



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Protocolo de Monografía

**DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTO RIGIDO DE 3.9 KM DE
CARRETERA, DEL TRAMO ESQUIPULAS-LAS COLINAS POR EL METODO
DE LA AASHTO 93.**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Carlos Benito Bravo Benavidez.

Br. Bernabé de Jesús Carballo Hernández.

Tutor

Ing. Israel Morales

Managua, Julio de 2015

DEDICATORIA.

La monografía está dedicada con mucho cariño, esfuerzo y dedicación.

A Dios, mi Padre, quien me dio la Sabiduría para tomar decisiones que fueron cruciales en la realización de este trabajo, por darme las fuerzas necesarias cuando las puertas parecían cerrarse y quien aparto obstáculos que pudieron afectarnos en algún momento, por ser mi gozo y mi fortaleza.

A mi madre **Patricia Hernández Páramo**, mi ejemplo, mi refugio, una Mujer luchadora y trabajadora quien estuvo conmigo en todo momento ayudándome y aconsejándome, quien me ha enseñado a vivir y ser responsable, que ha invertido recursos en mi para poder llegar a mi meta, gracias a ella finalice mi sueño en la carrera de Ing. Civil, de igual manera a mi amada abuela **Francisca Paramo** quien siempre me dio su bendición antes de salir, que oraba por mí para que todo saliera bien y me dio su apoyo incondicional en todo. En general a mis Hermanas y familia.

A mi novia **Maryurie Hernández López** por su amor y su apoyo, por tener fe en mí, por sus palabras que me animaron tanto desde el inicio y con quien he pasado tantos momentos importantes, siempre estará en mi corazón lo que ha hecho por mí.

Y en general a todos aquellos que de alguna u otra manera contribuyeron a que nuestra monografía llegara a su fin, docentes, amigos, compañeros, confiando en nosotros, animándonos y aportándonos de sus conocimientos.

Br. Bernabé de Jesús Carballo Hernández.

DEDICATORIA

Esta monografía está dedicada a Dios primeramente por ser quien me ha guiado en mi camino todos estos años de sacrificio durante mis estudios, quien ha hecho posible que todas mis metas sean realidad.

A mi madre **Gladys Esther Benavides Cerros**, quien ha sido una madre ejemplar, luchadora, trabajadora y mi mayor inspiración para seguir siempre adelante; a quien le debo todo el éxito que hoy en día tengo por haber cumplido una etapa más de mi vida y que por su apoyo incondicional de todos estos años se ha hecho posible el sueño de ser un profesional de la Ingeniería Civil.

A mi padre **Juan Ramón Bravo Reyes** de quien he recibido de igual manera su apoyo en mi preparación. Y a todos los que han aportado su granito de arena para poder lograr ser un orgullo para mi familia.

Br. Carlos Benito Bravo Benavidez

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darnos la vida y por permitirnos llegar a este punto de culminación de la monografía, por poner a tanta gente buena y generosa a nuestro alrededor, por su misericordia y su amor.

A nuestras familias quienes han confiado y que creyeron que llegaríamos a ser todos unos Ingenieros y que de alguna u otra manera invirtieron recursos y tiempo en nuestro ser.

Agradecemos a nuestro tutor y profesor **Ing. Israel Morales** por tener siempre la amabilidad de guiarnos y darnos todas las pautas en general, para la buena realización de nuestra monografía.

A la dirección general de proyectos de la delegación del *Distrito V de la alcaldía de Managua* quienes nos proporcionaron toda la información a su disposición para el enriquecimiento y desarrollo del mismo.

A la facultad de tecnología de la construcción FTC; por habernos proporcionado el laboratorio de mecánica de suelos para la ejecución de los diferentes estudios y a todos aquellos que tuvieron la amabilidad de atender nuestras consultas durante el desarrollo del trabajo.

ÍNDICE

CAPITULO I. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. ANTECEDENTES	2
1.3. JUSTIFICACIÓN	3
1.4. OBJETIVOS	4

CAPITULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. ESTUDIOS DE SUELOS	5
2.1.1. EXPLORACIÓN Y MUESTREO	6
2.1.2. GRANULOMETRÍA	6
2.1.3. COLUMNAS ESTRATIGRÁFICAS	7
2.1.4. ENSAYES PROCTOR	8
2.1.4.1. PRÓCTOR ESTANDAR	8
2.1.4.2. PRÓCTOR MODIFICADO	9
2.1.5. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS	10
2.1.6. PESOS VOLUMÉTRICOS SECOS SUELTOS Y SECOS COMPACTOS	12
2.1.7. ENSAYO CBR	12
2.2. ENSTUDIOS DE TRÁNSITO	14
2.2.1. TRÁNSITO	14
2.2.2. COMPOSICIÓN DE TRÁNSITO	14
2.2.3. VOLUMEN DE TRÁNSITO	15
2.2.4. TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA)	15
2.2.5. TASA DE CRECIMIENTO	15
2.2.6. CLASIFICACIÓN FUNCIONAL DE LAS CARRETERAS	15
2.2.7. PROYECCIÓN NORMAL DEL TRÁFICO	16
2.3. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO POR EL MÉTODO DE LA AASHTO 93	17
2.3.1. VARIABLES DEL TIEMPO	17

2.3.2. CONFIABILIDAD (R) -----	18
2.3.3. DESVIACIÓN NORMAL ESTANDAR ZR-----	18
2.3.4. ERROR ESTANDAR COMBINADO So-----	19
2.3.5. VARIACION DEL ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD Δ PSI -----	20
2.3.6. COEFICIENTE DE DRENAJE Cd-----	20
2.3.7. COEFICIENTE DE TRANSMICIÓN DE CARGA J-----	22
2.3.8. MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO E_c -----	22
2.3.9. MÓDULO DE RUPTURA DEL CONCRETO (MR) -----	23
2.3.10. FACTOR DE PÉRDIDA DE SOPORTE L_s -----	24
2.3.11. MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE (K) -----	25
2.3.12. DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE K-----	25
2.3.13. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR DIRECCIÓN-----	26
2.3.14. FACTOR CARRIL-----	26
2.3.15. DETERMINACIÓN DEL TRÁNSITO DE DISEÑO-----	27
2.3.16. CONSIDERACIONES PARA EL CÁLCULO DE LOS EJES EQUIVALENTES-----	27

CAPITULO III. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

3.1. ESTUDIOS DE SUELOS-----	28
3.1.1. ESTUDIO DE LA SUBRASANTE-----	28
3.1.1.1. EXPLORACIÓN Y MUESTREO-----	28
3.1.1.2. AGRUPACIÓN DE MUESTRAS-----	29
3.1.1.3. GRANULOMETRÍA-----	30
3.1.1.4. COLUMNAS ESTRATIGRÁFICAS-----	32
3.1.1.5. PROCTOR ESTANDAR-----	33
3.1.1.6. ENSAYE CBR-----	36
3.1.2. ESTUDIO DE LOS MATERIALES DE BANCO-----	46
3.1.2.1. GRANULOMETRÍA-----	47

3.1.2.2. ESTABILIZACIÓN MECÁNICA PARA LA CAPA DE SUBBASE MEZCLA 70-30-----	48
3.1.2.3. PESOS VOLUMETRICOS SECO SUELTOS Y SECO COMPACTO-----	49
3.1.2.4. PROCTOR MODIFICADO-----	51
3.1.2.5. ENSAYO DE CBR-----	53
3.1.2.6. SELECCIÓN DEL CBR DE DISEÑO-----	56
3.2. DISEÑO DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO POR EL MÉTODO DE LA AASHTO-93-----	59
3.2.1. CONFIABILIDAD R-----	59
3.2.2. DESVIACIÓN NORMAL ESTANDAR ZR-----	59
3.2.3. ERROR ESTANDAR COMBINADO S_o -----	59
3.2.4. VARIACIÓN DEL ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD ΔPSI -----	60
3.2.5. COEFICIENTE DE DRENAJE C_d -----	60
3.2.6. COEFICIENTE DE TRANSMICIÓN DE CARGA J-----	60
3.2.7. MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO E_c -----	60
3.2.8. MÓDULO DE RUPTURA DE CONCRETO M_r -----	61
3.2.9. FACTOR DE PÉRDIDA DE SOPORTE L_s -----	61
3.2.10. DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE-----	61
3.2.11. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR DIRECCIÓN-----	63
3.2.12. FACTOR CARRIL-----	63
3.2.13. PROYECCIÓN NORMAL DEL TRÁFICO-----	63
3.2.14. DETERMINACIÓN DEL TRÁNSITO DE DISEÑO-----	63
3.2.15. CÁLCULO DEL ESAL´S DE DISEÑO-----	64
3.2.16. ESPESOR DE LOSA-----	65
3.2.17. DIMENSIONAMIENTO DE LOS TABLEROS DE LOSA-----	67

1. INTRODUCCIÓN

El buen estado de un sistema de red vial es fundamental para el desarrollo tanto social como económico de una sociedad; en la ciudad de Managua, altos porcentajes de las vías, actualmente construidas, poseen condiciones físicas deficientes en su infraestructura, debido a que los pavimentos existentes ya han cumplido con su vida útil y a algunos de ellos no se les brinda el mantenimiento adecuado, por ende, requieren de una restauración, en la mayoría de los casos, de toda su estructura.

El Distrito V tiene una extensión territorial de 5.78km² y cuenta con aproximadamente 32,614 viviendas y alrededor de 206,884 habitantes entre niños, niñas, jóvenes y personas adultas, de ese total 5834 habitantes son de la comarca de Esquipulas y 2334 habitantes pertenecen al Residencial Las Colinas.

La zona urbana de Managua ha venido desarrollándose debido a la gran cantidad de proyectos habitacionales, surgiendo así la necesidad de garantizar un ordenamiento adecuado, el cual al mismo tiempo garantizaría una distribución apropiada de la red vial en la ciudad.

Esta monografía tiene la finalidad de proponer un diseño de estructura de pavimento rígido, por el método de la AASHTO-93, que cumpla rigurosamente con todas las exigencias presentes en el tramo de carretera Esquipulas-Las Colinas el cual, de respuesta a la problemática actual del pavimento, garantizando un servicio eficiente a la comunidad del Distrito V ubicada en la ciudad de Managua.

El diseño a ejecutar, comprenderá los estudios geotécnicos, aforo vehicular y por consiguiente la determinación de los espesores del sistema de capas superpuestas que formaran parte de la estructura, así como también mapas de macro y micro localización del proyecto. *(Ver Imágenes 1 y 2 en anexos)*

2. ANTECEDENTES:

La creciente demanda habitacional de los últimos años a su vez ha exhortado a la construcción de vías para las urbanizaciones que se han venido desarrollando en la capital Managua. Con el desarrollo progresivo de Las Colinas y zonas aledañas se ha visto la necesidad de diseñar vías que conecten la zona con la red vial de la ciudad, es así como el tramo de Esquipulas- Las Colinas fue siendo construido paralelamente al crecimiento urbanístico para dar una opción más al transporte local.

Han transcurrido varios años desde su progresiva construcción y la Dirección Nacional de Transito de la policía de Managua ha indicado que, el parque automotor, ha incrementado en el 2015, un 10% con respecto al año pasado por la compra de nuevas unidades en el mercado, estimándose en la capital unos 300 mil automotores los cuales demandan vías que permitan una circulación más eficiente.

El volumen de tráfico con el paso del tiempo exige mejores condiciones incluyendo una eficiente carpeta de rodamiento hasta la ampliación misma de la vía; en el tramo Esquipulas-Las Colinas diversos factores han venido generando efectos negativos a la estructura del pavimento existente y al flujo de vehículos debido a la presencia de autos particulares estacionados a los costados reduciendo su capacidad a una vía de un solo carril de circulación.

Según la Delegación del Distrito V para el año 2014 se contaba con 126,329 metros de calles asfaltadas, 59,341 metros de calles adoquinadas, 19,080 metros de calles de concreto hidráulico y 106,216 metros de caminos de tierra y entre los beneficiarios directos que utilizan dichas vías se contabilizan alrededor de 43,287 habitantes y 48,443 beneficiarios indirectos. La Alcaldía ha realizado, continuamente, trabajos de rehabilitación para garantizar un nivel de servicio adecuado, pero es evidente que es necesario hacer una restauración completa del pavimento existente.

3. JUSTIFICACIÓN

Identificando los principales componentes que afectan el deterioro del pavimento y realizando a la vez el análisis de estos, podemos, de esa manera ejecutar acciones que permitan preservar la vía. El tramo en estudio de Esquipulas-Las Colinas actualmente presenta una condición muy desfavorable tales como deterioros superficiales (desprendimiento de la capa de rodadura, exposición de agregados, *imagen 7 en anexos*) y deterioros en la estructura (deformaciones, baches profundos, ondulaciones en la vía y agrietamiento longitudinal, piel de cocodrilo, fisuras, *imagen 3, 4, 5, 6 en anexos*) como para soportar la gran demanda vehicular que posee debido al crecimiento del parque automotor en los últimos años.

Es por esa razón que decidimos hacer un diseño estructural de los espesores de pavimento rígido en conjunto con la delegación del Distrito V de la alcaldía de Managua, con los debidos estudios geotécnicos siguiendo las normas AASHTO de ensaye de materiales para obtener los resultados, a la vez realizar un aforo del tráfico que circula en esa vía y obtener las condiciones de cargas las cuales se proyectan al periodo de diseño del proyecto. El beneficio será directo e indirecto ya que incluirá tanto a los habitantes de la zona como a los conductores de otros distritos que circulen por esa vía.

Una de las bases para poder dinamizar la economía de una nación o bien de una municipalidad es disponer de una red vial con altos niveles de servicio; por lo tanto, la rehabilitación de este tramo es un esfuerzo necesario para poder contribuir al desarrollo de la comunidad.

4. OBJETIVOS

Objetivo general

- Diseñar el pavimento rígido en el tramo de Esquipulas-Las Colinas de 3.9km de longitud por el método de la AASHTO 93.

Objetivo específico

- Efectuar los estudios geotécnicos necesarios a lo largo del tramo y en el material de banco para determinar las características físico-mecánicas y su utilidad en la estructura.
- Determinar la composición y volumen de tránsito en el tramo de Esquipulas-Las Colinas para conocer el número de repeticiones esperadas, durante todo el periodo de diseño, de cada tipo de eje.
- Diseñar los espesores de capas que conformaran la estructura del pavimento rígido para soportar las cargas de diseño impuestas por la acción del tránsito.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. ESTUDIOS DE SUELOS

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

La subbase es la capa de la estructura de pavimento destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas aplicadas a la superficie de rodadura de pavimento, de tal manera que la capa de subrasante la pueda soportar absorbiendo las variaciones inherentes a dicho suelo que puedan afectar la subbase. La subbase debe controlar los cambios de volumen y elasticidad que serían dañinos para el pavimento.

Las propiedades físico-mecánicas son las características utilizadas para la selección de los materiales, las especificaciones de construcción y el control de calidad. La calidad de los suelos, en el caso de las subrasantes, se puede relacionar con el módulo de residencia, valor de soporte CBR.

Para fines de diseño es conveniente que un estudio de suelos abarque los siguientes temas:

- Exploración
- Caracterización
- Propiedades
- Capacidad de soporte

2.1.1. EXPLORACION Y MUESTREO.

La exploración del suelo tiene por finalidad definir el tipo y capacidad de soporte de los suelos de fundación. En la exploración de suelos y rocas primero deberá efectuarse un reconocimiento del terreno y como resultado de ello un programa de exploración e investigación de campo a lo largo de la vía y en las zonas de préstamo, para de esta manera identificar los diferentes tipos de suelo que puedan presentarse. Para la caracterización del suelo, visualmente se clasifica a los suelos en grupos básicos tales como: grava, arena, limos y arcillas.



*Foto No. 1.
Recolección
de muestras
de suelo*

Generalmente el método empleado es la observación directa de las propiedades en campo tales como: textura, forma de los granos, granulometría, plasticidad.

Se deben efectuar:

- a) Calicatas como mínimo cada 250m
- b) La profundidad mínima recomendada es de 1.50m

Fuente: manual para la revisión de estudios de suelos del MTI.

2.1.2. GRANULOMETRIA

La clasificación de suelos es el indicador de las propiedades físico-mecánicas que tienen los suelos. La clasificación que mejor describe y determina las propiedades de un suelo a usarse como subrasante es la clasificación de AASHTO M-145 (*ver tabla 1 en anexo*). En términos generales, un suelo conforme a su granulometría se clasifica así:

- a) Grava: de un tamaño menor a 76.3mm (3plg) hasta tamiz No. 10 (2mm)
- b) Arena gruesa: de un tamaño menor a 2mm hasta No. 40 (0.425mm)
- c) Arena fina: de un tamaño menor de 0.425mm hasta tamiz No. 200 (0.075mm)
- d) Limos y arcillas: tamaños menos de 0.075mm

Conforme AASHTO, un suelo fino es el que tiene más del 35% que pasa por el tamiz No. 200, los cuales se clasifican como A-4, A-5, A-6, A-7. Dos suelos considerados finos que tengan granulometrías similares, pueden llegar a tener propiedades diferentes dependiendo de su plasticidad, característica que se analiza en el suelo que pasa por el tamiz No. 40; dichas propiedades, se analizan conforme a las pruebas de límites de Atterberg, las cuales son:

- Límite líquido o LL: estado de un suelo, cuando pasa de un estado plástico a un estado semilíquido.
- Límite plástico o LP: es la frontera entre el estado plástico y el semisólido de un suelo.
- Índice de plasticidad o IP: es la diferencia entre el LL y LP, que nos indica la plasticidad del material.



