
TEMA:	MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON EL SISTEMA GEOWEB	
PLANO:	UBICACION	LUGAR: LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
ESCALA:	S/E	REALIZADO POR: Angel Richard Ramírez Rucoba
		01



PLANTA



CORTE 1 - 1

ESPECIFICACIONES TECNICAS

Cu : Resistencia al Corte de la Subrasante.....: 8.60 KPa
 Nc : Coeficiente de capacidad de carga basado en el volumen de transito de diseño..... 2.8
 P : Carga de la rueda de diseño..... 34.32 KN
 p : Presion de contacto..... 620.53 KPa

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

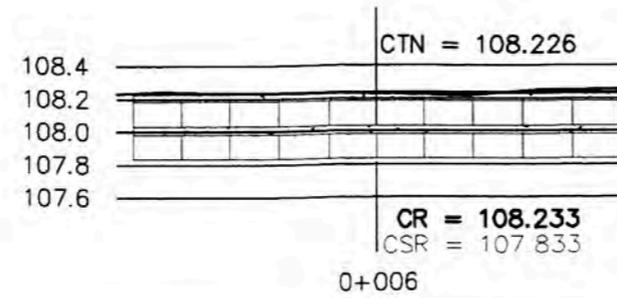
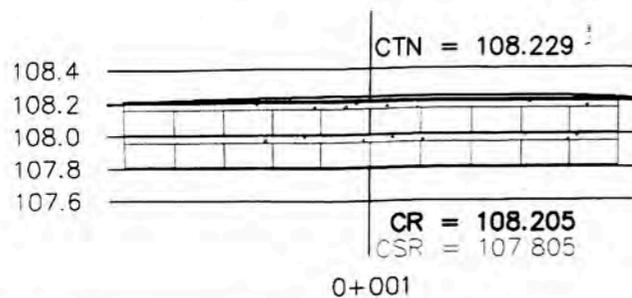
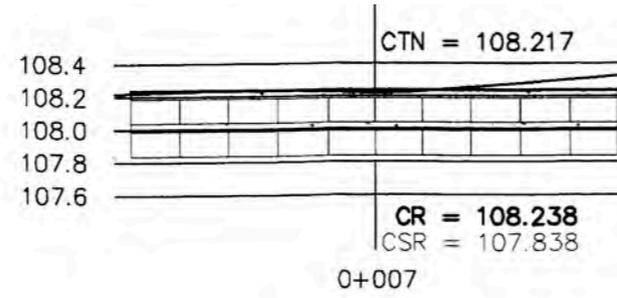
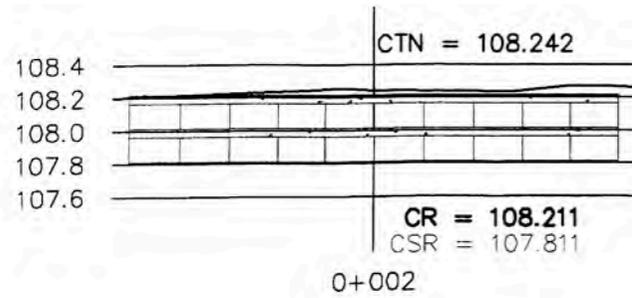
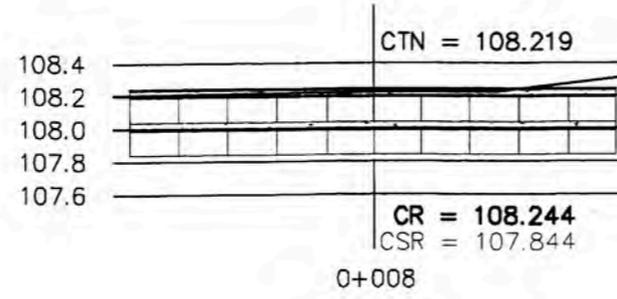
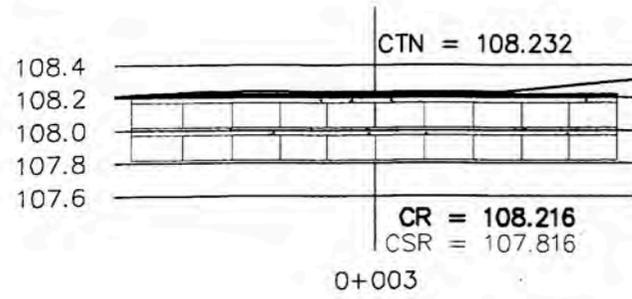
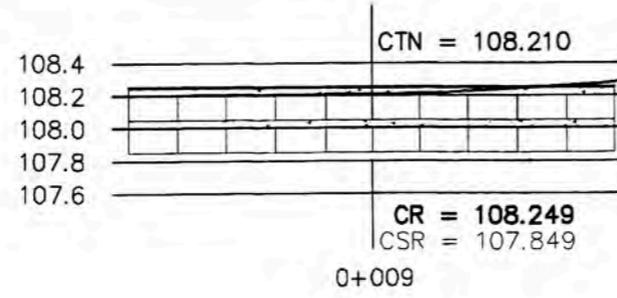
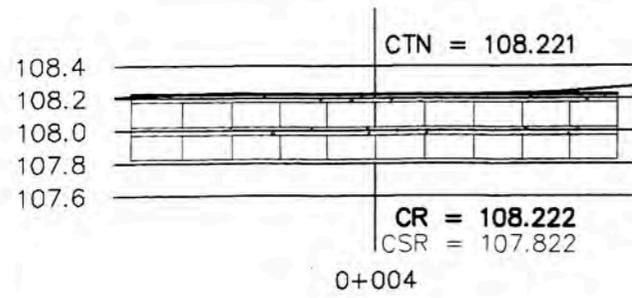
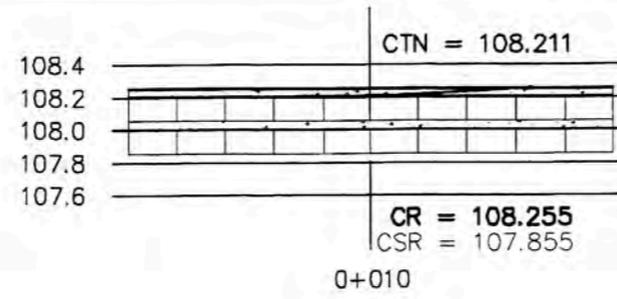
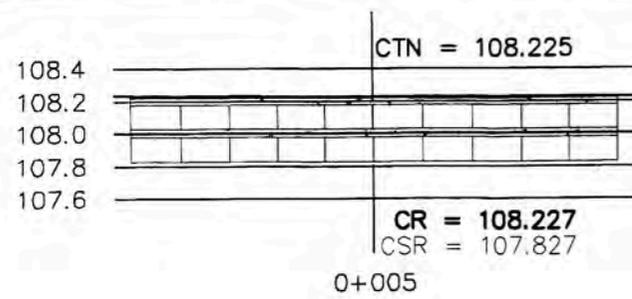
PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006

TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON EL SISTEMA GEOWEB

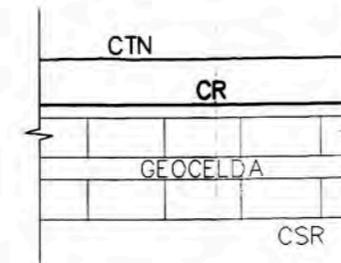
PLANO: PLANTA GENERAL LUGAR: LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA

ESCALA: 1/100 REALIZADO POR: Angel Richard Ramirez Rucoba

02



CTN = COTA DE TERRENO NATURAL
 CR = COTA DE RASANTE
 CSR = COTA DE SUBRASANTE



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006

TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS
 CON EL SISTEMA GEOWEB

PLANO: SECCIONES

LUGAR: LABORATORIO NACIONAL
 DE HIDRAULICA

ESCALA: 1/100

REALIZADO POR:
 Angel Richard Ramirez Rucoba

NOTAS PARA CONEXIONES ESTANDAR ENTRE SECCIONES DE GEOWEB:

1. LAS SECCIONES ADYACENTES DE GEOWEB SE ENGRAPAN JUNTAS MEDIANTE ENGRAPADORAS Y GRAPAS APROBADAS POR EL FABRICANTE
2. LOS BORDES SUPERIORES DE LAS PAREDES DE CELDAS ADYACENTES DEBEN ESTAR AL MISMO NIVEL AL ENGRAPARLAS.
3. LAS CONEXIONES LATERALES ENTRE SECCIONES DE GEOWEB EXTENDIDAS DEBEN ESTAR EN TRESBOLILLO (INTERCALADAS) TAL COMO LO MUESTRA LA FIGURA A. LAS JUNTAS SOLDADAS DEBEN ESTAR ALINEADAS AL ENGRAPARLAS.
4. LAS CONEXIONES ENTRE LOS EXTREMOS DE LAS SECCIONES DE GEOWEB DEBEN ESTAR FRENTE A FRENTE TAL COMO LO MUESTRA LA FIGURA B. LOS EJES LONGITUDINALES DE LAS CELDAS EXTERIORES QUE SE CONECTAN DEBEN ESTAR ALINEADOS Y ENGRAPADOS EN EL PUNTO DE CONTACTO DE LAS PAREDES DE LAS CELDAS.

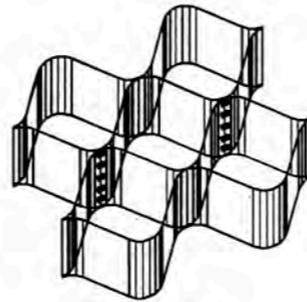
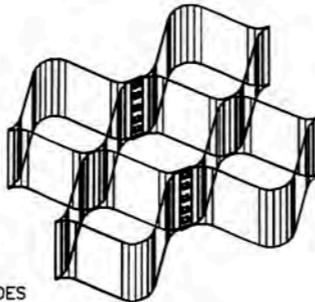
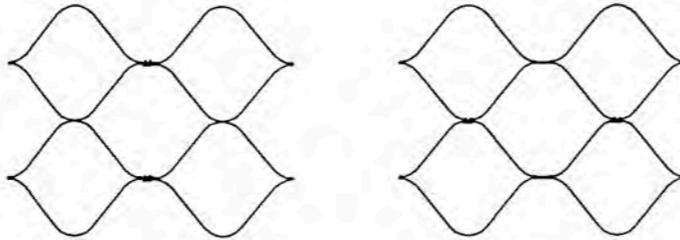
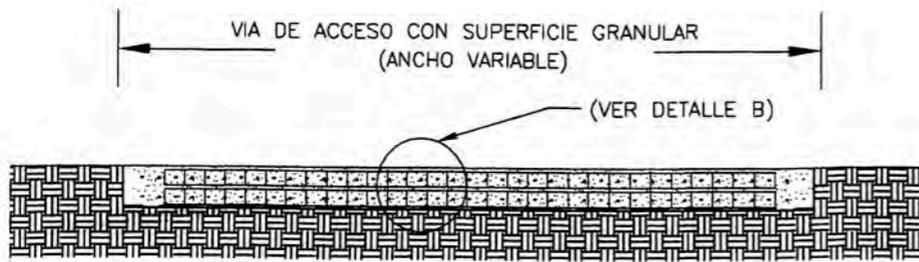


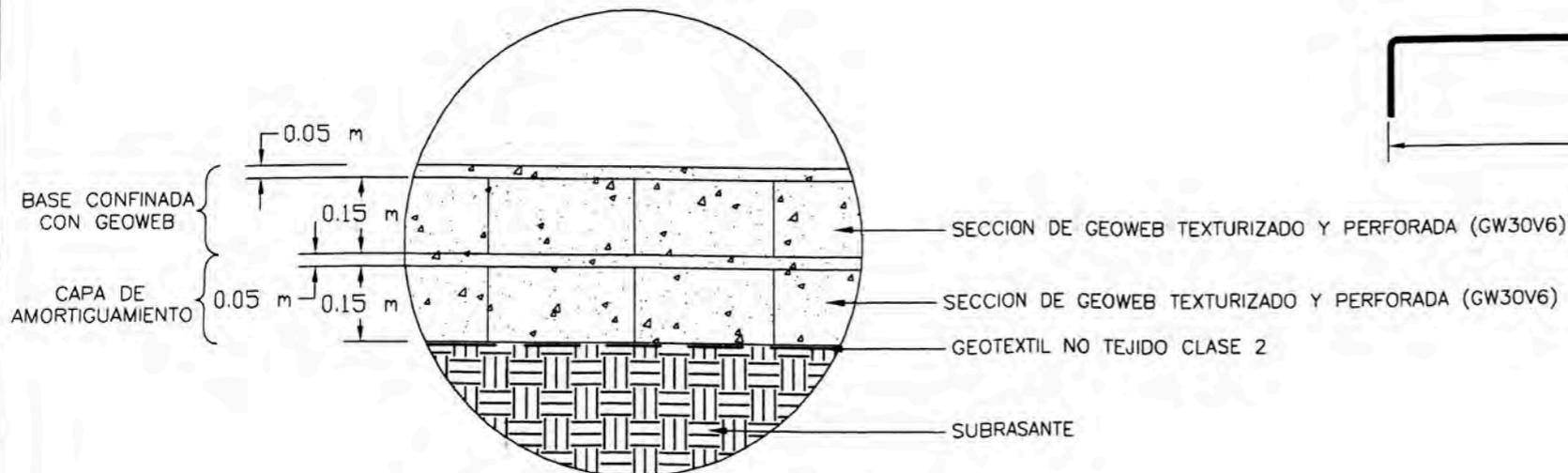
FIGURA A
DETALLE DE CONEXION LATERAL
- EN TRESBOLILLO (INTERCALADA)