Foto No. 2. Ensayo para encontrar el LL del suelo



*Foto No. 3.
Equipo de
Casaarande*

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferiblemente a la numérica en tablas. La grafica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas en las abscisas. La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo.

2.1.3. COLUMNAS ESTRATIGRÁFICAS.

El objetivo es poder observar y reconocer los estratos o capas que se encuentran en un suelo; el perfil se da a partir de los datos de perforaciones o bien de cortes naturales o artificiales que se encuentran en el terreno y la profundidad se da en base a la planteada en el proyecto. Los estratos aparecen como capas horizontales de espesor más o menos uniformes, con interfaces nítidos en comparación al estrato más joven que se encuentra encima y al estrato más antiguo que se encuentra más debajo.

Una columna estratigráfica es la sucesión vertical de rocas sedimentarias existentes en una determinada área y a través de la correlación entre columnas es posible la reconstrucción del perfil estratigráfico entre ellas.

2.1.4. ENSAYES PROCTOR.

Estos métodos de ensayo abarcan los métodos de compactación de laboratorio. El ensayo proctor es prácticamente la referencia para el diseño y control de compactación de los suelos. Los métodos usados para determinar la densidad máxima y humedad óptima en trabajos de mantenimiento y construcción de carretera son los siguientes: Proctor estándar, Proctor Modificado.

2.1.4.1. PROCTOR ESTANDAR.

Se tiene como una reseña que este tipo de proctor se utiliza para simular cargas livianas o cuando se utiliza equipo liviano de compactación.

En los resultados del proctor estándar se pretende encontrar un dato teórico entre la humedad óptima y el peso volumétrico seco óptimo de cada suelo que ha sido compactado, definido previamente para diferentes contenidos de humedad y con estos valores realizaremos el CBR.

Para el cálculo se utilizan las siguientes formulas:

$$\gamma h = \frac{Wm}{Vc} = \frac{Wmc+Wc}{Vc} \quad \gamma d = \frac{\gamma h}{1+W}$$

Donde:

- γh = peso volumétrico húmedo.
- γd = peso volumétrico seco.
- Wm = peso de la muestra compactada
- Vc = Volumen del cilindro.
- Wmc = Peso muestra compactada + cilindro
- Wc = Peso del cilindro.

Tabla A. Alternativas de procedimiento según norma ASTM D 698-91.

Concepto	Método			
	A	B	C	D
Diámetro del molde (cm)	10.16	15.24	10.16	15.24
Volumen del molde (cm³)	943.3	2124	943.3	2124
Peso del martillo (kg)	2.5	2.5	2.5	2.5
Altura de caída del martillo (cm)	30.48	30.48	30.48	30.48
No. De golpes del martillo por capa	25	56	25	56
No. De capas de compactación	3	3	3	3
Energía de compactación(kg-cm/cm²)	6.06	6.03	6.06	6.03
Suelo por usarse pasa por	100% tamiz No. 4	100% tamiz 3/8	El 20% retiene No. 4	Pasa 100% tamiz ¾"

Fuente: Norma ASTM D 698-91

Luego se grafican los pesos volumétricos seco en las ordenadas y contenidos de humedad en las abscisas para obtener la curva de compactación y de ahí tomar el valor del peso volumétrico máximo y la humedad optima los cuales corresponden al punto más alto de la curva.

2.1.4.2. PROCTOR MODIFICADO.

Conforme fueron aumentando las cargas sobre las terracerías por el uso de camiones y aeronaves cada vez más pesados, se vio la necesidad de desarrollar mayores densidades y resistencias en muchos materiales usando mayor trabajo de compactación. Por esta razón se desarrolló la prueba Proctor Modificado.

Tabla B. Alternativas de procedimiento según norma ASTM D 1557-91.

Concepto	Método			
	A	B	C	D
Diámetro del molde (cm)	10.16	15.24	10.16	15.24
Volumen del molde (cm³)	943.3	2124	943.3	2124
Peso del martillo (kg)	4.54	4.54	4.54	4.54
Altura de caída del martillo (cm)	45.7	45.7	45.7	45.7
No. De golpes del martillo por capa	25	56	25	56
No. De capas de compactación	5	5	5	5
Energía de compactación(kg-cm/cm²)	16.49	16.42	16.49	16.42
Suelo por usarse pasa por	100% tamiz No. 4	100% tamiz 3/8	El 20% retiene No. 4	Pasa 100% tamiz 3/4"

Fuente: Norma ASTM D 1557-91

Para el cálculo se utilizaron las mismas fórmulas para proctor estándar.

2.1.5. ESTABILIZACION DE SUELOS.

Las propiedades de un suelo se pueden mejorar por cualquiera de los siguientes procedimientos:

- Estabilización por medios mecánicos, de los que la compactación es el más conocido, pero entre los que las mezclas de suelos se utilizan también muy frecuentemente.
- Estabilización por medios químicos, generalmente lograda por la adición de agentes estabilizantes específicos, como el cemento, cal, el asfalto y otros.

Teniendo en cuenta la variabilidad de los suelos y la composición del mismo, es de esperarse que cada método resulte solo aplicable a un número limitados de ellos. Cuando se diseñan mezclas de suelos, para lograr con ellas unas determinadas propiedades deseables, la granulometría suele ser el requisito más relevante en la fracción gruesa, en tanto que la plasticidad lo es, naturalmente en la fina.

En caso de disponerse de dos materiales, el procedimiento más sencillo para determinar las proporciones en que han de mezclarse para obtener un tercero de características especificadas, consiste en la elaboración de un gráfico.

En nuestro caso utilizamos la especificación de la Nic-2000 que se encuentra en la sección 1003 de agregados, suelos y rocas. (La explicación del procedimiento se encuentra en el capítulo de análisis de datos.)



Foto No. 4.
Determinación del pvss con molde cilíndrico

CUADRO 1003-3
Márgenes del Valor Meta para Graduaciones de Subbase, Base o Capas Superficiales de Agregados

Tamaño del Tamiz	Designación de la Graduación					
	A (Subbase)	B (Subbase)	C (Base)	D (Base)	E (Base)	F Superficie
63 mm	100 ⁽¹⁾					
50 mm	97-100 ⁽¹⁾	100 ⁽¹⁾	100 ⁽¹⁾			
37.5 mm		97-100 ⁽¹⁾	97-100 ⁽¹⁾	100 ⁽¹⁾		
25.0 mm	65-79(6)			97-100 ⁽¹⁾	100 ⁽¹⁾	100 ⁽¹⁾
19.0 mm			67-81 (6)		97-100 ⁽¹⁾	97-100 ⁽¹⁾
12.5 mm	45-59(7)					
9.5 mm				56-70(7)	67-79(6)	
4.75 mm	28-42(6)	40-60(8)	33-47(6)	39-53(6)	47-59(7)	41-71(7)
425 µm	9-17(4)		10-19(4)	12-21(4)	12-21(4)	12-28(5)
75 µm	4.0-8.0(3)	0.0-12.0(4)	4.0-8.0(3)	4.0-8.0(3)	4.0-8.0(3)	9-16(4)

(1) Los procedimientos estadísticos no son aplicables.

() Desviaciones Permisibles (±) de los valores meta.

Fuente: NIC-2000 sección 1003 e agregados suelos y rocas.

2.1.6. PESOS VOLUMETRICOS SECOS SUELTOS Y SECOS COMPACTOS.

Este ensaye se realiza con el fin de conocer la relación que hay entre el peso de una determinada cantidad de material y el volumen de ocupan los mismos sueltos, compactos y este dato es útil al momento de ejecutar la obra en el acarreo de los materiales desde su banco.

Para el peso volumétrico seco suelo se deposita el material en un recipiente metálico a una altura constante y al estar lleno, se enrasa y se repite este procedimiento tres veces y para determinar el peso volumétrico seco compacto, se deposita el material en un recipiente en tres capaz a una altura constante y cada capa es compactada con ayuda de una varilla punta de bala con 25 golpes, de igual manera se repite este procedimiento tres veces.

$$\text{➤ } PVSS = \frac{(\text{peso volumetrico seco} + \text{peso del recipiente}) - (\text{peso del recipiente})}{\text{volumen del recipiente.}}$$

$$\text{➤ } PVSC = \frac{(\text{peso compacto} + \text{peso del recipiente}) - (\text{peso del recipiente})}{\text{volumen del recipiente.}}$$

2.1.7. ENSAYO CBR.

En este ensayo utilizamos la norma ASTM D 1883-99 y para la compactación utilizamos la misma de proctor estándar.

La finalidad de este ensayo, es determinar la capacidad de soporte de los suelos y agregados compactados en el laboratorio, con una humedad óptima y niveles de compactación variables. El ensayo mide la resistencia al cortante (punzonamiento= de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas, permitiendo obtener un % de relación de soporte.

El ensayo permite la relación, en porcentaje, entre el esfuerzo requerido para penetrar un pisto a cierta profundidad dentro del suelo ensayado y el esfuerzo requerido para penetrar un pistón igual, a la misma profundidad, dentro de una muestra patrón de piedra triturada.

$$CBR = \frac{\text{esfuerzo en el suelo ensayado}}{\text{esfuerzo en la muestra patron}} * 100$$

La muestra patrón fue elegida y ensayada por O. J. Potter, en California en 1929, presentando los siguientes esfuerzos para diferentes profundidades de penetración del pistón.

TABLA D. Carga unitaria patrón según su penetración.

Penetración	Milímetro (mm)	2.5	5	7.5	10	12.5
	Pulgadas (plg)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
Carga Unitaria Patrón	Mpa (megapascales)	6.89	10.34	13.1	15.86	17.93
	Lb/plg ²	1000	1500	1900	2300	2600

Fuente: Norma ASTM 1883-99

Para cada muestra preparada se debe dibujar una gráfica relacionando esfuerzo vs. Penetración del pistón y se calcula el valor del CBR para penetración de 0.1” (2.5mm) y 0.2” (5mm) con las siguientes expresiones.

$$\text{➤ } CBR_{0.1} = \frac{\sigma_{0.1}}{1000psi} * 100$$

$$\text{➤ } CBR_{0.2} = \frac{\sigma_{0.2}}{1500psi} * 100$$

Los valores de índice de CBR oscilan entre 0 y 100. Cuando mayor es su valor, mejor es la capacidad portante del suelo. Valores por debajo de 6, deben descartarse. Se requiere que la subrasante sea clasificada en alguna categoría que refleje la gran sensibilidad del diseño a la resistencia del suelo. Dicha categoría se define en la tabla 2 (*ver anexo*).

2.2. ESTUDIOS DE TRÁNSITO.

El volumen de tráfico y su comportamiento definen alcances y demandas de un proyecto vial, por lo tanto, se debe dar importancia a la determinación de los volúmenes de tránsito, tipos de vehículos y comportamiento de estos, características particulares de los automotores; así mismo las características socio-económicas de los usuarios de la Vía. Las estimaciones de las cantidades y características del tráfico se logran sobre la base de las condiciones de topografía del tramo de carretera, de la geometría de la vía, de las condiciones de flujo vehicular y de la circulación vial y peatonal.

2.2.1. TRÁNSITO.

Son los vehículos de todo tipo con sus respectivas cargas, considerados de forma aislada o en conjunto, los cuales circulan en cualquier vía. El tránsito es la variable más importante que afecta el comportamiento del pavimento, por lo que es necesario conocer el número y el tipo de vehículos que circularan por el proyecto, para poder determinar los efectos que estos pueden causar.

2.2.2. COMPOSICIÓN DE TRÁNSITO.

Es la relación porcentual entre el volumen del tránsito correspondiente a cada tipo de vehículos, expresados en función del volumen del tránsito total. Para determinar el número de vehículos, que pasan por un punto determinado, es necesario realizar estudio de volúmenes de tránsito, los cuales pueden variar desde los más amplios en un sistema de caminos, hasta el conteo específico en lugares como: puentes, intersecciones de carreteras etc.

2.2.3. VOLUMEN DE TRÁNSITO.

Es el número de vehículos que pasa por una sección dada de una vía durante un periodo determinado. Los estudios volumétricos de tránsito tienen el propósito de obtener datos estadísticos del flujo de tránsito que permiten conocer el volumen de vehículos que circulan por la vía de una ciudad o por las carreteras del sector rural. Estos datos estadísticos se utilizan para determinar la demanda actual y de proyecciones y pronosticar el tránsito para años futuros y así planificar el sistema de vías de transporte.

2.2.4. TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA).

Consiste en convertir los valores de los conteos realizados durante periodos de tiempo limitados en valores característicos y representativos del ciclo anual. Expresado de otra manera es el número de vehículos que pasan por un lugar determinado durante un año, dividido entre el número de días.

2.2.5. TASA DE CRECIMIENTO.

Es el incremento anual del volumen de tránsito en una vía, expresado en porcentaje. Se determina basándose en los datos de las estaciones de conteo extrapolando la tendencia, de los datos estadísticos.

2.2.6. CLASIFICACIÓN FUNCIONAL DE LAS CARRETERAS.

La clasificación es el proceso por medio del cual las calles y carreteras son organizadas dentro de un sistema funcional, de acuerdo con el carácter de servicio que prestan y que ayude a seleccionar los factores apropiados del tránsito y otras variables que sean necesarias.

2.2.7. PROYECCIÓN NORMAL DEL TRÁFICO.

El objetivo principal es la cuantificación de los volúmenes de tránsito que serán atraídos, generados y desarrollados por el proyecto. La práctica normal de las proyecciones del tráfico es desarrollada en base a estimaciones de viajes. Algunos factores utilizados para las proyecciones del tráfico y que impactan fuertemente son el crecimiento poblacional, el consumo de combustibles, el parque automotor y el producto interno bruto (PIB).

Estas premisas son de mucha importancia para el diseño de los espesores de pavimentos, debido a que estos cambios provocan alteraciones en las concentraciones e intensidades del tráfico.

Es por eso que los volúmenes de tráfico en el año horizonte, su comportamiento y composición, son elementos que definen las características geométricas y estructurales con que será diseñada la vía. Dos conceptos básicos en el tráfico son: **Trafico actual:** Es el tráfico que se produce en la vía independientemente de las condiciones existentes de geometría y estructura.

Trafico desarrollado: es el tráfico compuesto por los viajes que se producirán debido al desarrollo de nuevas áreas en la zona de influencia de proyecto o por mejoramiento de las condiciones socioeconómicas del país. Para proyectar el tráfico se utilizó el modelo de proyecciones del interés compuesto; la fórmula es:

$$T_n = T_o(1 + i)^n$$

Donde:

T_n = Tránsito en cualquier año.

T_o = Tránsito en el año inicial.

i = Tasa de crecimiento anual del tránsito.

n = Periodo de vida útil.

2.3. DISEÑO DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO POR EL MÉTODO DE LA AASHTO 93.

El método se basa en los resultados experimentales obtenidos en tramos viales de prueba en EEUU, específicamente en Ottawa, fueron realizados por la AASHO que actualmente es AASHTO. La dependencia a cargo en ese entonces fue de la Highway Research Board, National Academy of Sciences, National Research Council, Washington 25 D.C. La planeación de este proyecto data de 1951 y la construcción de los diferentes tramos comenzó en 1956, finalizando el experimento en 1961.

El objetivo principal de los tramos de prueba fue el obtener relaciones y correlaciones confiables entre el comportamiento de pavimentos diseñados con los mismos criterios, apoyados en suelos similares y en condiciones de tránsito exactamente iguales. Las superficies de rodamiento construidas fueron: carpetas asfálticas, losas de concreto hidráulico sin reforzar y losas de concreto con refuerzo continuo.

2.3.1. VARIABLES DEL TIEMPO.

Existen dos variables a considerar, estas son:

- ❖ Periodo de Análisis
- ❖ Vida útil del pavimento.

La vida útil es el periodo entre la construcción o rehabilitación del pavimento y el momento en que este alcanza un grado de serviciabilidad mínimo. El periodo de análisis es el tiempo total que cada estrategia de diseño debe cubrir. Puede ser igual que la vida útil, pero en casos en donde se prevean reconstrucciones a lo largo del tiempo, el periodo de análisis comprende varios periodos de vida útil, el del pavimento original y el de los distintos esfuerzos. El periodo de análisis para nuestro estudio es de 20 años para nuestro proyecto.

2.3.2. CONFIABILIDAD R.

Este valor se refiere al grado de seguridad o veracidad; de que el diseño de la estructura de un pavimento puede llegar al fin de su proyecto de diseño en buenas condiciones. Los niveles de confiabilidad R en relación al tipo de carretera que se trate y del ESAL'S de diseño.

Tabla E: Valores de niveles de confiabilidad R según tipo de carretera

Tipo de Carretera	Niveles de confiabilidad R	
	Suburbanas	Rurales
Autopista Regional	85 - 99.9	80 - 99.9
Troncales	80 - 99	75 - 95
Colectoras	80 - 95	50 - 80

Fuente: Manual centroamericano de diseño de pavimentos de la SIECA.

El producto de $Z_r \times S_o$ efectivamente es un factor de seguridad que se aplica la estimación del tránsito de una carretera, en la fórmula de diseño de AASHTO, esta misma recomienda que el factor de seguridad este en función del tránsito que circula sobre el carril de diseño.

2.3.3. DESVIACIÓN NORMAL ESTÁNDAR ZR.

Esta variable define que, para un conjunto de variables (Espesor de las capas, características de los materiales, condiciones de drenaje, etc.) que intervienen en un pavimento, el tránsito que puede soportar el mismo a lo largo de un periodo de diseño sigue una ley de distribución normal con una media M_t y una desviación típica S_o y por medio de la tabla que se presenta a continuación con dicha distribución se obtiene el valor de Z_r en función de un nivel de confiabilidad R, de forma que exista una posibilidad de que $1-R/100$ del tránsito realmente soportado sea inferior a $Z_r \times S_o$.

Tabla F. Desviación estándar normal, valores que corresponden a los niveles seleccionados de confiabilidad

Confiabilidad r (%)	(Zr)	(So)
50	0.000	0.35
60	-0.253	0.35
70	-0.524	0.34
75	-0.647	0.34
80	-0.841	0.32
85	-1.037	0.32
90	-1.282	0.31
91	-1.340	0.31
92	-1.405	0.30
93	-1.476	0.30
94	-1.555	0.30
95	-1.645	0.30
96	-1.751	0.29
97	-1.881	0.29
98	-2.054	0.29
99	-2.327	0.29
99.9	-3.090	0.29
99.99	-3.750	0.29

Fuente: Manual centroamericano de diseño de pavimentos de la SIECA.

2.3.4. ERROR ESTÁNDAR COMBINADO SO.

Este valor representa la variación estándar conjunta, e incluye la desviación estándar de la ley de predicción del tránsito en el periodo de diseño con la desviación estándar de la ley de predicción del comportamiento del pavimento, es decir, el número de ejes que puede soportar el pavimento hasta que su índice de serviciabilidad descienda. Se recomienda utilizar So valores comprendidos dentro de los intervalos siguientes:

1. Pavimentos rígidos 0.30-0.40.
2. En construcciones nuevas 0.35
3. En sobre-capas 0.40.

2.3.5. VARIACIÓN DEL ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD Δ PSI.

Es el valor que indica el grado o confort que tiene la superficie para el desplazamiento natural y normal del vehículo, en otras palabras, un pavimento en perfecto estado se le asigna un valor de serviciabilidad inicial que depende del diseño del pavimento y de la calidad de la construcción y un pavimento en franco deterioro o con un índice de serviciabilidad final que depende de la categoría del camino y se adopta en base a esto y al criterio del proyectista; la diferencia de estos dos valores se conoce como pérdida de serviciabilidad es decir el índice de serviciabilidad presente, actualmente para medir este deterioro se utiliza el IRI, índice internacional de rugosidad, para lo cual se usa de un equipo especializado.

Tabla G. Índices de serviciabilidad inicial en función del tipo de pavimento.

Po = 4.5 para pavimentos rígidos

Po = 4.2 para pavimentos flexibles

Fuente: Manual centroamericano de diseño de pavimentos de la SIECA.

Tabla H. Índice de serviciabilidad final según la categoría del camino.

Pt = 2.5 o más para caminos muy importantes
--

Pt = 2.0 para caminos de transito menor
--

Fuente: Manual centroamericano de diseño de pavimentos de la SIECA.

2.3.6. COEFICIENTE DE DRENAJE C_d .

El valor del coeficiente de drenaje está dado por dos variables que son:

- a. La calidad del drenaje, que viene determinado por el tiempo que tarda el agua infiltrada en ser evacuada de la estructura del pavimento.

- b. Exposición a la saturación, que es el porcentaje de tiempo durante el año que un pavimento está expuesto a niveles de humedad que se aproximan a la saturación. Este porcentaje depende de la precipitación media anual y de las condiciones de drenaje.

Tabla I. Tiempo de evacuación del agua sobre la estructura del pavimento en función de la calidad del drenaje

Calidad del drenaje	Tiempo que tarda el agua en ser evacuada
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Mediano	1 semana
Malo	1 mes
Muy malo	el agua no evacua

Fuente: Manual centroamericano de diseño de pavimentos de la SIECA.

Combinando todas las variables que intervienen para llegar a determinar el coeficiente de drenaje Cd.

TABLA J. Porcentaje del tiempo en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.

Calidad del drenaje	Menos de 1%	1 % - 5 %	5 % - 25 %	más del 25%
Excelente	1.25 - 1.20	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10
Bueno	1.20 - 1.15	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00
Mediano	1.15 - 1.10	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90
Malo	1.10 - 1.00	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80
Muy malo	1.00 - 0.90	0.90 - 0.80	0.80 - 0.70	0.70

Fuente: Manual centroamericano de diseño de pavimentos de la SIECA.

2.3.7. COEFICIENTE DE TRASMISIÓN DE CARGA J.

Este factor se utiliza para tomar en cuenta la capacidad del pavimento de concreto de transmitir las cargas a través de los extremos de las losas (juntas o grietas), su valor depende de varios factores, tales como: Tipo de pavimento (en masa reforzando en las juntas, de armadura continua, etc.); el tipo de borde u hombro (de asfalto o de concreto unida al pavimento principal).

La colocación de elementos de transmisión de carga (pasadores en los pavimentos con juntas, acero en los armados continuos, etc.)

TABLA K. Valores de coeficiente de transmisión de carga en función del tipo de hombro y pavimento.

Tipo de Pavimento	Hombro			
	Elemento de transmisión de carga			
	Con. Asfáltico		Con. Hidráulico	
	SI	NO	SI	NO
No reforzado o reforzado con juntas	3.2	3.8 - 4.4	2.5 - 3.1	3.6 - 4.2
Reforzado continuo	2.9 - 3.2	----	2.3 - 2.9	----

Fuente: Manual centroamericano de diseño de pavimentos de la SIECA.

2.3.8. MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO E_c .

El módulo de elasticidad del concreto (E_c) se puede determinar conforme el procedimiento descrito en la norma ASTM C-469 o correlacionando con otras características del material como es la resistencia de compresión. En algunos códigos se indica que, para cargas instantáneas.

TABLA L. Calculo del módulo de elasticidad E_c según tipo de agregado y origen

Tipo de agregado y origen	Módulo de Elasticidad E_c , Mpa	Módulo de Elasticidad E_c , kg/ cm ²
Grueso – ígneo	$E_c = 5,500 \times (f'c)^{1/2}$	$E_c = 17,000 \times (f'c)^{1/2}$
Grueso – metamórfico	$E_c = 4,700 \times (f'c)^{1/2}$	$E_c = 15,000 \times (f'c)^{1/2}$
Grueso - sedimentario	$E_c = 3,600 \times (f'c)^{1/2}$	$E_c = 11,500 \times (f'c)^{1/2}$
Sin información	$E_c = 3,900 \times (f'c)^{1/2}$	$E_c = 12,500 \times (f'c)^{1/2}$

Fuente: Manual centroamericano de diseño de pavimentos de la SIECA.

La ecuación recomendada por la AASHTO en el diseño para obtener el módulo de elasticidad es psi es:

$$E_c = 57000\sqrt{f'c}$$

2.3.9. MÓDULO DE RUPTURA DE CONCRETO (MR).

Debido a que los pavimentos de concreto trabajan principalmente a flexión es recomendable que su especificación de resistencia sea acorde con ello, por eso el diseño considera la resistencia del concreto trabajando a flexión, que se le conoce como resistencia a la flexión por tensión ($S'c$) o módulo de ruptura (MR) normalmente especificada a los 28 días.

El módulo de ruptura se mide mediante ensayos de vigas de concreto aplicándoles cargas en los tercios de los claros de apoyo. Esta prueba está normalizada por la ASTM C78. Existe una prueba similar con la aplicación de la carga al centro del claro que genera resultados diferentes de resistencias a la flexión (aproximadamente del 15% al 20% mayor) pero que no son los que considera AASHTO para el diseño. El módulo de ruptura en (psi) se calcula con la siguiente ecuación proporcionada en la guía de diseño de la AASHTO:

$$MR = C\sqrt{f'c}$$

Donde el valor de C varía entre 7.5 y 12, la AASHTO recomienda el valor de 10 para pavimentos típicos de concreto.

2.3.10. FACTOR DE PÉRDIDA DE SOPORTE LS.

Este factor, es el que se le da a la pérdida de soporte que pueden llegar a tener las losas de un pavimento de concreto, por defecto de la erosión en la subbase por corrientes de agua o por los asentamientos diferenciales de la subrasante.

Este factor no aparece de forma directa en la fórmula de diseño para obtener el espesor de un pavimento de concreto; pero si esta de forma indirecta a través de la reducción de Modulo de reacción efectivo de la superficie (Subrasante) en que se apoya las losas. En la siguiente tabla se dan los valores para los distintos tipos de subbase y bases.

TABLA M. Valores típicos de factores de pérdida de soporte para varios tipos de materiales.

Tipo de Material	Pérdida de Soporte (LS)
Base Granular Tratada con Cemento (E=1 000 000 a 2 000 000 lb/pulg ²)	0.0 a 1.0
Mezclas de Agregado y Cemento (E=500 000 a 1 000 000 lb/pulg ²)	0.0 a 1.0
Base Tratada con Asfalto (E=350 000 a 1 000 000 lb/pulg ²)	0.0 a 1.0
Mezclas Estabilizadas con Materiales Bituminosos (E=40 000 a 300 000 lb/pulg ²)	0.0 a 1.0
Mezclas Estabilizadas con Cal (E=20 000 a 70 000 lb/pulg ²)	1.0 a 3.0
Materiales Granulares No Aglomerados (E=15 000 a 45 000 lb/pulg ²)	1.0 a 3.0
Materiales de Grano Fino o Subrasante Natural (E=3 000 a 40 000 lb/pulg ²)	2.0 a 3.0

Fuente: Manual centroamericano de diseño de pavimentos de la SIECA.

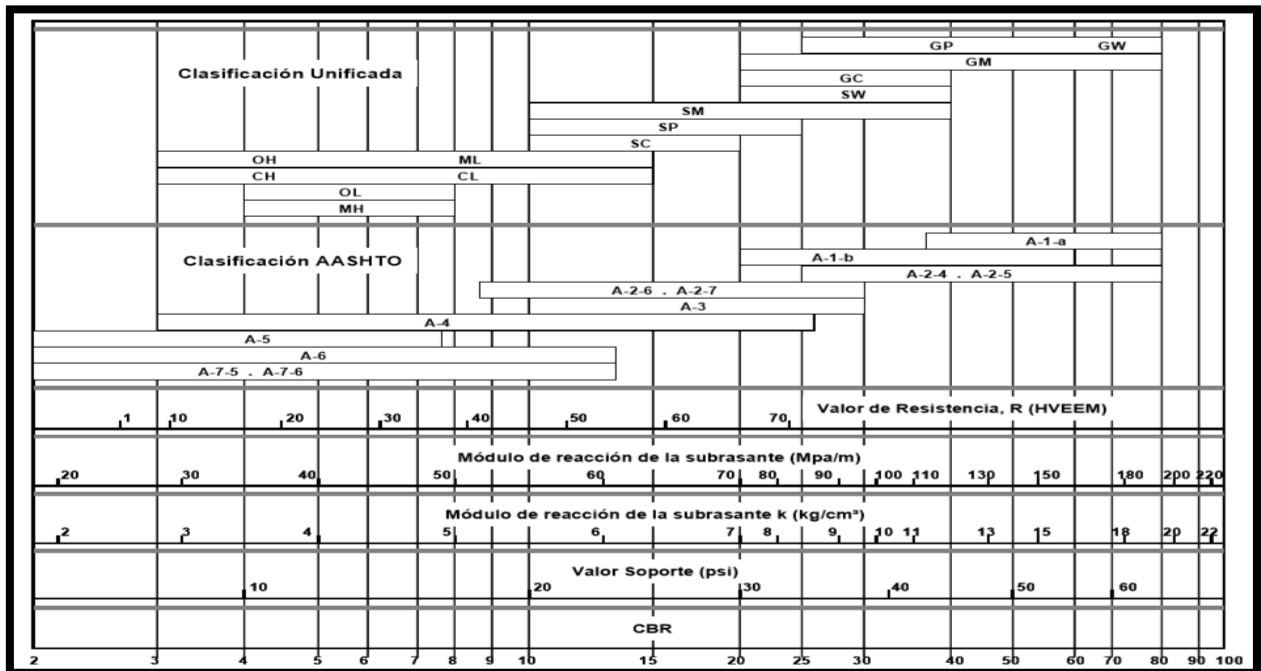
2.3.11. MÓDULO DE REACCIÓN K DE LA SUBRASANTE (K).

El módulo de reacción K de la superficie en que se apoya el pavimento de concreto o modulo efectivo de la subrasante, es el valor de la capacidad de soporte del suelo, la cual depende del módulo de Resiliencia de la subrasante y subbase, así como del módulo de elasticidad de la subbase. Para determinar el módulo de elasticidad de la subbase, es factible la correlación con el uso de otros parámetros, tales como: CBR y valor R.

2.3.12. DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE (K).

Debido a que el equipo utilizado para determinar este valor es muy costoso, se debe relacionar este valor con otros módulos o valores de resistencia de la subrasante, es por ello que se utiliza el siguiente gráfico para obtener los valores de K:

Figura 1. Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos.



Fuente: Manual centroamericano de diseño de pavimentos de la SIECA.

2.3.13. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR DIRECCIÓN.

El factor sentido del total del flujo vehicular censado, en la mayoría de los casos este valor es de 0.5; ya que la mitad de los vehículos va en una dirección y la otra mitad en la otra dirección. Puede darse el caso de ser mayor en una dirección que en otra, lo cual puede deducirse del conteo de tránsito efectuado.

Lo más importante de esto, será la diferencia de peso entre de los vehículos que van en una y otra dirección; como puede suceder por la cercanía de una fábrica, puerto etc.

2.3.14. FACTOR CARRIL.

Se define por el carril de diseño aquel que recibe el mayor número de ESAL'S para un camino de dos carriles como es en nuestro caso; uno por cada dirección. Cualquiera puede ser el carril de diseño, ya que el tránsito por dirección forzosamente se canaliza por ese carril, el de diseño será el extremo por el hecho de que los vehículos pesados van en ese carril.

TABLA N. Diferentes valores de F_c según el número de carriles por sentido.

N° de carril en cada sentido	Porcentaje de w18 en el carril de diseño
1	100
2	80 - 100
3	60 - 80
4 o más	50 - 75

Fuente: Manual centroamericano de diseño de pavimentos de la SIECA.

2.3.15. DETERMINACION DEL TRÁNSITO DE DISEÑO.

Es la cantidad de vehículos por cada tipo que circulan durante toda la vida útil del proyecto. Para efectuar los cálculos se utilizó la siguiente ecuación:

$$T_D = T_o \times F_D \times F_C \times F_{CA} \times 365$$

Donde:

T_D = Transito de Diseño.

T_o = Transito del año inicial.

F_D = Factor direccional.

F_C = Factor Carril.

n = Periodo de diseño.

F_{CA} = Factor de crecimiento anual establecido por: $F_{CA} = \frac{(1+i)^n - 1}{i}$

Donde:

F_{CA} = Factor de crecimiento.

i = Tasa de crecimiento del Tránsito.

n = Periodo de Diseño.

2.3.16. CONSIDERACIONES PARA EL CÁLCULO DE LOS EJES EQUIVALENTES.

Las diferentes cargas que actúan sobre un pavimento producen a su vez diferentes tensiones y deformaciones en el mismo; los diferentes espesores de pavimento y diferentes materiales, responden en igual forma de diferente manera a igual carga. Como estas cargas producen diferentes tensiones y deformaciones en el pavimento, las fallas tendrán que ser distintas.

Para tomar en cuenta esta diferencia, el volumen de transito se transforma en un número equivalente de ejes de una determinada carga, que a su vez producirá el mismo daño que toda la composición del tránsito mixto de los vehículos, esta carga uniformada según AASHO es de 80 KN o 18 kips (18,000 Lbs) y la conversión se hace a través de los factores equivalentes de carga LEF. (Ver tablas anexo).

III. ANALISIS E INTERPRETACION DE RESULTADOS.

3.1. ESTUDIOS DE SUELOS.

ESTUDIOS DE LA SUBRASANTE.

3.1.1.1. EXPLORACION Y MUESTREO.



*Foto No. 5.
Calicata de
1.5mts de
profundidad
estación
0+000*

El acceso hacia la vía puede ser desde la tercera entrada hacia Las Colinas o desde el kilómetro 13 carretera a Masaya en la entrada a Esquipulas, tomando como referencia al colegio Lincoln o el Marie Curie.

La toma de muestras de suelo comenzó en la estación 0+000 en la entrada a Esquipulas de la vía en estudio, iniciando la excavación en el lado izquierdo luego en el lado derecho y así sucesivamente hasta finalizar en la entrada a Las Colinas en la estación 3+900. Las calicatas tenían una profundidad promedio de 1.5mts y 30cm de diámetro.

Los equipos utilizados fueron: 1 pala, 1 palín, y una barra; las muestras de suelo fueron colocadas en bolsas arroberas (bolsas de 25lbs) transparentes y cada estrato iba con su respectiva ficha técnica, incluyendo estación, ubicación, profundidad, color, estado, textura y plasticidad.

Recopilación de los datos de campo.