FIGURA B
DETALLE DE CONEXION EN EL EXTREMO
- FRENTE A FRENTE

DETALLE DE CONEXION DE LOS EXTREMOS CON GRAPAS

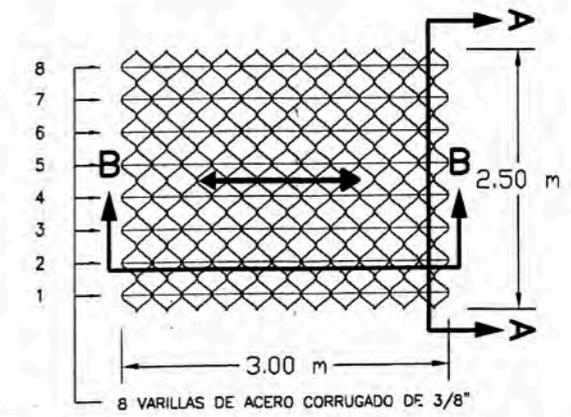


SECCION B - B

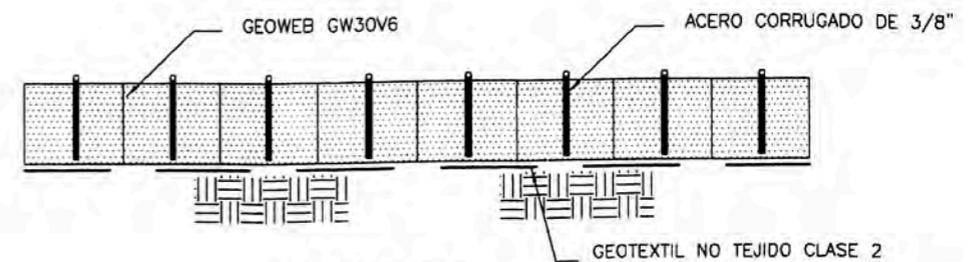


DETALLE B

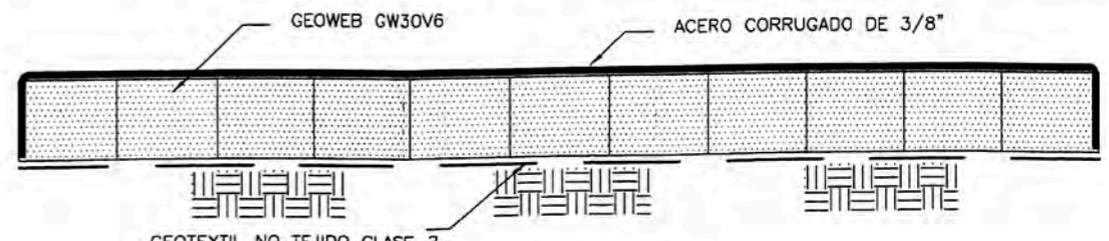
DETALLES DE UN PAVIMENTO GRANULAR TIPICO



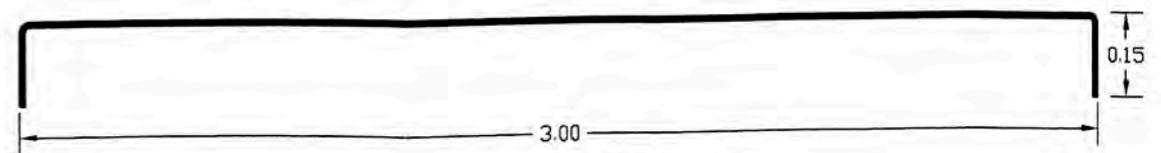
ESPACIAMIENTO PARA ACERO CORRUGADO DE 3/8"



SECCION A - A

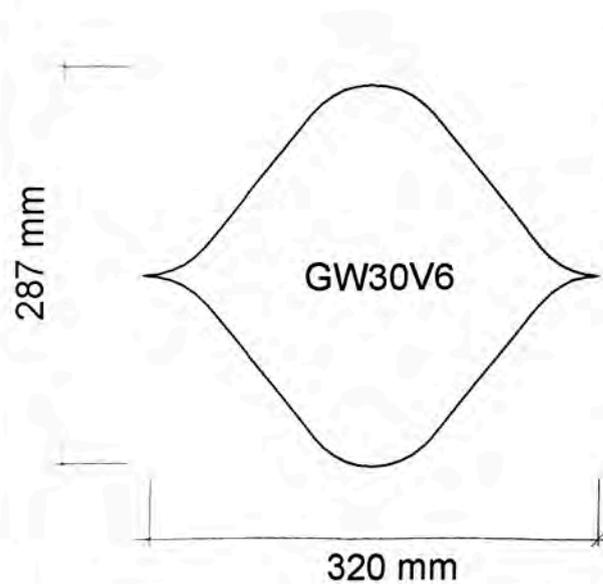


SECCION B - B

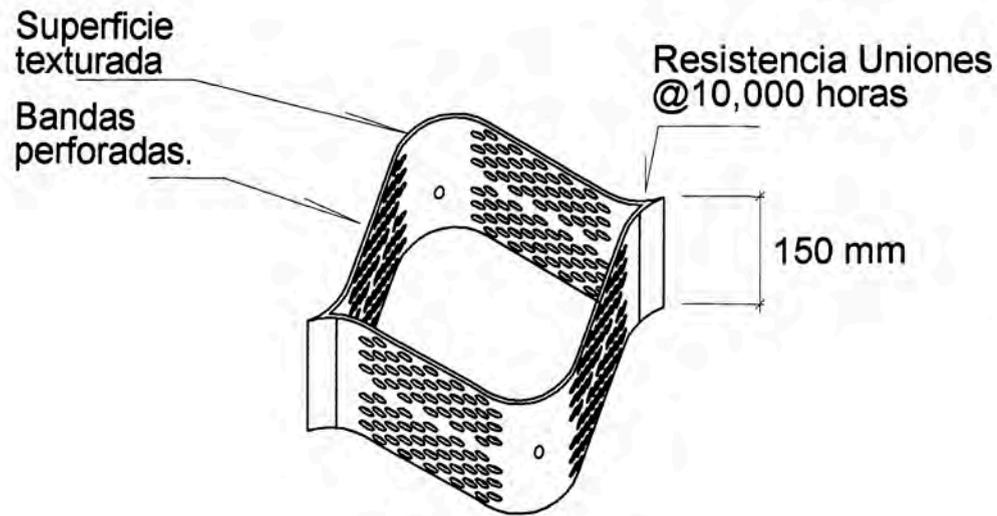


DETALLE DE ACERO CORRUGADO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006		
TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON EL SISTEMA GEOWEB		
PLANO: DETALLES 1	LUGAR: LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA	
ESCALA: 1/100	REALIZADO POR: Angel Richard Ramirez Rucoba	05