Sondeo	Estratos	Espesor del estrato (m)
1	1	1.5
2	1	0.85
	2	0.65
3	1	1.5
4	1	1.2
5	1	1.35
6	1	1.5
7	1	1.4
8	1	0.7
	2	0.8
9	1	1.5
10	1	1.5
11	1	1.3

Se realizaron 11 sondeos a una distancia de 350 mts, según el *Manual para Revisión de suelo del MTI*, para luego agruparlas en el laboratorio de la UNI e iniciar con los ensayos necesarios para el conocimiento de la granulometría, capacidad a compresión del suelo y demás propiedades.

3.1.1.2. AGRUPACION DE MUESTRAS.

Se procedió a llevar los 11 sondeos al laboratorio de suelo de la UNI e introducirlos en el horno dentro de diferentes taras para que luego del secado pudiéramos agrupar con mayor claridad las diferentes muestras en diversos grupos.

Agrupación de muestras por color, consistencia, plasticidad.		
Muestra	Sondeo	Estrato
1	3	1
	2	1
2	2	2
	5	1
3	4	1
4	1	1
5	11	1
6	10	1
7	8	2
	9	1
8	6	1
	7	1
9	8	1

De esta tabla podemos observar que al final obtenemos 9 muestras para nuestro estudio y que no tenemos mucha variación en los estratos de los sondeos.

3.1.1.3. GRANULOMETRÍA.

Resumen granulométrico de las muestras.

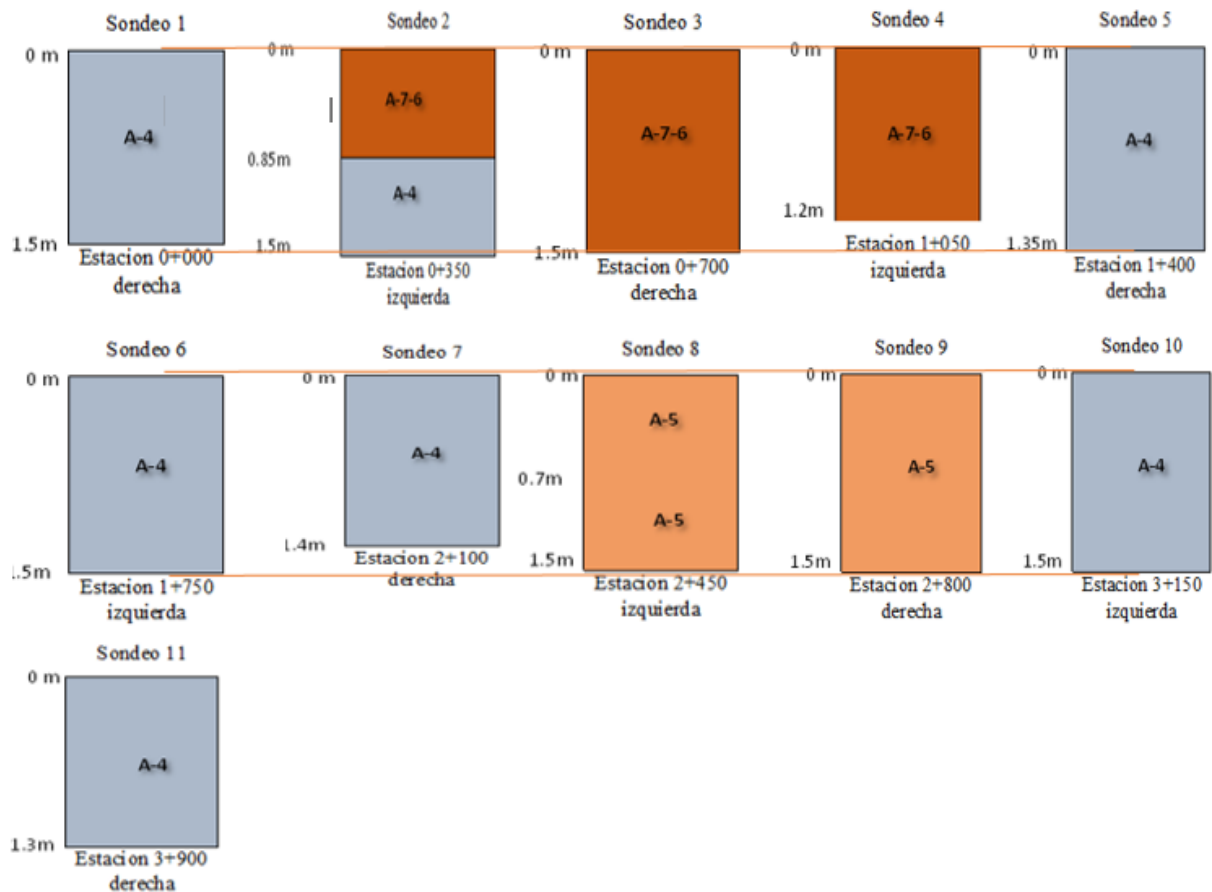
Muestra	% que pasa						
	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	10	40	200
M-1	99	98	96	88	71	48	43
M-2	100	100	99	86	74	60	39
M-3	91	90	88	76	69	58	53
M-4	100	100	99	96	91	72	48
M-5	100	100	100	100	97	82	60
M-6	100	99	99	97	88	70	53
M-7	92	85	80	64	58	51	41
M-8	99	99	98	96	87	67	55
M-9	100	100	96	95	81	69	58

Muestras	LL	IP	IG	Subgrupo	% que pasa el tamiz No. 200	Clasificación
M-1	51.94	12.26	3	22	43	A-7-6
M-2	30.53	1.32	0	--	39	A-4
M-3	43.96	12.12	5	14	53	A-7-6
M-4	0	0	0	--	48	A-4
M-5	0	0	0	--	60	A-4
M-6	34.82	7.56	2	--	53	A-4
M-7	43.38	5.28	0	--	41	A-5
M-8	34.76	6.59	2	--	55	A-4
M-9	47.73	7.69	4	--	58	A-5

Todas nuestras muestras tienen un valor mayor al 35% del porcentaje que pasa por el tamiz No. 200 lo que nos indica que estamos tratando con suelos limosos-arcillosos. La clasificación de los suelos se realizó con la tabla 1 ubicada en los anexos usando el método de la AASHTO. En conclusión, podemos decir que tenemos 3 tipos de suelos que son el A-4, A-5, A-7-6.

Los suelos finos de la subrasante en estudio, de no ser fisurados o agrietados, son impermeables, permitiendo la acumulación de aguas, otra característica es que una vez saturados pueden presentar asentamientos bruscos bajo cargas, en estado seco se contraen y pueden presentar expansión al aumentar su contenido de agua. La susceptibilidad de estos suelos ante la licuación es prácticamente nula. Los suelos A-4, el A-5 son limos con poca plasticidad y el A-7-6 presenta una marcada cohesión cuando la masa de suelo es mezclada con agua.

3.1.1.4. COLUMNA ESTRATIGRAFICA.



En la imagen podemos observar los 11 sondeos realizados, a una profundidad promedio de 1.5m y se representan los 3 tipos de suelo con sus diferentes estratos, el 63% del suelo es A-4, el 18% es A-7-6 y el 9% es A-5, la parte más crítica la tenemos en los 700metros de suelo A-7-6 que es donde se presentan los mayores asentamientos y lo que afecta aún más, es que la vía no posee un sistema de drenaje. (Ver imágenes 4, 5, 6, en anexos). En general la estratigrafía del lugar no varía mucho.

3.1.5. PROCTOR ESTANDAR.

La prueba de proctor reproduce en el laboratorio el tipo de compactación uniforme de la parte interior hacia la superficie de la capa de rodamiento.

De los 4 métodos especificados en la norma ASTM D 698-91 utilizamos el A ya que el suelo a usarse para el 100% el tamiz No. 4 tomando aproximadamente 3kg de muestra por cada prueba colocando 3 capas por molde cilindro a 1/3 de su altura y aplicando 25 golpes por capa.

Suelo A-4

Tabla de datos:

Ensaye No.	1	2	3	4
Vol. del cilindro (cm ³)	943.3	943.3	943.3	943.3
Peso del molde cilíndrico (gr)	4190	4190	4190	4190
peso del material + molde cilíndrico(gr)	5617.287	5940	5948	5884
peso del material (gr)	1427.287	1750.000	1758.000	1694.000
Peso tara(gr)	41.200	41.300	31.300	47.600
Peso seco + tara(gr)	225.400	179.900	222.220	260.300
Peso húmedo + tara (gr)	240.000	207.500	272.200	324.000
% de humedad	7.926	19.913	26.179	29.948
Peso volumétrico húmedo(gr/cm ³)	1.513	1.855	1.864	1.796
peso volumétrico seco (gr/cm ³)	1.402	1.547	1.477	1.382



Suelo A-5

Tabla de datos:

Ensayo No.	1	2	3	4
Vol. del cilindro (cm ³)	943.300	943.300	943.300	943.300
Peso del molde cilíndrico (gr)	4190	4190	4189	4189
peso del material + molde cilíndrico(gr)	5409	5695	5800	5682
peso del material (gr)	1219	1505	1611	1493
Peso tara(gr)	41.4	40.6	39.9	41.2
Peso seco + tara(gr)	187.700	185.000	226.500	213.950
Peso húmedo + tara (gr)	208.200	223.800	285.800	285.400
% de humedad	14.012	26.870	31.779	41.360
Peso volumétrico húmedo(gr/cm ³)	1.292	1.595	1.708	1.583
peso volumétrico seco (gr/cm ³)	1.133	1.258	1.296	1.120



Suelo A-7-6

Tabla de datos:

Ensayo No.	1	4	5	6
Vol. del cilindro (cm ³)	943.300	943.300	943.300	943.300
Peso del molde cilíndrico (gr)	4189	4189	4189	4189
peso del material + molde cilíndrico(gr)	5441	5715	5811	5717
peso del material (gr)	1252	1526	1622	1528
Peso tara(gr)	40.1	29.1	47.6	29.1
Peso seco + tara(gr)	200.400	175.000	217.300	194.800
Peso húmedo + tara (gr)	221.500	209.300	266.700	259.900
% de humedad	13.163	23.509	29.110	39.288
Peso volumétrico húmedo(gr/cm ³)	1.327	1.618	1.719	1.620
peso volumétrico seco (gr/cm ³)	1.173	1.310	1.332	1.163



Para el estudio de la subrasante utilizamos el ensaye de proctor estándar ya que nuestro suelo presenta bastante material fino y la simulación de cargas de compactación es menor.

Cuadro de resumen.

Suelo	Humedad óptima (%)	Peso volumétrico seco (gr/cm ³)
A-4	19.8	1.544
A-5	31.68	1.285
A-7-6	27.1	1.344

Los suelos en estudio son limosos-arcillosos por lo tanto son bastante absorbentes de ahí que el porcentaje de humedad optima obtenido para los tres tipos de suelo es bien elevado y de no aplicarse el CBR de diseño (*inciso 3.1.2.6 del presente documento*) esto puede llegar a provocar cambios de volúmenes y hundimientos, factores que con el paso del tiempo dañarían la losa de concreto. Los valores obtenidos corresponden al número más alto de la curva, es decir el punto frontera entre las ramas secas y húmedas.

3.1.1.5. ENSAYO CBR.

Para cada tipo de suelo utilizamos 3 cilindros, uno compactado con 10 golpes otro con 25 y el ultimo de 56 para luego dejarlos saturando por 96 horas y al final ensayarlos en la máquina del CBR anotando las lecturas de carga en los siguientes niveles de penetración: 0.025, 0.05, 0.075, 0.1, 0.125, 0.150, 0.175, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5mm.

Suelo A-4

Tabla de datos de laboratorio.

Prueba No.	1	2	3
No. De capas	3	3	3
No. De golpes por capa	10	25	56
Peso del Molde + suelo compacto (gr)	10761	10865	11120
Peso del molde (gr)	7180	7106	7146
Peso suelo compacto (gr)	3581	3759	3974
Volumen del molde(cm ³)	2124	2124	2124
Peso tara + suelo húmedo (gr)	208.6	211.1	223.6
Peso tara + suelo seco (gr)	179.4	182.9	191.7
Peso del agua (gr)	29.2	28.2	31.9
Peso de la tara (gr)	32.3	41.7	31.4
Peso suelo seco (gr)	147.1	141.2	160.3
Contenido de humedad (%)	19.9	20.0	19.9
Densidad húmeda (gr/cm ³)	1.69	1.77	1.87
Densidad seca (gr/cm ³)	1.4067	1.4752	1.5605
Expansión. Long inicial (cm)	11.6	11.6	11.6
Expansión. Long final	11.8	11.8	11.8
% de expansión	1.2	1.2	1.2

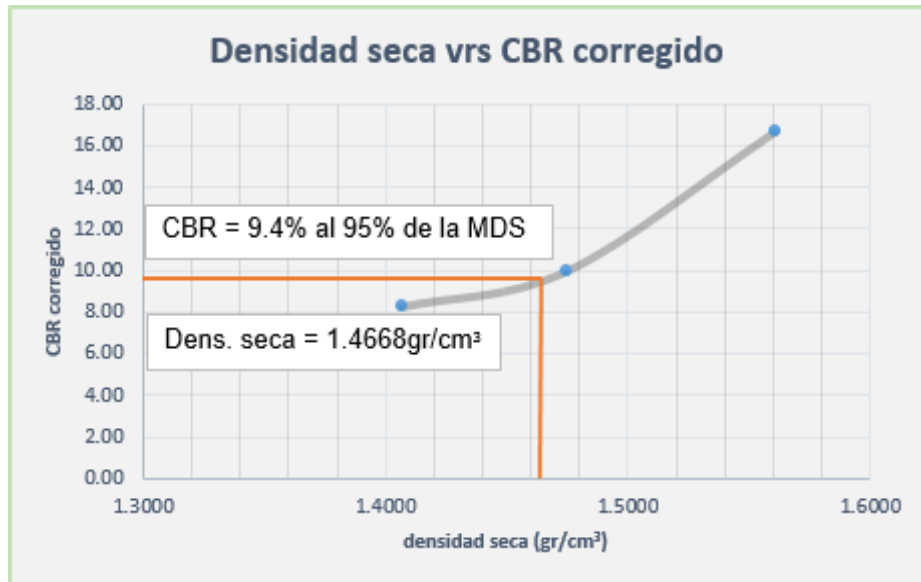
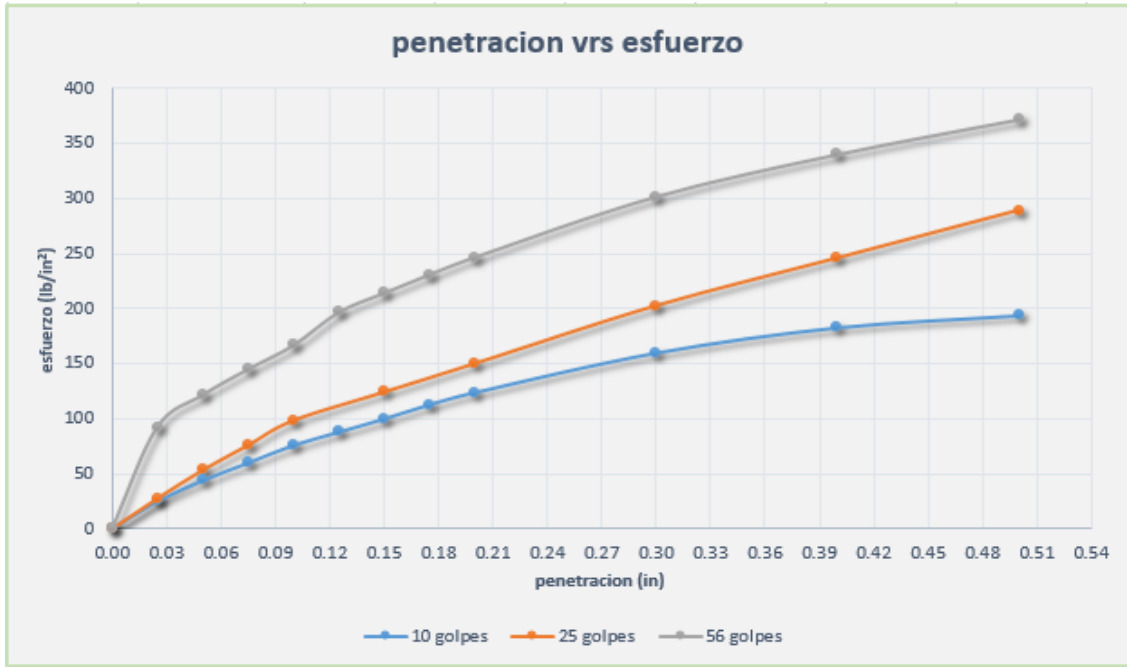
Tabla de datos de la máquina de CBR.

Penetración 10 golpes						
mm	plg	lectura del deformímetro de carga	esfuerzo (lb/in ²)	CBR (%)	esfuerzo corregido(lb/in ²)	CBR corregido(lb/in ²)
0	0	0	0	0	0	0
0.64	0.025	1	17.65	1.77	25	2.50
1.27	0.050	1.9	33.535	3.35	44	4.40
1.9	0.075	2.6	45.89	4.59	60	6.00
2.54	0.100	3.2	56.48	5.65	76	7.60
3.18	0.125	4	70.6	7.06	88	8.80
3.81	0.150	4.5	79.425	7.94	100	10.00
4.45	0.175	5.1	90.015	9.00	113	11.30
5.08	0.200	5.9	104.135	6.94	124	8.27
7.62	0.300	8.1	142.965	7.52	160	8.42
10.16	0.400	10.1	178.265	7.75	183	7.96
12.7	0.500	12.2	215.33	8.28	194	7.46

Penetración 25 golpes						
mm	plg	lectura del deformímetro de carga	esfuerzo (lb/in ²)	CBR (%)	esfuerzo corregido(lb/in ²)	CBR corregido(lb/in ²)
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.64	0.025	2.6	45.89	4.59	27.5	2.75
1.27	0.05	3	52.95	5.30	53.33	5.33
1.9	0.075	3.4	60.01	6.00	75.84	7.58
2.54	0.1	5	88.25	8.83	98.33	9.83
3.81	0.15	6.5	114.725	11.47	124.17	12.42
5.08	0.2	8	141.2	9.41	150	10.00
7.62	0.3	11	194.15	10.22	202.5	10.66
10.16	0.4	13.5	238.275	10.36	245.83	10.69
12.7	0.5	16	282.4	10.86	289.16	11.12

Penetración 56 golpes						
mm	plg	lectura del deformímetro de carga	esfuerzo (lb/in ²)	CBR (%)	esfuerzo corregido(lb/in ²)	CBR corregido(lb/in ²)
0	0	0	0	0	0	0
0.64	0.025	3.5	61.775	6.18	92.5	9.25
1.27	0.050	4.8	84.72	8.47	121.67	12.17
1.9	0.075	6.3	111.195	11.12	144.99	14.50
2.54	0.100	7.8	137.67	13.77	166.67	16.67
3.18	0.125	8.7	153.555	15.36	196.67	19.67
3.81	0.150	10.1	178.265	17.83	214.17	21.42
4.45	0.175	11.8	208.27	20.83	230.84	23.08
5.08	0.200	12.7	224.155	14.94	246.67	16.44
7.62	0.300	15.8	278.87	14.68	301.67	15.88
10.16	0.400	18.4	324.76	14.12	340	14.78
12.7	0.500	20.1	354.765	13.64	371.67	14.30

Grafica de Penetración vs. Esfuerzo.



Densidad seca Max. (gr/cm³)	1.544
CBR al 100%	14.60
CBR al 95%	9.4

CBR entre 8-20 de regular a bueno para uso de subrasante. Ver tabla 2 en anexos. Los valores de CBR corregido se tomaron de los mayores entre 0.1 y 0.2 de penetración.

Suelo A-5

Prueba No.	1	2	3
No. De capas	3	3	3
No. De golpes por capa	10	25	56
Peso del molde + suelo compacto (gr)	10440	10580	10770
Peso del molde (gr)	7138	7110	7098
Peso suelo compacto (gr)	3302	3470	3672
Volumen del molde(cm ³)	2124	2124	2124
Peso tara + suelo húmedo (gr)	224.9	299.1	259.3
Peso tara + suelo seco (gr)	178.3	236.9	203.8
Peso del agua (gr)	46.6	62.2	55.5
Peso de la tara (gr)	32.3	41.2	31.2
Peso suelo seco (gr)	146.0	195.7	172.6
Contenido de humedad (%)	31.9	31.8	32.2
Densidad húmeda (gr/cm ³)	1.55	1.63	1.73
Densidad seca (gr/cm ³)	1.1785	1.2397	1.3082
Expansión. Long inicial (cm)	11.6	11.6	11.6
Expansión. Long final	11.8	11.8	11.8
% de expansión	1.2	1.2	1.2

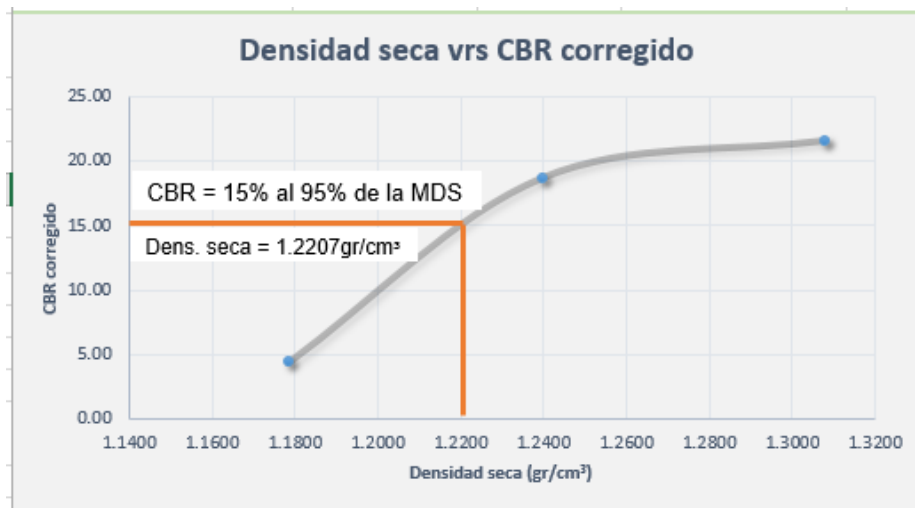
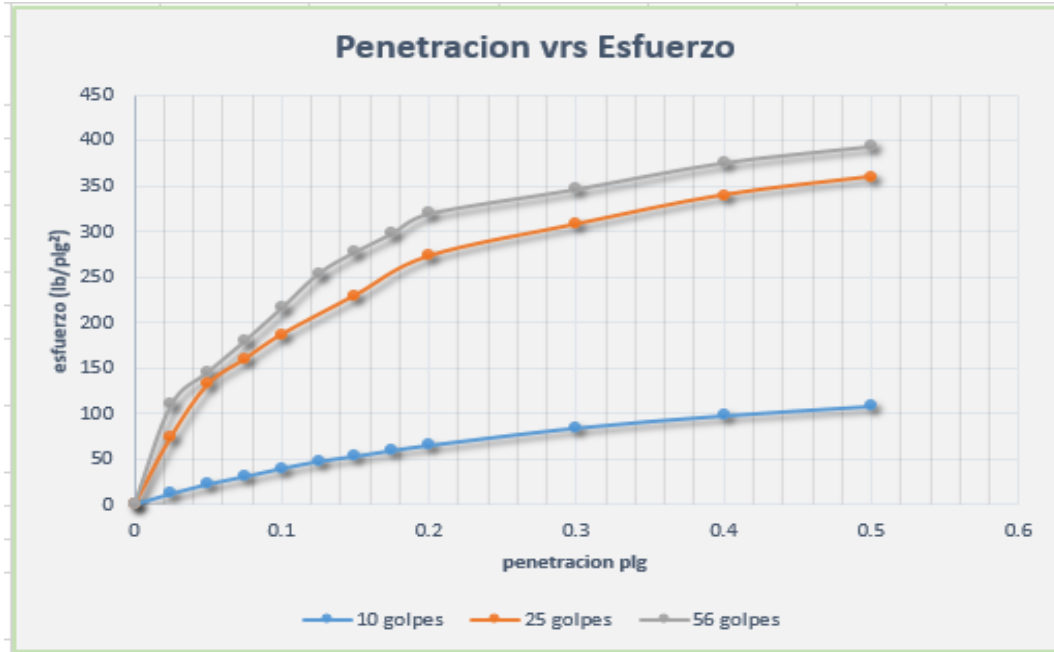
Tabla de datos de la máquina del CBR.

Penetración 10 golpes						
mm	plg	lectura del deformímetro de carga	esfuerzo (lb/in ²)	CBR (%)	esfuerzo corregido(lb/in ²)	CBR corregido
0	0	0	0	0	0	0
0.64	0.025	0.8	14.12	1.41	12.4	1.24
1.27	0.05	1	17.65	1.77	22.8	2.28
1.9	0.075	1.5	26.475	2.65	31.2	3.12
2.54	0.1	2	35.3	3.53	40	4.00
3.18	0.125	2.1	37.065	3.71	48	4.80
3.81	0.15	2.5	44.125	4.41	53.6	5.36
4.45	0.175	3.3	58.245	5.82	60	6.00
5.08	0.2	3.5	61.775	4.12	65.6	4.37
7.62	0.3	4.4	77.66	4.09	84.8	4.46
10.16	0.4	5.8	102.37	4.45	98.4	4.28
12.7	0.5	8	141.2	5.43	108.8	4.18

Penetración 25 golpes						
mm	plg	lectura del deformímetro de carga	esfuerzo (lb/in ²)	CBR (%)	esfuerzo corregido(lb/in ²)	CBR corregido
0	0	0	0	0	0	0
0.64	0.025	4	70.6	7.06	75	7.50
1.27	0.05	5.5	97.075	9.71	132.5	13.25
1.9	0.075	7.8	137.67	13.77	160	16.00
2.54	0.1	9.1	160.615	16.06	187	18.70
3.81	0.15	11.5	202.975	20.30	230	23.00
5.08	0.2	13	229.45	15.30	273	18.20
7.62	0.3	16	282.4	14.86	308	16.21
10.16	0.4	18.1	319.465	13.89	340	14.78
12.7	0.5	20	353	13.58	360	13.85

Penetración 56 golpes						
mm	plg	lectura del deformímetro de carga	esfuerzo (lb/in ²)	CBR (%)	esfuerzo corregido(lb/in ²)	CBR corregido
0	0	0	0	0	0	0
0.64	0.025	4.1	72.365	7.24	110	11.00
1.27	0.05	6.3	111.195	11.12	146	14.60
1.9	0.075	8.7	153.555	15.36	180	18.00
2.54	0.1	11.3	199.445	19.94	216	21.60
3.18	0.125	12.7	224.155	22.42	254	25.40
3.81	0.15	14.8	261.22	26.12	278	27.80
4.45	0.175	15.6	275.34	27.53	298	29.80
5.08	0.2	16.8	296.52	19.77	320	21.33
7.62	0.3	19.2	338.88	17.84	347	18.26
10.16	0.4	20.8	367.12	15.96	376	16.35
12.7	0.5	22.1	390.065	15.00	394	15.15

Grafica de Penetración Vs Esfuerzo.



Densidad seca Max. (gr/cm³)	1.285
CBR al 100%	21.2
CBR al 95%	15

CBR entre 8-20 de regular a bueno para uso de subrasante. Ver tabla 2 en anexos. Los valores de CBR corregido se tomaron de los mayores entre 0.1 y 0.2 de penetración.

Suelo A-7-6

Prueba No.	1	2	3
No. De capas	3	3	3
No. De golpes por capa	10	25	56
Peso del molde + suelo compacto (gr)	10495	10665	10812
Peso del molde (gr)	7078	7179	7180
Peso suelo compacto (gr)	3417	3486	3632
Volumen del molde(cm ³)	2124	2124	2124
Peso tara + suelo húmedo (gr)	260.8	360.4	329.1
Peso tara + suelo seco (gr)	214.7	293.1	265.6
Peso del agua (gr)	46.1	67.3	63.5
Peso de la tara (gr)	46.9	47.7	32.1
Peso suelo seco (gr)	167.8	245.4	233.5
Contenido de humedad (%)	27.5	27.4	27.2
Densidad húmeda (gr/cm ³)	1.61	1.64	1.71
Densidad seca (gr/cm ³)	1.2620	1.2880	1.3444
Expansión. Long inicial (cm)	11.6	11.6	11.6
Expansión. Long final	11.8	11.8	11.8
% de expansión	1.2	1.2	1.2

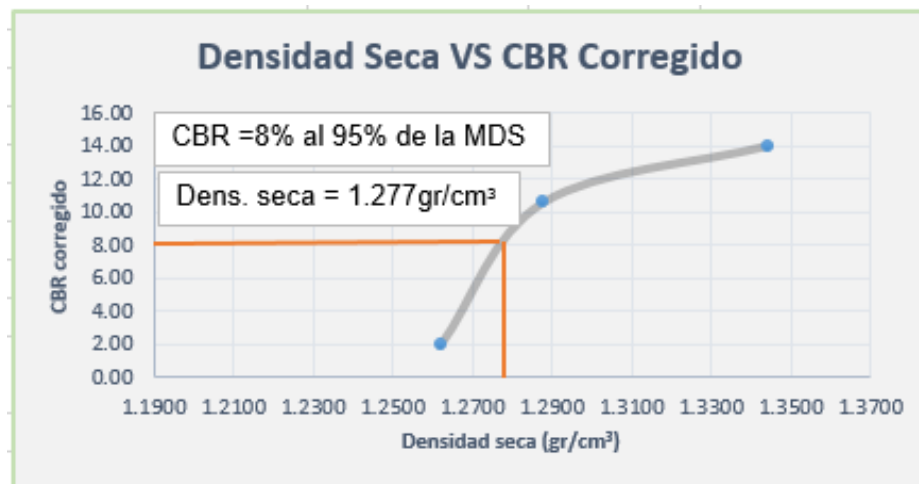
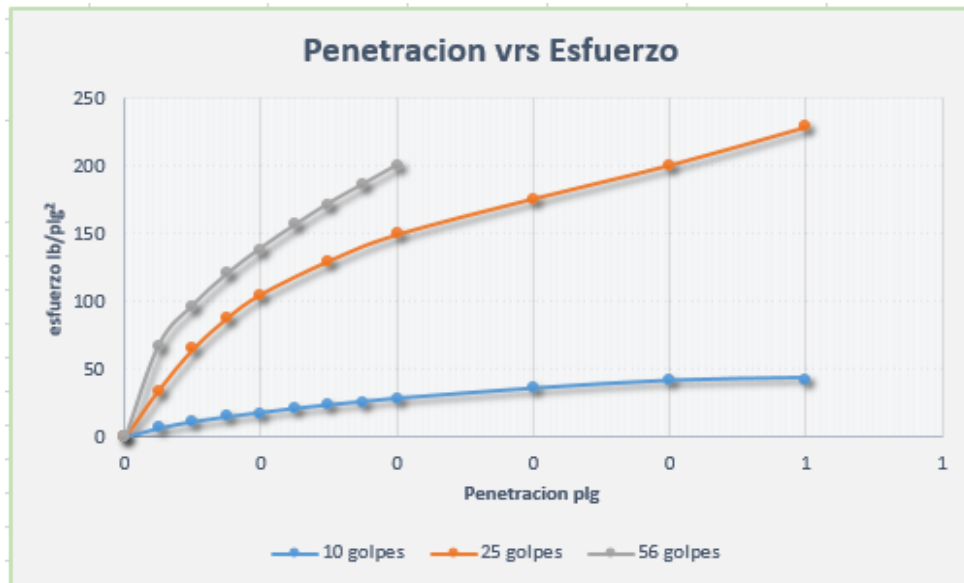
Tabla de datos de la máquina de CBR.

Penetración 10 golpes						
mm	plg	lectura del deformímetro de carga	esfuerzo (lb/in ²)	CBR (%)	esfuerzo corregido(lb/in ²)	CBR corregido
0	0	0	0	0	0	0
0.64	0.025	0.4	7.06	0.71	6.8	0.68
1.27	0.05	0.8	14.12	1.41	11.6	1.16
1.9	0.075	0.9	15.885	1.59	15.2	1.52
2.54	0.1	1	17.65	1.77	18.4	1.84
3.18	0.125	1	17.65	1.77	21.4	2.14
3.81	0.15	1.11	19.5915	1.96	24	2.40
4.45	0.175	1.2	21.18	2.12	26.4	2.64
5.08	0.2	1.4	24.71	1.65	28.8	1.92
7.62	0.3	1.95	34.4175	1.81	36.2	1.91
10.16	0.4	2.3	40.595	1.77	42	1.83
12.7	0.5	3	52.95	2.04	44	1.69

Penetración 25 golpes				
mm	plg	lectura del deformímetro de carga	esfuerzo (lb/in ²)	CBR (%)
0	0	0	0	0
0.64	0.025	2	35.3	3.53
1.27	0.05	3.7	65.305	6.53
1.9	0.075	5	88.25	8.83
2.54	0.1	6	105.9	10.59
3.81	0.15	7.4	130.61	13.06
5.08	0.2	8.5	150.025	10.00
7.62	0.3	10	176.5	9.29
10.16	0.4	11.4	201.21	8.75
12.7	0.5	13	229.45	8.83

Penetración 56 golpes						
mm	plg	lectura del deformímetro de carga	esfuerzo (lb/in ²)	CBR (%)	esfuerzo corregido(lb/in ²)	CBR corregido
0	0	0	0	0	0	0
0.64	0.025	3	52.95	5.30	69	6.90
1.27	0.05	4.8	84.72	8.47	98	9.80
1.9	0.075	6	105.9	10.59	121	12.10
2.54	0.1	7.5	132.375	13.24	140	14.00
3.18	0.125	8.1	142.965	14.30	157	15.70
3.81	0.15	9.4	165.91	16.59	173	17.30
4.45	0.175	10.2	180.03	18.00	187	18.70
5.08	0.2	11.3	199.445	13.30	201	13.40
7.62	0.3	13.4	236.51	12.45	248	13.05
10.16	0.4	15.6	275.34	11.97	283	12.30
12.7	0.5	17	300.05	11.54	301	11.58

Grafica de penetración vs. esfuerzo.



Densidad seca Max. (gr/cm³)	1.344
CBR al 100%	14
CBR al 95%	8

CBR entre 8-20 de regular a bueno para uso de subrasante. Ver tabla 2 en anexos. Los valores de CBR corregido se tomaron de los mayores entre 0.1 y 0.2 de penetración.