DIMENSIONES



VISTA ISOMETRICA DE GEOWEB TEXTURADA Y PERFORADA

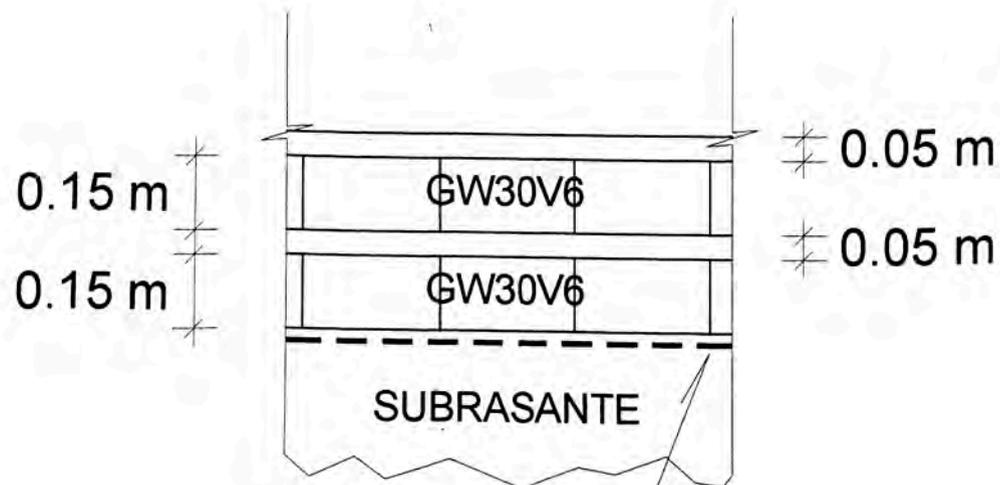
PROPIEDADES DEL TEXTURADO Y PERFORADO

Descripción:
 Indentaciones romboidales (forma de diamante).
 Densidad superficial 22-31 indentaciones por cm².
 Espesor de faja incluyendo texturado 1.52mm±0.15mm ASTM D5199.
 Perforaciones de 10mm en hileras.
 Separación horizontal entre centros 19mm.
 Separación vertical entre centros 12mm.

Capacidad:
 Las fajas de polietileno estarán texturizadas y perforadas en forma tal que el ángulo de fricción máximo de la arena sílicea #40 con 100 % de densidad relativa no sea mayor del 85 % del ángulo de fricción máximo de la arena sílicea aislada, ensayada con el método del corte directo bajo norma ASTM D5321. Las perforaciones restarán 16% ±1% del área de las paredes de la celdas.

ESPECIFICACIONES

GEOCELDAS GEOWEB	
TIPO	: GW30V6
MATERIAL	: Polietileno de Alta Densidad (HDPE) 0.935 - 0.965 g/cm ³ (ASTM D-1505)
ESPEJOR DE BANDA	: 1.50mm -5% +10% (ASTM D-5199)
DIMENSIONES (A x L)	: 320mm x 287mm
ALTURA	: 150mm
CARACTERISTICAS	: Superficie texturada y perforada color negro y paso para tendones
ESTABILIZADOR	: 1.5%-2% negro de humo.
RESIST. AL AGRIETAMIENTO POR EXPOSICION AL MEDIO AMBIENTE	: 3000 hrs (ASTM D-1693).
RESIST. BANDA 100mm @ 10,000 HORAS	: 95 kg (ASTM D-279).



Geotextil no Tejido Clase 2

SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006

TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON EL SISTEMA GEOWEB

PLANO: DETALLES 2

LUGAR: LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA

ESCALA: 1/100

REALIZADO POR: Angel Richard Ramirez Rucoba

05.1

FIGURA 1

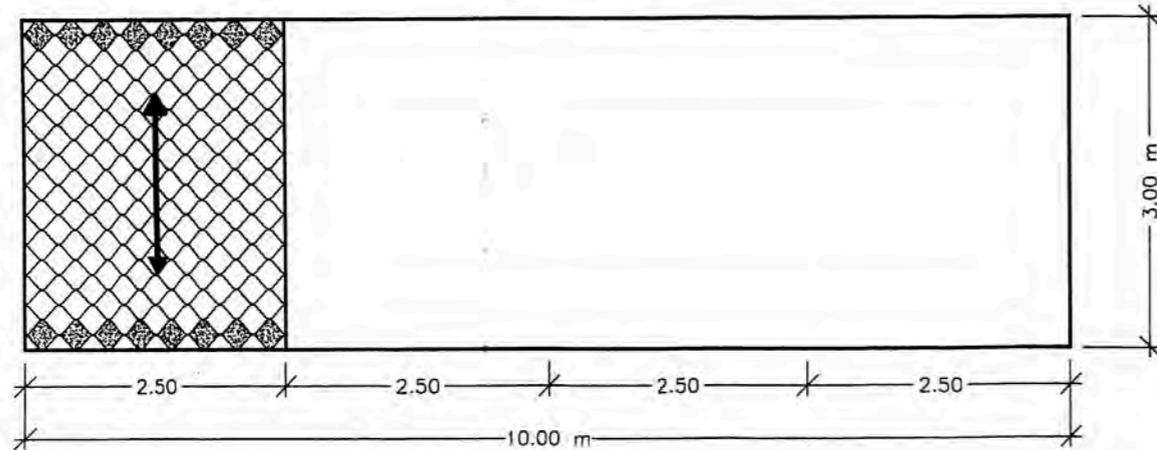


FIGURA 2

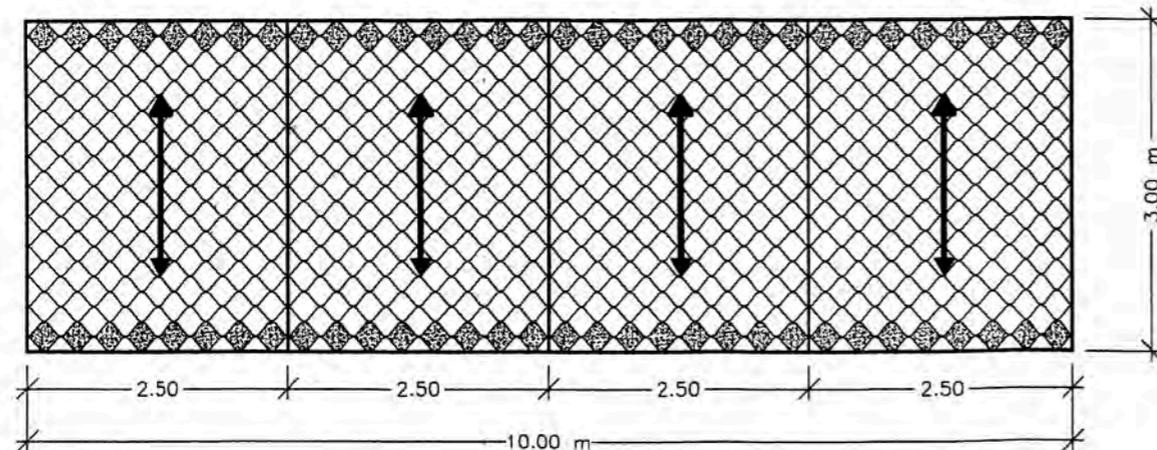
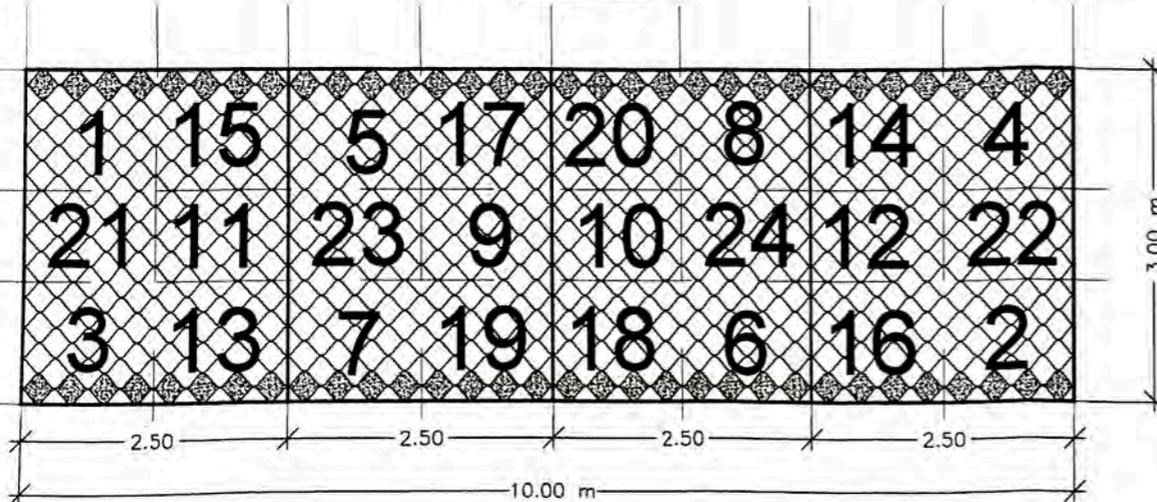