A lo largo de la vía tenemos valores de CBR de 8, 9.4 y 15 de los cuales conforman un índice de resistencia al esfuerzo cortante en condiciones determinadas de compactación y humedad. Según la clasificación de los suelos por su CBR, nuestra subrasante es de regular a buena y con el fin de mejorar las propiedades de estos suelos se recomienda realizar una estabilización mecánica (inciso 3.1.2). Estos valores nos ayudaran a aumentar la resistencia y disminuir la compresibilidad de los suelos

3.1.2. ESTUDIO DE LOS MATERIALES DE BANCO.

Los materiales a usarse para nuestra subbase provienen de dos bancos de materiales los cuales son el “Banco Los Martínez”, ubicado al costado sur de donde fue “La Chureca” y el banco “Cerro El Hormigón”, ubicado en la pista suburbana, esto con el fin de obtener buenos resultados en nuestros ensayos ya que estos suelos son conocidos por tener buenas propiedades.



Al igual que la subrasante se inició los estudios con granulometría hasta llegar a CBR con la diferencia de que se usó un cálculo extra para la determinación de la mezcla óptima de los dos materiales.

*Foto No.
6. Cerro el
hormigón*

3.1.2.1. GRANULOMETRIA.

Resumen Granulométrico de las muestras.

Suelos	% que pasa								
	1 1/2	1	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	10	40	200
hormigón rojo	98	97.8	95.3	84.6	60.9	5.7	20.5	18.4	7.03
Los Martínez	100	100	99.6	98.6	97.5	92.6	74.6	40	17.6
Mezcla70-30	99.7	98.9	95.4	89.8	82.5	65.4	50.3	37.3	10

Suelos.	LL	IP	IG	Subgrupo	% que pasa el tamiz No. 200	Clasificación
Hormigón rojo	0	0	0.8	--	7.03	A-1-a
Los Martínez	0	0	0	--	17.6	A-2-4
Mezcla	0	0	1	--	10	A-1-b

El porcentaje que pasa por el tamiz No. 200 < 35% lo que significa que son materiales granulares con un terreno de fundación de excelente a bueno. El proceso de la selección en la proporción de la mezcla se detalla en el siguiente inciso. La clasificación del suelo se realizó mediante la tabla 1 ubicada en anexos y pertenece a la AAHSTO.

El Hormigón es un material grueso por lo tanto es permeable y presenta pequeños asentamientos una vez que estos minerales han sido compactados, también tienen una alta resistencia al cortante y tienen una manejabilidad muy buena. El material selecto de Los Martínez, es de semipermeables a impermeables, con respecto a su compresibilidad puede llegar a presentar asentamientos bruscos por la presencia de material fino expuesto cargas.

3.1.2.2. ESTABILIZACION MECANICA MEZCLA 70-30

La selección de materiales de banco es debida a que en el análisis granulométrico de la subrasante nos brinda como resultado tres tipos de suelo fino especificados anteriormente.

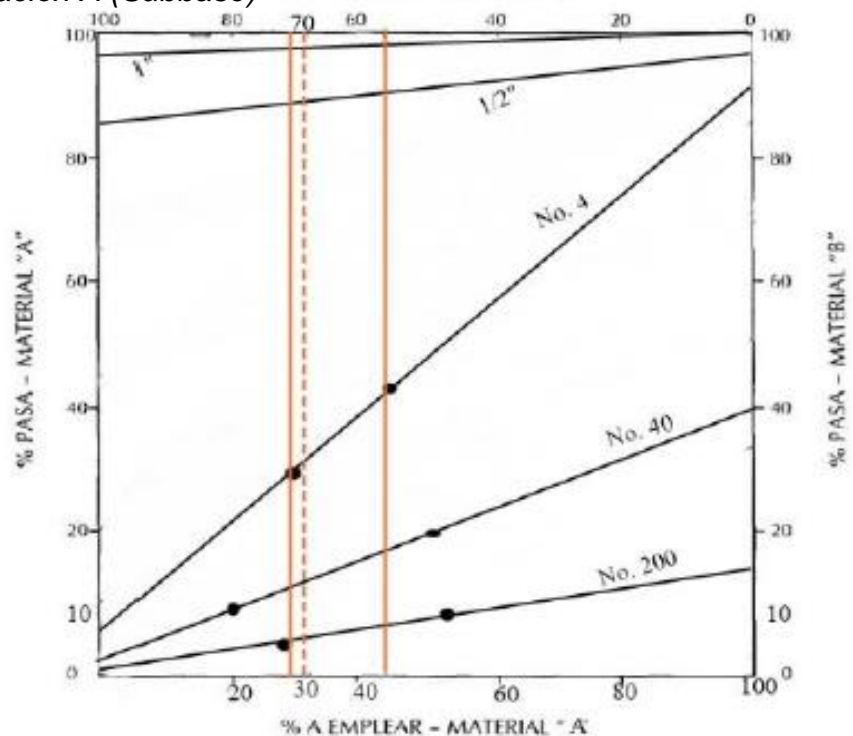
Por consiguiente, se quiere un mejoramiento de suelo. A este proceso se le conoce como estabilización mecánica y se detalla a continuación:

Graduaciones de los materiales disponibles y especificación deseada			
Tamiz (mm)	Porcentaje que pasa		
	Hormigón rojo (Material A)	Los Martínez (Material B)	Especificación
38.1	100	98	--
25.4	100	97.8	65-79
19.1	99.6	95.3	--
12.7	98.6	84.6	45-59
9.52	97.5	60.9	--
4.76	92.6	5.7	28-42
2	74.6	1.3	--
0.42	40	1.2	9-17
0.075	17.6	0.4	4-8

Fuente de la especificación: Nic 2000 sección 1003 de agregados, suelos, rocas.

Designación A (Subbase)

Luego se trazan los porcentajes que pasan del material B en la escala Y, de igual manera los porcentajes que pasan el material A.



Se unen con una recta los correspondientes porcentajes que pasan de ambos agregados y se anotan sobre esas rectas el número del tamiz respectivo.

Se determina en cada línea de tamices las intersecciones que representaran los límites de la especificación. Las intersecciones para cualquier línea de tamiz dada, representan el intervalo de las proporciones que cumplirá con los límites de la especificación.

Se eligió una línea vertical que corresponde al punto más alejado a la derecha y el punto más alejado a la izquierda. En este cálculo es el 28% de la muestra A y el 42% de la mezcla B de la especificación para el tamiz de 4.7mm es de decir el No. 4. Dentro de ese intervalo nosotros evaluamos tomar el 70-30, es decir el 70% del Banco de Los Martínez y el 30% de Hormigón Rojo para obtener una buena graduación y complementación de materiales, además es un valor práctico para cuando se esté ejecutando el proyecto y se necesite del acarreo desde los materiales de banco.

3.1.2.3. PESOS VOLUMETRICOS SECO SUELTOS Y SECO COMPACTO.

Las siguientes tablas muestran el resultado de los cálculos de los pesos volumétricos de los materiales de banco, esto lo realizamos con el fin de poder conocer el volumen necesario tanto de acarreo de materiales como el corte de los mismos que se ejecutarán en cada uno de los bancos correspondientes, así como obtener el valor del factor de abundamiento y el de reducción.

Peso Volumétrico Hormigón Rojo

	PVSS			PVSC		
Ensayo No.	1	2	3	1	2	3
Volumen del molde (m ³)	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
W molde (kg)	5.655	5.655	5.655	5.655	5.655	5.655
W material + molde (kg)	14.349	14.352	14.335	14.922	14.893	14.950
W material (kg)	8.694	8.697	8.680	9.267	9.238	9.295
PVSS (kg/m ³)	850.305	857.390	838.150	906.347	910.724	897.535
PVSS promedio (kg/m ³)	848.615			904.868		

Peso Volumétrico Los Martínez.

	PVSS			PVSC		
Ensayo No.	1	2	3	1	2	3
Volumen del molde (m ³)	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
W molde (kg)	2.867	2.867	2.867	2.867	2.867	2.867
W material + molde (kg)	7.419	7.457	7.473	7.748	7.769	7.964
W material (kg)	4.552	4.590	4.606	4.881	4.902	5.097
PVSS (kg/m ³)	1447.138	1402.555	1444.974	1551.731	1497.892	1599.009
PVSS promedio (kg/m ³)	1431.556			1549.544		

Peso Volumétrico Mezcla 70-30

	PVSS			PVSC		
Ensayo No.	1	2	3	1	2	3
Volumen del molde (m ³)	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
W molde (kg)	5.655	5.655	5.655	5.655	5.655	5.655
W material + molde (kg)	19.695	19.919	19.639	20.738	20.804	20.648
W material (kg)	14.040	14.264	13.984	15.083	15.149	14.993
PVSS (kg/m ³)	1377.408	1420.064	1350.309	1479.732	1508.171	1447.739
PVSS promedio (kg/m ³)	1382.594			1478.548		

La siguiente tabla mostrará el resultado de los volúmenes obtenidos por cada material estudiado.

Material	P. volum. seco suelto	P. volum. seco compacto	P. volum. banco	F. reducción	Factor de abund.	Vol. compacto	Vol. Suelto	Vol. De banco
hormigón rojo	848.62	1013.45	947.15	0.84	1.12	168	201	180
Los Martínez	1431.56	2014.41	1678.67	0.71	1.17	392	552	470

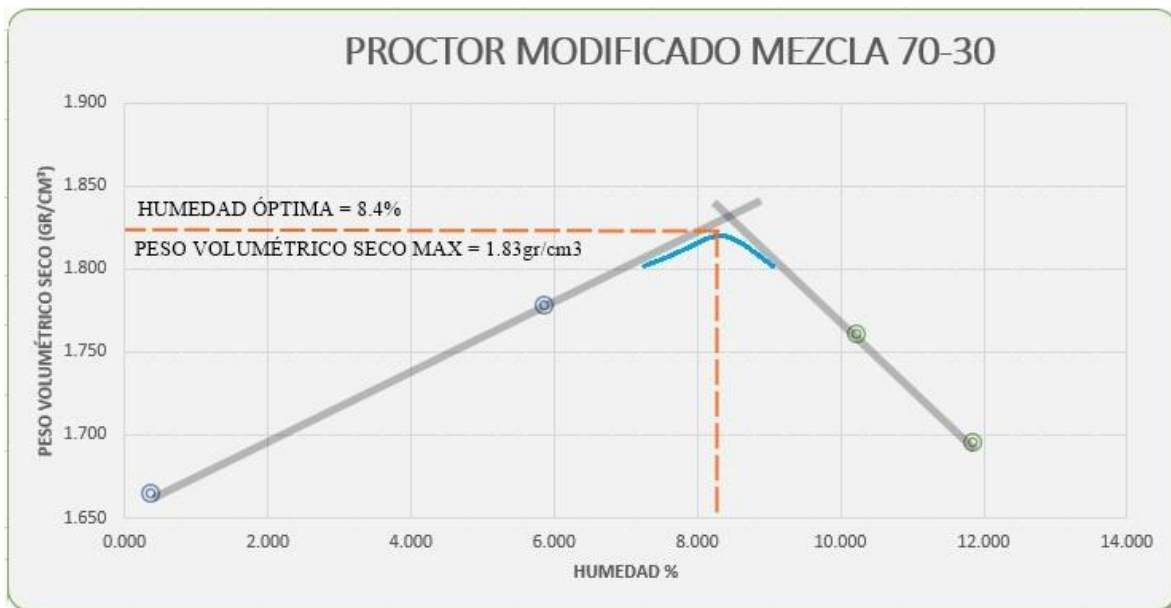
El volumen de mezcla requerido en la vía es 560m^3 (con un ancho de vía de 4m a una longitud de 700m y 20cm de espesor) y de ese valor el 70% le corresponde al banco de Los Martínez con 392m^3 y el 30% es de Hormigón rojo es decir 168m^3 , con un factor de reducción o enjuntamiento, obtuvimos el volumen suelto para el acarreo de los materiales y se necesita 552m^3 y 201m^3 respectivamente. El volumen de corte necesario para cumplir con el volumen requerido en la carretera es de 470m^3 para el suelo los Martínez y 180m^3 para el Hormigón rojo.

NOTA: Cabe recalcar que ambos materiales fueron recomendados por la delegación del Distrito V de la Alcaldía de Managua para incluirlos en el diseño de la vía, en el caso de que en los bancos de materiales no se encuentre la cantidad de volumen necesario para la construcción, el contratista está en la obligación de buscar un banco de materiales de propiedades iguales o semejantes a las planteadas en el diseño.

3.1.2.4. PROCTOR MODIFICADO.

De los 4 métodos especificados en la norma ASTM D 1557-91 utilizamos el D ya que el material compuesto a emplearse pasa el 100% el tamiz $\frac{3}{4}$. Rellenamos los 3 cilindros con 5 capas de suelo cada uno y cada cilindro con 56 golpes y con 6kg de muestra.

Ensayo No.	1	2	3	4
Vol. del cilindro (cm ³)	2124.000	2124.000	2124.000	2124.000
Peso del molde cilíndrico (gr)	6617	6619	6619	6619
peso del material + molde cilíndrico(gr)	10166	10618	10741	10648
peso del material (gr)	3549	3999	4122	4029
Peso tara(gr)	29.2	31.5	41.2	32.4
Peso seco + tara(gr)	274.100	226.400	246.700	204.500
Peso húmedo + tara (gr)	275.000	237.800	267.700	224.880
% de humedad	0.367	5.849	10.219	11.842
Peso volumétrico húmedo(gr/cm ³)	1.671	1.883	1.941	1.897
peso volumétrico seco (gr/cm ³)	1.665	1.779	1.761	1.696



La mezcla de suelos es granular por lo tanto es poco absorbente de ahí que nuestro porcentaje de humedad óptima es de 8.4% con una densidad seca de 1.83gr/cm³, dichos valores corresponden al número más alto de la curva. Estos valores son representados para obtener un eficiente grado de compactación y que ambos materiales puedan complementarse.

3.1.2.5. ENSAYO DE CBR.

En este ensaye utilizamos la norma ASTM D 1883-99 y para la compactación utilizamos la misma de proctor modificado.

Para la mezcla utilizamos 3 cilindros, uno compactado con 10 golpes otro con 25 y el último de 56 para luego dejarlos saturando por 96 horas y al final ensayarlos en la máquina de compactación.

Tabla de datos.

Prueba No.	1	2	3
No. De capas	5	5	5
No. De golpes por capa	10	25	56
Peso del molde + suelo compacto (gr)	10905	11154	11280
Peso del molde (gr)	7115	7117	7093
Peso suelo compacto (gr)	3790	4037	4187
Volumen del molde(cm ³)	2124	2124	2124
Peso tara + suelo húmedo (gr)	290.2	281.6	340.7
Peso tara + suelo seco (gr)	270.3	263.5	317.9
Peso del agua (gr)	19.9	18.1	22.8
Peso de la tara (gr)	42.3	47.7	41.2
Peso suelo seco (gr)	228.0	215.8	276.7
Contenido de humedad (%)	8.7	8.4	8.2
Densidad húmeda (gr/cm ³)	1.78	1.90	1.97
Densidad seca (gr/cm ³)	1.6411	1.7536	1.8212
Expansión. Long inicial (cm)	11.6	11.6	11.6
Expansión. Long final	12.3	12.3	12.1
% de expansión	5.5	5.5	3.9

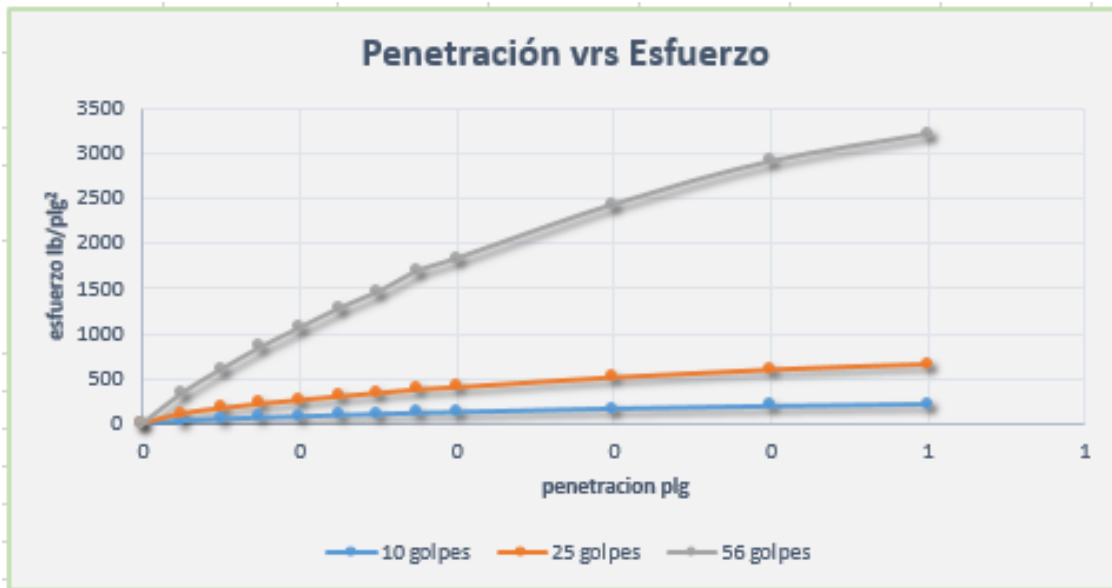
Tabla de resultados de la máquina del CBR.

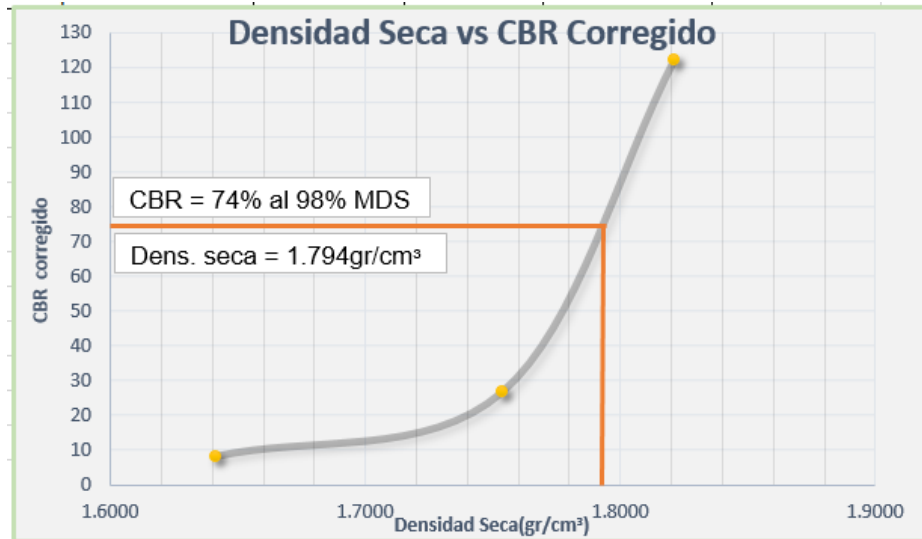
Penetración 10 golpes						
mm	plg	lectura del deformímetro de carga	esfuerzo (lb/in ²)	CBR (%)	esfuerzo corregido(lb/in ²)	CBR corregido
0	0	0	0	0	0	0
0.64	0.025	1	17.65	1.77	26.25	2.63
1.27	0.050	1.9	33.535	3.35	45	4.50
1.9	0.075	2.6	45.89	4.59	60.75	6.08
2.54	0.100	3.2	56.48	5.65	75	7.50
3.18	0.125	4	70.6	7.06	88.5	8.85
3.81	0.150	4.9	86.485	8.65	101.25	10.13
4.45	0.175	5.1	90.015	9.00	112.5	11.25
5.08	0.200	5.6	98.84	6.59	123.75	8.25
7.62	0.300	9	158.85	8.36	162	8.53
10.16	0.400	11.8	208.27	9.06	192	8.35
12.7	0.500	14.5	255.925	9.84	213.75	8.22

Penetración 25 golpes						
mm	plg	lectura del deformímetro de carga	esfuerzo (lb/in ²)	CBR (%)	esfuerzo corregido(lb/in ²)	CBR corregido(lb/in ²)
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.64	0.025	2	35.3	3.53	108.5	10.85
1.27	0.05	3.8	67.07	6.71	166.25	16.63
1.9	0.075	6.1	107.665	10.77	217	21.70
2.54	0.1	9	158.85	15.89	257.25	25.73
3.18	0.125	12	211.8	21.18	297.5	29.75
3.81	0.15	14.6	257.69	25.77	336	33.60
4.45	0.175	16.8	296.52	29.65	374.5	37.45
5.08	0.2	19	335.35	22.36	400.75	26.717
7.62	0.3	25.5	450.075	23.69	511	26.89
10.16	0.4	32	564.8	24.56	598.5	26.02
12.7	0.5	39.2	691.88	26.61	659.75	25.38

Penetración 56 golpes						
mm	plg	lectura del deformímetro de carga	esfuerzo (lb/in ²)	CBR (%)	esfuerzo corregido(lb/in ²)	CBR corregido
0	0	0	0	0	0	0
0.64	0.025	5.6	98.84	9.88	338.8	33.88
1.27	0.050	12.5	220.625	22.06	600.6	60.06
1.9	0.075	19	335.35	33.54	847	84.70
2.54	0.100	26.5	467.725	46.77	1062.6	106.26
3.18	0.125	35.4	624.81	62.48	1278.2	127.82
3.81	0.150	46.3	817.195	81.72	1463	146.30
4.45	0.175	58.8	1037.82	103.78	1694	169.40
5.08	0.200	70	1235.5	82.37	1832.6	122.17
7.62	0.300	112	1976.8	104.04	2433.2	128.06
10.16	0.400	146	2576.9	112.04	2910.6	126.55
12.7	0.500	174.5	3079.925	118.46	3215.52	123.67

Grafica esfuerzo vs. Penetración.





Densidad seca Max. (gr/cm³)	1.83
CBR al 100%	150
CBR al 95%	74

El CBR se encuentra entre un rango de 60-80 y según la clasificación cualitativa nuestro suelo es Bueno para uso de base, pero en este caso lo utilizaremos para subbase (capa de 20cm de espesor a lo largo de los 700mts del suelo A-7-6). Los valores de CBR corregido se tomaron de los mayores entre 0.1 y 0.2 de penetración. El hecho de que el CBR haya alcanzado ese valor nos demuestra que nuestra mezcla de suelos es eficiente para el diseño.

3.1.2.6. SELECCIÓN DEL CBR DE DISEÑO.

A continuación, se presentan dos cálculos para el CBR de Diseño. El primero es totalmente de la subrasante con los tres tipos de suelo que lo conforman de los cuales son el A-4, A-5, A-7-6. El segundo corresponde a una ajuste o variantes de diseño ya que incluye la sustitución del material A-7-6 por 30cm de la mezcla 70/30, esto con el objetivo de que, al finalizar los cálculos, valorar la comparación en la variación de los espesores de losa.

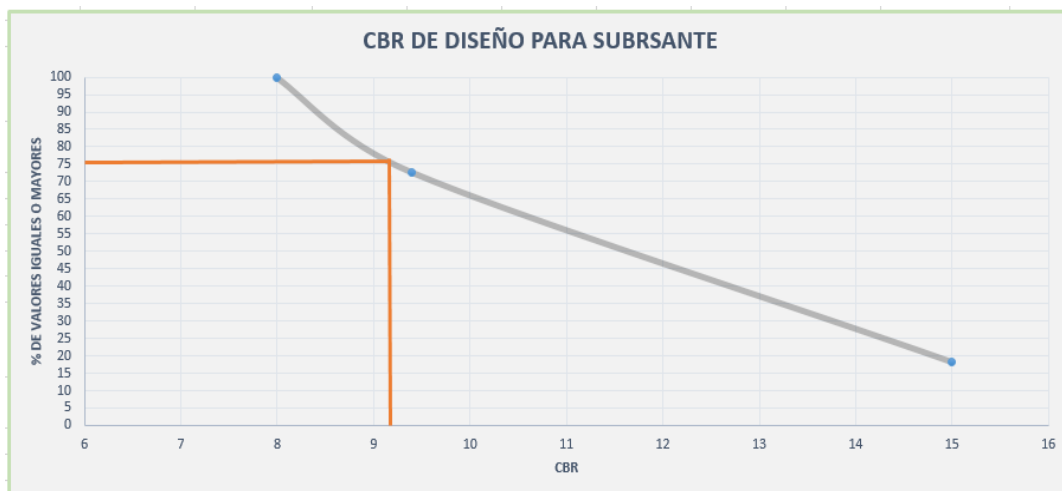
Estación	Suelo Subrasante (original)		Suelo haciendo uso de la sustitución del A-7-6	
	Clasificación	CBR	Clasificación	CBR
0+000	A-4	9.4	A-4	9.4
0+350	A-7-6	8	A-1-b	74
0+700	A-7-6	8	A-1-b	74
1+050	A-7-6	8	A-1-b	74
1+400	A-4	9.4	A-4	9.4
1+750	A-4	9.4	A-4	9.4
2+100	A-4	9.4	A-4	9.4
2+450	A-5	15	A-5	15
2+800	A-5	15	A-5	15
3+150	A-4	9.4	A-4	9.4
3+900	A-4	9.4	A-4	9.4

El estudio de tránsito indica que se espera 2396240 ejes simples equivalentes 8.2 toneladas durante el periodo de diseño (20 años)

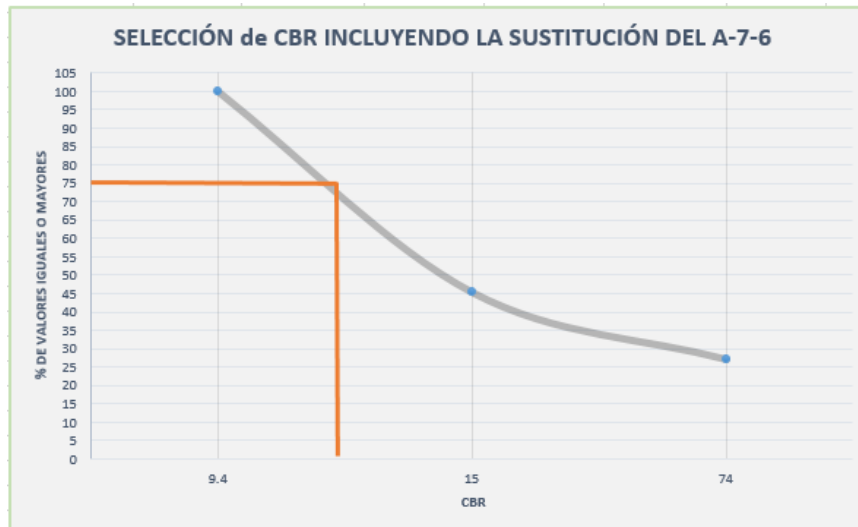
En la selección del CBR de diseño:

1. Ordenamos los valores de resistencia de menor a mayor y determinamos el número y el porcentaje de valores iguales o mayores de cada uno.

CBR de subrasante original	Numero de valores iguales o mayores	% de valores iguales o mayores
8	11	100
9.4	8	72.7
15	2	18.2



CBR	Numero de valores iguales o mayores	% de valores iguales o mayores
9.4	11	100
15	5	45.5
74	3	27.3



Percentil	CBR	
	Subrasante	Sustitución de material
75%	9.1	13.8

El percentil de 75% lo obtenemos de la siguiente tabla:

Límites para la selección de resistencia:	
No. De ejes de 8.2ton en el carril de diseño (N)	Percentil a seleccionar para hallar la resistencia
$<10^4$	60
$10^4 < x < 10^6$	75
$>10^6$	87.5

Claramente podemos observar el aumento del CBR de 9.1 a 13.8 es decir en un 34% al 98% de compactación con la sustitución de 20cm de espesor del suelo A-7-6 por la mezcla 70/30, estos datos los utilizaremos en el siguiente capítulo del cálculo del espesor de losa.

3.2. DISEÑO DE ESTRUCTURA DE PAVIMENTO POR EL MÉTODO DE LA AASHTO 93.

3.2.1. CONFIABILIDAD (R)

La clasificación Funcional del tramo de carretera según el manual centroamericano para diseño de carreteras regionales en su edición 2004 es colectora suburbana, por lo tanto, el nivel de confiabilidad a utilizarse en el diseño es de 80% según la tabla proporcionada por el manual centroamericano de diseño de pavimentos de la SIECA.

3.2.2. DESVIACIÓN NORMAL ESTÁNDAR ZR.

Siendo el nivel de confiabilidad R adoptado de 80%; el valor de la desviación estándar normal Zr según la tabla proporcionada en el manual de diseño de pavimentos de la SIECA es de -0.841.

3.2.3. ERROR ESTÁNDAR COMBINADO S_o.

El error estándar combinado seleccionado es de 0.30 que se encuentra entre el intervalo recomendado para pavimentos rígidos.

3.2.4. VARIACIÓN DEL ÍNDICE DE SERVICIABILIDAD Δ PSI.

Siendo un pavimento rígido y según las tablas mostradas en el capítulo anterior; se tomará un índice de serviciabilidad inicial de 4.5 y un índice de serviciabilidad final de 2.0 debido a que nuestro camino es de tránsito menor. Resultando una diferencia Δ PSI = 2.5.

3.2.5. COEFICIENTE DE DRENAJE C_d .

El coeficiente C_d seleccionado según los niveles de humedad próximos a la saturación es 0.93 entre los rangos (5%-25%) del tiempo, con respecto a los 12 meses del año que puede estar expuesto a condiciones saturadas para una calidad de drenaje mediano.

3.2.6. COEFICIENTE DE TRASMISIÓN DE CARGA J.

El coeficiente de transferencia de carga será de 2.90 asumiendo que la carretera contará con hombros de concreto hidráulico que sirven para confinar las losas de la carpeta de rodamiento.

3.2.7. MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO E_c .

La resistencia a compresión a los 28 días de las Losas de concreto será de 4000 psi; con la siguiente expresión se obtiene el Módulo de Ruptura del concreto:

$$E_c = 57000\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 57000\sqrt{4000}$$

$$E_c = 3,604,996.53 \text{ psi o } 24,856.45 \text{ Mpa}$$

3.2.8. MÓDULO DE RUPTURA DE CONCRETO (MR).

$$MR = C\sqrt{f'c}$$

Donde el valor de C varía entre 7.5 y 12, la AASHTO recomienda usar un valor de 10 para pavimentos típicos de concreto.

$$MR = 10\sqrt{4000} = 632.4 \text{ psi o } 4.36 \text{ Mpa}$$

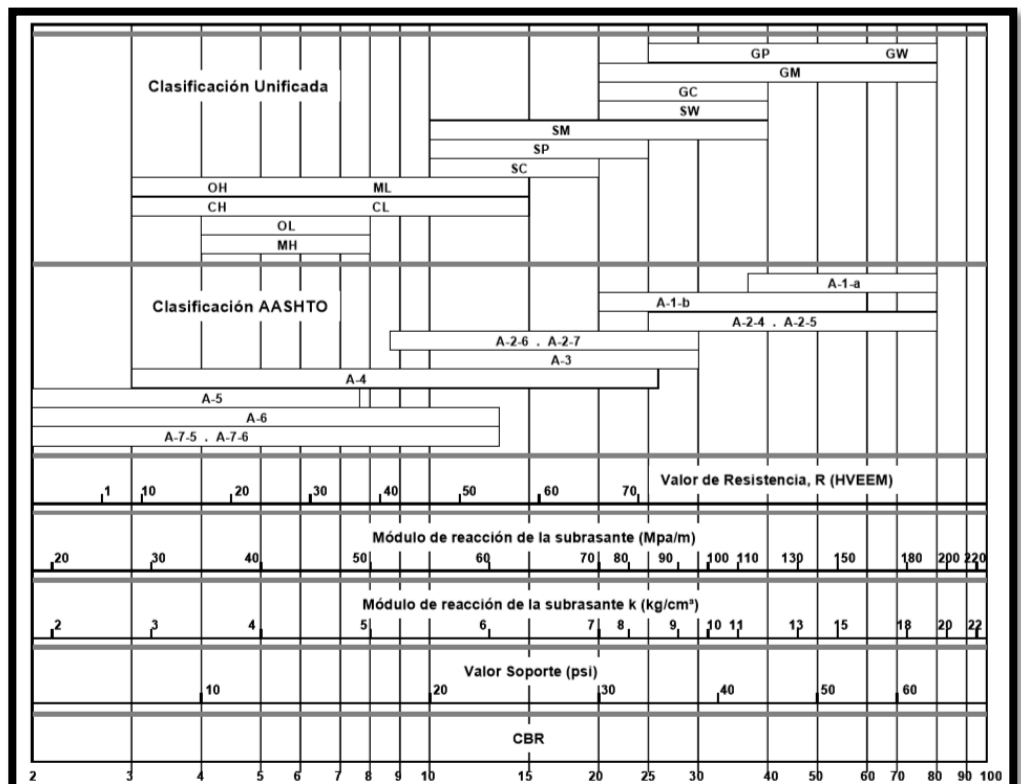
3.2.9. FACTOR DE PÉRDIDA DE SOPORTE L_s.

El factor de pérdida de soporte considerado para efectos de diseño seleccionado según las tablas proporcionadas por el manual de la SIECA es 3; comprendido entre el rango permisible para el tipo de material granular no aglomerado.

3.2.10. DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE (K).

En esta sección se realizarán dos cálculos del módulo de reacción. El primero incluye a la subrasante y el segundo valoramos la sustitución del suelo A-7-6 por la mezcla 70/30. Con el gráfico a continuación, proyectando los valores de los diferentes ensayos, obtenemos el valor del módulo de reacción k.

Figura 1. Correlación aproximada entre la clasificación de los suelos y los diferentes ensayos



➤ **Módulo de reacción de la subrasante Original.**

Tabla O. Incremento del valor de K según espesor de subbase Proyectado.

k - Suelo - Sub-base (pci)				
k del Suelo (pci)	Espesor de la sub-base			
	4"	6"	9"	12"
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Fuente: Manual de pavimentos de concreto Cemex.

Con un CBR de diseño de 9.1% y haciendo uso de la correlación mostrada en la figura 1, el valor del módulo de reacción k de la subrasante es de 192.2pci o 53 Mpa/m que por el uso de una subbase de 4" se incrementa a 212.94 Pci o 58.73 Mpa/m según se muestra en la tabla O.

➤ **Módulo de reacción de la subrasante incluyendo la sustitución del suelo A-7-6 (30cm de profundidad).**

Si se prescinde de la colocación de una subbase y se sustituye el suelo A-7-6 por nuestra mezcla 70/30 el CBR de la subrasante aumenta a 13.8% por lo tanto el valor k es 224.48pci o 62 Mpa/m igualmente obtenido con la correlación.

Nota: Transformar de Pci (psi/plg) a MPa/m se multiplica el valor en Pci por 0.006895 MPa que tiene un psi y se divide entre 0.025m que tiene una pulgada para obtener MPa/m.