FIGURA 3



PROCEDIMIENTO:

1. EXCAVAR O RELLENAR LA SUBRASANTE HASTA LAS PENDIENTES, NIVELES Y DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS DE CONSTRUCCION.
2. VERIFICAR QUE EL SUELO DE SUBRASANTE SATISFAGA LOS REQUERIMIENTOS DE RESISTENCIA DEL DISEÑO. DE ENCONTRARSE SUELOS INACEPTABLES, ESTOS SERAN REMOVIDOS Y REEMPLAZADOS POR RELLENO PREPARADO DE ACUERDO CON LAS INDICACIONES DEL INGENIERO DE PROYECTO.
3. COLOCAR EL GEOTEXTIL NO TEJIDO CLASE 2 SOBRE LA SUBRASANTE
4. COLOCAR EL ACERO DOBLADO EN FORMA DE "C" DE ACUERDO AL DETALLE DE LA SECCION A - A Y B - B DE LA LAMINA 05 Y LUEGO EXTENDER EL GEOWEB DE ACUERDO A LAS MEDIDAS ESTABLECIDAS EN EL PLANO DE DISTRIBUCION (LAMINA 07)
5. LUEGO SE PROCEDE AL LLENADO CON MATERIAL GRANULAR LAS GEOCELAS COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA 1, LAS CUALES SERBIRAN INICIALMENTE COMO LASTRES PARA PODER RETIRAR LOS FIERROS COLOCADOS ANTERIORMENTE Y ASI CONTINUE EN SU FORMA EXPANDIDA EL GEOWEB
6. SE PROCEDE A EJECUTAR LO MISMO DEL PASO 4 PERO CON LA SALVEDAD QUE TENEMOS QUE ASEGURARNOS QUE TODAS LAS CELDAS ADYACENTES ESTEN BIEN ENGRAPADAS SEGUN SEA EL CASO TAL COMO SE INDICA EN LA FIGURA A Ó FIGURA B DEL PLANO DE DETALLES 1 - LAMINA 05 Y LUEGO PROCEDEMOS CON EL PASO 5 Y ASÍ SUCESIVAMENTE HASTA COMPLETAR LA SECCION TOTAL DE LA FIGURA 3
7. COLOCAR EL MATERIAL DE RELLENO ESPECIFICADO HASTA APROXIMADAMENTE 50 mm (2 pulg) ENCIMA DE LAS PAREDES DE CELDAS, SEGUN LA NUMERACION DE LA CUADRICULA DE LA FIGURA 3, COMPACTAR LEVEMENTE EL MATERIAL DE RELLENO CON UN PIZON DE MANO PARA ESTA CAPA DE ESTABILIZACION
8. PARA LA CAPA QUE VENDRIA A SER LA BASE CON GEOWEB, DEL MISMO MODO PROCEDEMOS CON LOS PASOS 4,5,6 Y 7, PERO EN ESTE CASO SE UTILIZARA PARA LA COMPACTACION UNA UNA PLANCHA VIBRATORIA A UN MINIMO DE 95% SPDD (MAXIMA DENSIDAD SECA DE ACUERDO AL ENSAYO DE PROCTOR MODIFICADO)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006

TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS
CON EL SISTEMA GEOWEB

PLANO: PROCEDIMIENTO

LUGAR: LABORATORIO NACIONAL
DE HIDRAULICA

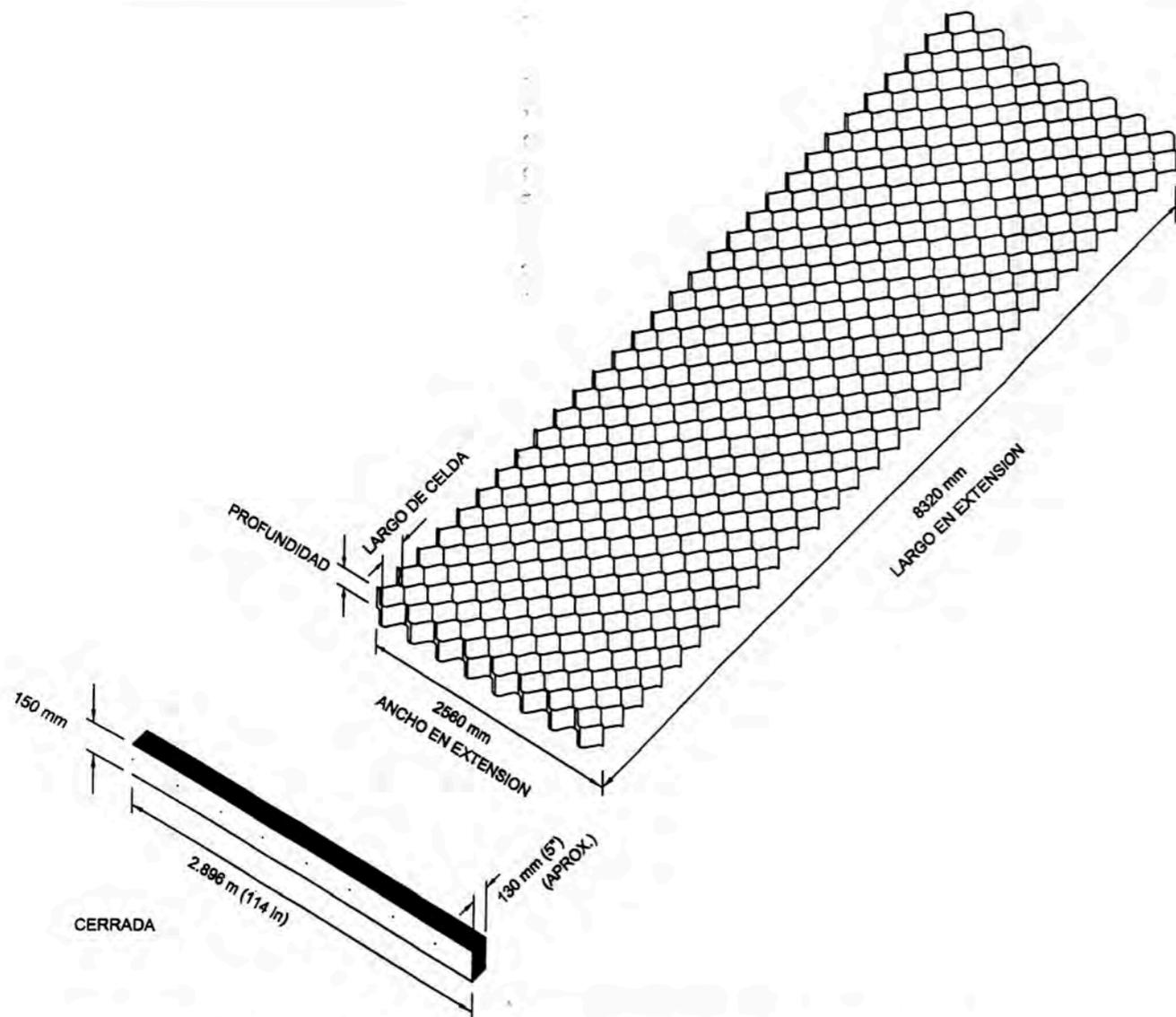
ESCALA:

1/100

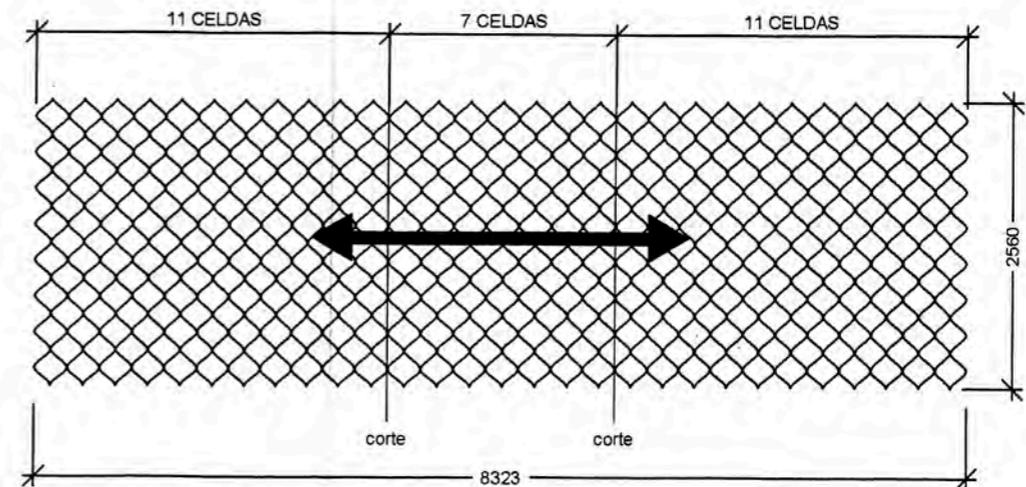
REALIZADO POR:

Angel Richard Ramirez Rucoba

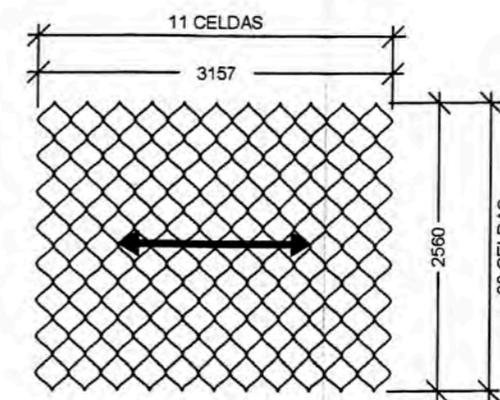
05.2



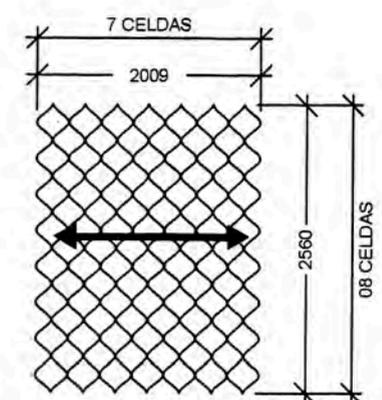
DIMENSIONES ESTANDAR DE UNA SECCION DE GEOWEB GW30V6



SECCIÓN COMERCIAL GW30V6 DE 08x29 CELDAS



MÓDULO 1 (SECCIÓN DE 08x11 CELDAS)



MÓDULO 2 (SECCIÓN DE 08x07 CELDAS)

CORTES A REALIZAR EN UNA SECCIÓN COMERCIAL PARA GENERAR LOS MÓDULOS 1 Y 2

- DE UNA SECCIÓN COMERCIAL DE 08x29 CELDAS SE OBTIENEN:

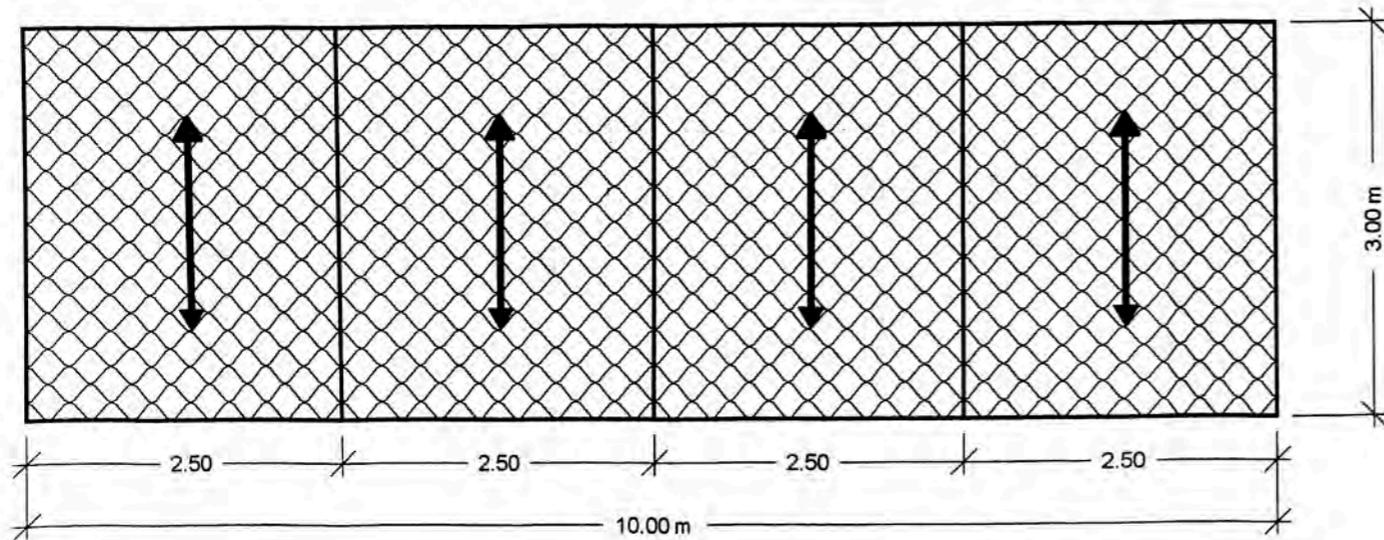
02 UNIDADES DEL MÓDULO 1

01 UNIDAD DEL MÓDULO 2

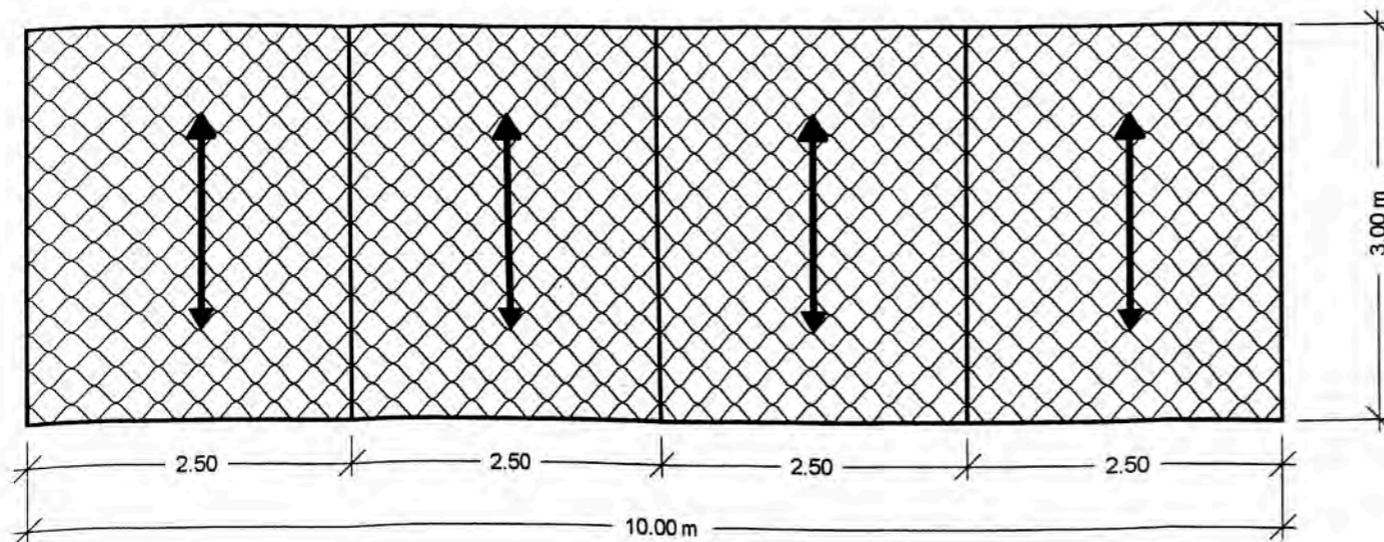
NOTA:

TODAS LAS DIMENSIONES SE ENCUENTRAN EN MILIMETROS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006		
TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON EL SISTEMA GEOWEB		
PLANO: MODULACION	LUGAR: LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA	
ESCALA: 1/100	REALIZADO POR: Angel Richard Ramirez Rucoba	06

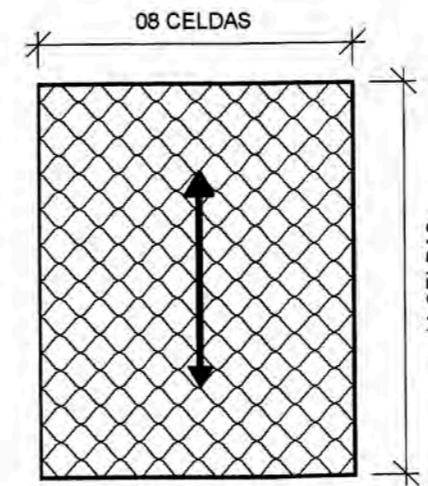


PRIMERA CAPA DE GEOWEB



SEGUNDA CAPA DE GEOWEB

- PARA DOS CAPAS DE GEOWEB EN EL PAVIMENTO GRANULAR A CONSTRUIR SE UTILIZARÁN CUATRO SECCIONES COMERCIALES DE 08x29 CELDAS
- SE OBTENDRAN 08 UNIDADES DEL MÓDULO 1 Y 04 UNIDADES DEL MÓDULO 2
- SÓLO SE UTILIZARAN LOS MODULOS 1 (SECCIONES DE 08 x 11 CELDAS)



MÓDULO 1

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006

TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS
CON EL SISTEMA GEOWEB

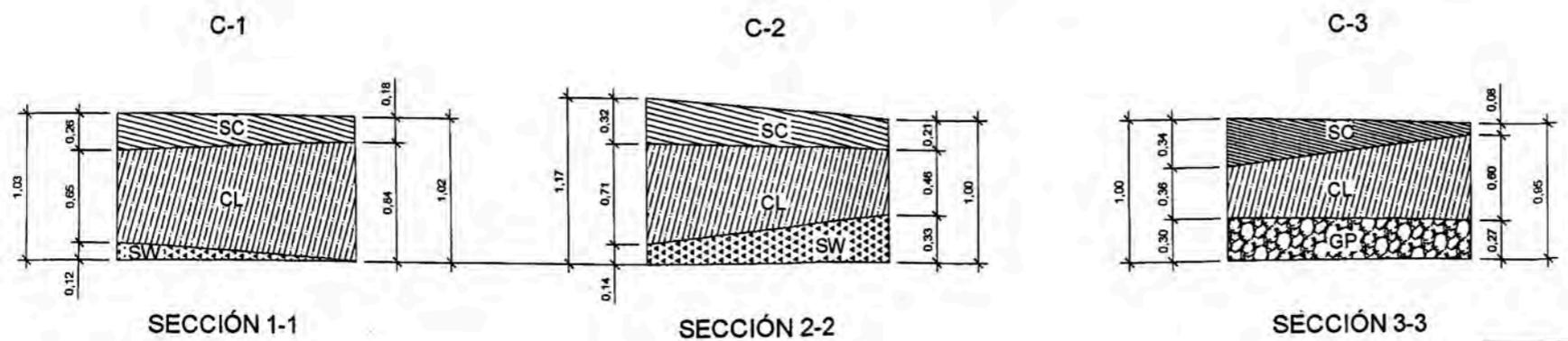
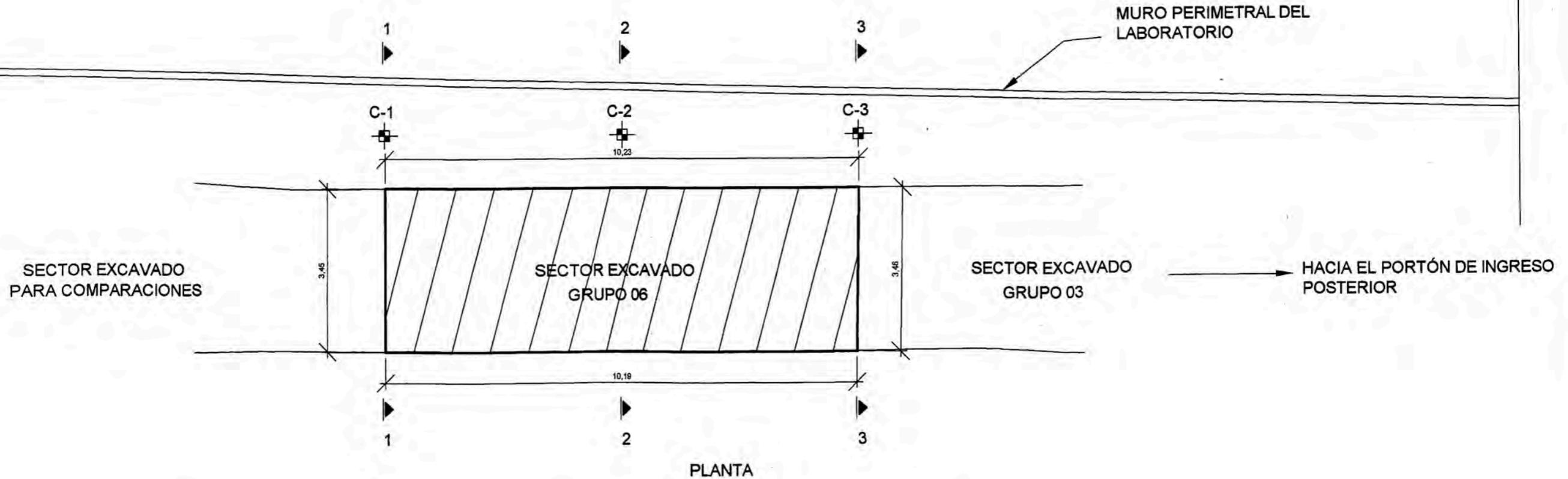
PLANO: DISTRIBUCION

LUGAR: LABORATORIO NACIONAL
DE HIDRAULICA

ESCALA:
1/100

REALIZADO POR:
Angel Richard Ramirez Rucoba

07



Área SC = 0,76 m²
 Área CL = 2,57 m²
 Área SW = 0,21 m²

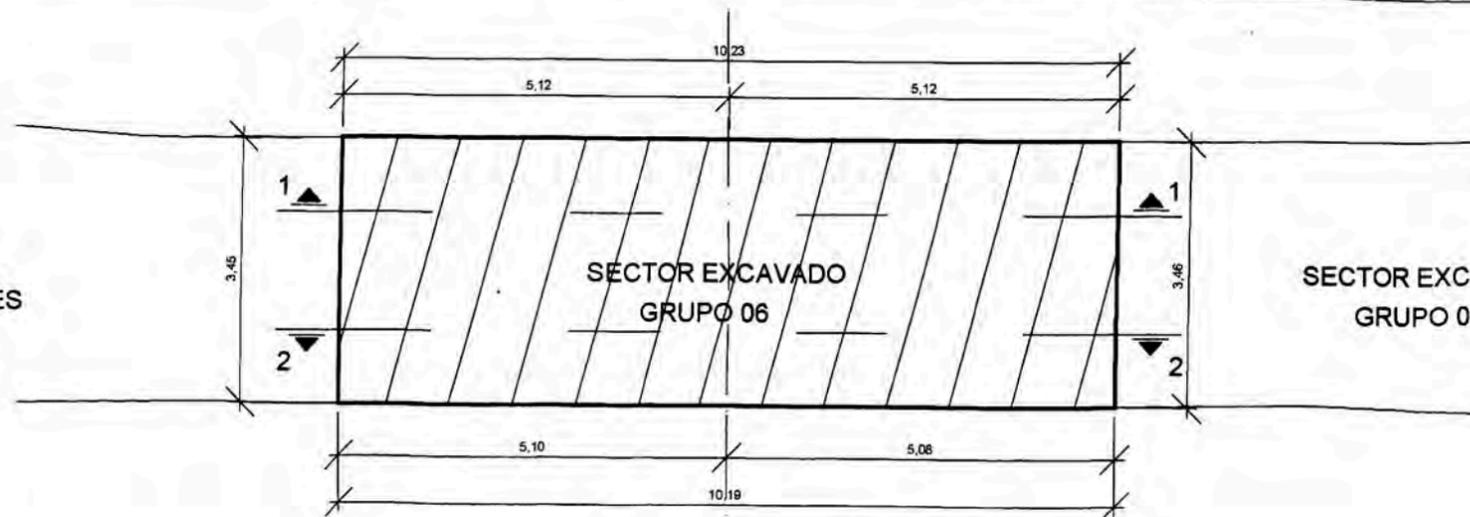
Área SC = 0,92 m²
 Área CL = 2,02 m²
 Área SW = 0,81 m²

Área SC = 0,73 m²
 Área CL = 1,66 m²
 Área SP = 0,99 m²

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006		
TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON EL SISTEMA GEOWEB		
PLANO:	CALICATAS PLANTA, SECCIONES Y ARES	LUGAR: LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
ESCALA:	REALIZADO POR: N.A. Angel Richard Ramirez Rucoba	08

MURO PERIMETRAL DEL LABORATORIO DE HIDRAULICA

SECTOR EXCAVADO PARA COMPARACIONES

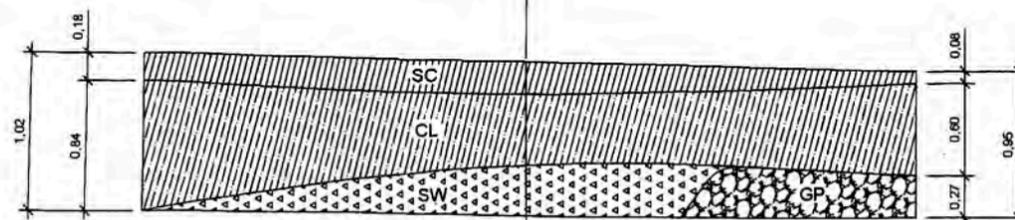


DSFSGDGHEGF

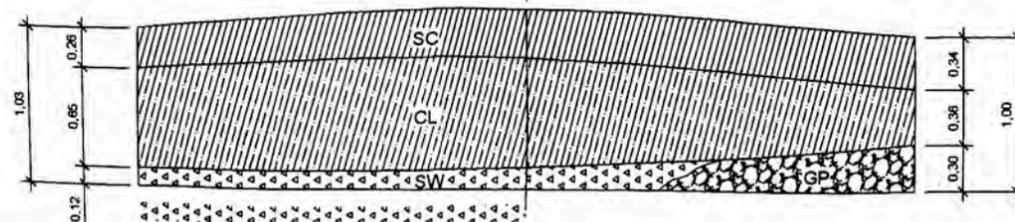
SECTOR EXCAVADO GRUPO 03

HACIA EL PORTÓN DE INGRESO POSTERIOR

PLANTA



SECCIÓN 2-2



SECCIÓN 1-1

Volumen SC = 8,50 m³
 Volumen CL = 21,11 m³
 Volumen SW-GP = 7,21 m³

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006

TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS
 CON EL SISTEMA GEOWEB

PLANO: PERFIL ESTRATIGRAFICO LUGAR: LABORATORIO NACIONAL
 PLANTA, SECCIONES Y VOLUMENES DE HIDRAULICA

ESCALA: N.A. REALIZADO POR:
 Angel Richard Ramirez Rucoba