3.2.11. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR DIRECCION.

El proyecto contempla una vía de dos carriles, uno por cada dirección por lo tanto el manual de la SIECA recomienda utilizar el valor de 0.5 para la realización de los cálculos.

3.2.12. FACTOR CARRIL.

El factor carril se aplica después de aplicar el factor sentido y su valor para nuestro caso es de $FC = 1$ según lo mencionado anteriormente.

3.2.13. PROYECCIÓN NORMAL DEL TRÁFICO.

Se proyectó el tráfico a partir del TPDA de 5385 vehículos calculado con los factores día, semana, expansión; extraídos de la estación permanente No. 432 del tramo Rotonda Nindirí - Rotonda el Coyotepe, que seleccionamos para efectos de cálculo por no disponer de datos históricos sobre conteos; siendo la estación que tiene mayor similitud a la de nuestro tramo de carretera en cuanto al TPD.

Con una vida útil de 20 años y una tasa de crecimiento vehicular de 2.5%, se tiene como resultado 146,551 vehículos para el año final proyectado (ver tabla 4 en anexos)

3.2.14. DETERMINACION DEL TRÁNSITO DE DISEÑO.

$$T_D = T_o \times F_D \times F_C \times F_{CA} \times 365$$

$$T_o = 146,551 \text{ vehiculos}$$

$$F_D = 0.5$$

$$F_C = 1$$

$$T_D = 146,551 \times 0.5 \times 1 \times 365$$

$$T_D = 26,745,558 \text{ vehiculos}$$

Ver tabla 5 en anexos.

3.2.15. CÁLCULO DEL ESAL´S DE DISEÑO.

Obtenido el tránsito de diseño anteriormente para cada tipo de vehículo, se procede a transformar los diferentes ejes simples, tándem y tridem para nuestro caso con sus pesos a ejes equivalentes o ESAL´S; con una serviciabilidad de 2.0 y un espesor de losa inicial de 7in.

Con la tabla de cargas permisibles aprobada por el MTI (ver tabla 6 anexo) se determinaron los pesos de los diferentes ejes obteniendo así mismo los factores equivalentes de carga correspondiente a cada peso y multiplicado por el tránsito de diseño de cada tipo de vehículo (ver tablas en anexo) obtenemos el ESAL´S DE DISEÑO; donde la suma total será el ESAL´S de diseño para nuestra carretera.

El cálculo completo del ESAL´S se muestra a continuación:

Espesor D (in)	7		PT	2	
Tipo de vehículo	Peso por eje (lb)	Tipo de eje	Tránsito de diseño	Factor ESAL´S	ESAL´S DE DISEÑO
Autos	2200	simple	7557690	0.00038	2872
	2200	simple		0.00038	2872
Jeep	2200	simple	4481288	0.00038	1703
	2200	simple		0.00038	1703
Camioneta	2200	simple	4268493	0.00038	1622
	4400	simple		0.0036	15367
Microbuses < 15 pasajeros	4400	simple	458075	0.0036	1649
	8800	simple		0.0534	24461
Microbuses > 15 pasajeros	8800	simple	235243	0.0534	12562
	17600	simple		0.9218	216847
Bus	11000	simple	130488	0.132	17224
	22000	simple		2.32	302732
C2 liviano	8800	simple	423948	0.0534	22639
	17600	simple		0.9218	390795
C2 > 5 TON	11000	simple	413910	0.132	54636
	22000	simple		2.32	960271

Espesor D (in)	7		PT	2	
Tipo de vehículo	Peso por eje (lb)	Tipo de eje	Tránsito de diseño	Factor ESAL'S	ESAL'S DE DISEÑO
C3	11000	simple	71175	0.132	9395
	36300	tándem		2.5015	178044
C4	11000	simple	16790	0.132	2216
	44000	tridem		1.73	29047
T2S2	11000	simple	16790	0.132	2216
	19800	simple		1.504	25252
	35200	tándem		2.206	37039
T3S2	11000	simple	16790	0.1365	2292
	35200	tándem		2.206	37039
	35200	tándem		2.206	37039
Vehículo de construcción	8800	simple	16790	0.0534	897
	14000	simple		0.346	5809
ESAL'S DE DISEÑO					2396,240

3.2.16. CÁLCULO DEL ESPESOR DE LOSA.

Con los dos valores del módulo de reacción k de la subrasante de 58.73 Mpa/m y 62 Mpa/m determinados con o sin subbase respectivamente y utilizando la ecuación de la AASHTO con los parámetros mostrados a continuación se determina el espesor de la losa D para cada caso, iterando, hasta conseguir la igual de la ecuación matemática, dicho calculo lo realizamos con ayuda de Microsoft Office Excel.

Parámetros	Símbolo	Valor
Módulo de reacción de la subrasante	k	62 Mpa/m
Módulo de elasticidad del concreto	Ec	3,604,99.5 psi o 24856.45 Mpa
Módulo de ruptura del concreto	Mr.	6324 psi o 4.36 Mpa
Coefficiente de transferencia de carga	J	2.90
Coefficiente de drenaje	Cd	0.93
Confiabilidad	R	80
Desviación estándar combinada	So	0.3
Índice de serviciabilidad inicial	Po	4.5
Índice de serviciabilidad final	Pt	2
Índice de pérdida de serviciabilidad	ΔPSI	2.5
ESAL'S	W18	2,396,240

$$\text{Log}_{10}W_{82} = Z_r S_o + 7.35 \text{Log}_{10}(D + 25.4) - 10.39 + \frac{\text{Log}_{10}\left(\frac{\Delta \text{PSI}}{4.5-1.5}\right)}{1 + \frac{1.25 \times 10^{19}}{(D + 25.4)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32P_t) \times \text{Log}_{10}\left(\frac{M_r C_{dx} (0.09D^{0.75} - 1.132)}{1.51 \times J \left(0.09D^{0.75} - \frac{7.38}{(E_c/k)^{0.25}}\right)}\right)$$

En donde:

- W_{82} = Número previsto de ejes equivalentes de 8.2 toneladas métricas⁵, a lo largo del periodo de diseño.
- Z_r = Desviación normal estándar
- S_o = Error estándar combinado en la predicción del tránsito y en la variación del comportamiento esperado del pavimento
- D = Espesor de pavimento de concreto, en milímetros
- ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y final
- P_t = Índice de serviciabilidad o servicio final
- M_r = Resistencia media del concreto (en Mpa) a flexotracción a los 28 días (método de carga en los tercios de la luz)
- C_d = Coeficiente de drenaje
- J = Coeficiente de transmisión de cargas en las juntas
- E_c = Módulo de elasticidad del concreto, en Mpa
- k = Módulo de reacción, dado en Mpa/m de la superficie (base, subbase o subrasante) en la que se apoya el pavimento de concreto

Para la primera variante el espesor resultante de la ecuación que se muestra anteriormente es 176mm o 7.04 pulgadas; con la segunda variante el espesor obtenido es 175 mm o 7 pulgadas; lo que nos da valores con una diferencia despreciable, Por lo tanto, se decide utilizar el segundo resultado ya que los costos de construcción se reducen al prescindir de la subbase granular.

Para comprobar el resultado, en el anexo se muestra el uso del nomograma de la AASHTO otra forma de obtención del espesor cuyo valor nos da 175.1mm, siendo una variación despreciable.

3.2.17. DIMENSIONAMIENTO DE LOS TABLEROS DE LOSAS.

Existe una regla práctica que nos permite dimensionar los tableros de losas para inducir el agrietamiento controlado bajo sus cortes, sin necesidad de colocar acero de refuerzo continuo:

$S_{jt} = (21 \text{ a } 24) D$ Donde: S_{jt} = separación de juntas transversales (<5m).

D = espesor del pavimento.

$S_{jt} = 21(0.175\text{m}) = 3.68\text{m}$. Para cumplir con la relación de largo y ancho de losa ($0.71 < x/y < 1.4$) dejamos este valor en 2.5m.

Y la separación de juntas longitudinales lo ajustamos según el ancho de cada carril en nuestra vía del cual es 2m.

$$0.71 < x/y < 1.4$$

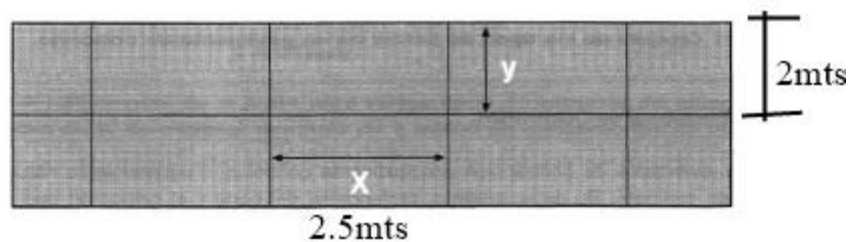


Figura 2. Dimensionamiento de los tableros de losa

CAPITULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

.4.1. CONCLUSIONES.

Después de haber analizado los resultados obtenidos de cada uno de los estudios para el desarrollo del proyecto se puede concluir que:

4.1.1. Estudios de suelo.

Los estudios realizados nos muestran que el terreno de fundación está comprendido por tres tipos de suelos finos, que según AASHTO son: A-4, A-5, A-7-6 teniendo mayor presencia a lo largo del tramo de carretera el A-4 según las columnas estratigráficas.

Los límites líquidos e índices de plasticidad para las muestras agrupadas y ensayadas son:

Muestras	LL	IP	Tipo de suelo
M-1	51.94	12.26	A-7-6
M-2	30.53	1.32	A-4
M-3	43.96	12.12	A-7-6
M-4	0	0	A-4
M-5	0	0	A-4
M-6	34.82	7.56	A-4
M-7	43.38	5.28	A-5
M-8	34.76	6.59	A-4
M-9	47.73	7.69	A-5

El CBR para los tres tipos de suelos en la subrasante a una compactación proctor estándar de 95% son los siguientes:

Tipo de Suelo	CBR (%)
A-4	9.4
A-5	15
A-7-6	8

Para los tres tipos de suelos en la subrasante el CBR de diseño haciendo uso de subbase y sin remover ninguno de los suelos encontrados es 9.1% lo que nos da un valor de módulo de reacción K de 58.73 Mpa/m.

Las mezclas de los dos materiales de banco para la subbase equivalen en una proporción de 70% de suelo del banco los Martínez y 30% de hormigón rojo, esto se calculó de manera gráfica por estabilización mecánica. El límite líquido e índice de plasticidad para la subbase es 0; el CBR calculado es de 74% al 98% de compactación proctor modificado la cual es de calidad excelente.

La segunda variante en el diseño consiste en la extracción de 17.5 cm de suelo que corresponden al espesor de la losa más un mejoramiento de 20 cm bajo los tableros del suelo tipo A-7-6 a lo largo de 700m y sustituirlo por material de banco; en estas condiciones el CBR de la subrasante incrementa a 13.8%; por lo tanto, aumenta el valor del módulo de reacción k; según la correlación de la figura 1 el valor es 62 Mpa/m dato con el cual se calculó el espesor del pavimento.

4.1.2. Estudios de Tránsito.

El tránsito promedio diario diurno (TPD diurno) para los tres días consecutivos de conteo vehicular arroja una cantidad de 3880 vehículos/12 horas; que multiplicado por el factor día nos da como resultado un (TPD) de 5071 vehículos por día; donde el 92.89% corresponde a vehículos livianos (Motos, Autos, Jeep, Camionetas Pick Ups) y el 7.11% a vehículos pesados tanto de pasajeros como de carga (Microbuses, Buses, camiones C2, C3, C4, T2S2; T3S3).

Los que representan el mayor efecto sobre el pavimento según los ejes equivalentes producidos son el C2 > 5 toneladas y C2 liviano; con el 42.31% y 17.24% del ESAL'S de diseño respectivamente. con estos datos podemos apreciar que tipo de vehículo es el que causa mayores daños a la estructura.

La tasa de crecimiento utilizada fue de 2.5% para un periodo de diseño de 20 años; ya que según las características de la zona el crecimiento se puede vincular a la mejora de la economía de la población incrementándose así la cantidad de vehículos por lo que la consideramos como la más aceptable.

4.1.3. Diseño de la estructura de pavimento.

La losa es de concreto simple de 7" de espesor con juntas de transferencia de carga entre las losas, apoyadas sobre sobre la subrasante; con hombros de concreto hidráulico que confinan la superficie de rodadura. La modulación de las losas es 2.5m de largo y 2m de ancho.

4.2. RECOMENDACIONES.

4.2.1. Estudios de suelo

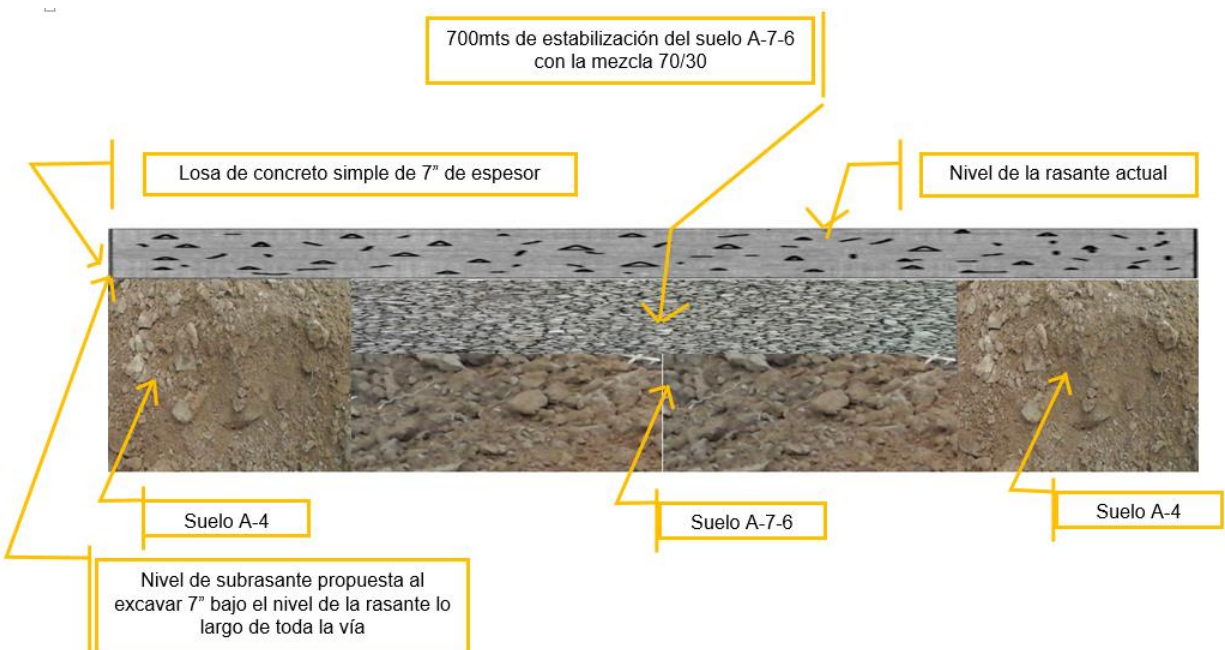
1. En la subrasante es necesario comprobar que la compactación del CBR sea justa la calculada en el diseño ya que garantizará un eficiente soporte de la losa y se evitarán deflexiones y tensiones en la misma, que puedan ser causados por el movimiento de agua o por cargas de tránsito.
2. Se recomienda un estudio de drenaje sobre la vía ya que esta posee muy pocos sistemas de aguas pluviales.
3. Garantizar que la mezcla sea el 70% de material selecto junto con el 30% de hormigón rojo para que el diseño sea eficiente y evitar mantenimientos imprevistos a lo largo del periodo de diseño de la vía.

4. En particular queremos recomendar una variante de diseño que implica la extracción de 17.5cm del suelo, conformado por un corte de 7" para el posterior soporte de la losa; únicamente bajo el A-7-6 se realizará un mejoramiento de suelo con una extracción de 20cm de este a lo largo de 700 m, sustituido por la mezcla 70/30, comprobando que el CBR a lo largo del camino sea del 13.8% esto con el fin de ahorrar costos en la construcción ya que, si se coloca la capa de 4plg de subbase, el espesor de la losa solo tendrá una variación de 0.2mm menos. La toma de esta decisión está comprobada en los cálculos.

5. La rasante será igual a la elevación actual de la vía mientras que el nivel de la subrasante se encuentra a 7" extracción de suelo a partir de la rasante, esto con el fin de mantener el drenaje natural de la carretera y evitar afectación de las casas aledañas.

6. Queremos recalcar que ambos materiales de bancos fueron recomendados por la Alcaldía de Managua y de no encontrarse la cantidad de volumen necesaria para cumplir los requisitos de construcción el contratista estará en la obligación de buscar un banco de materiales que posea las mismas o semejantes propiedades que las calculadas en el proyecto.

Figura 3. Diseño de los espesores del Pavimento Rígido



4.2.2. Estudios de tránsito.

1. Mantener actualizado el conteo vehicular en la zona y estos datos serán útiles para el conocimiento de los volúmenes de tránsito y así prever el tiempo al cual se le dará mantenimiento a la vía.
2. Para que la estructura de pavimento cumpla con los propósitos previstos, la carga no debe sobrepasar la capacidad con que fue diseñada dicha estructura.

4.2.3. Diseño en la estructura de pavimento

1. Un pavimento en servicio, se encontrará sujeto a continuos cambios de temperatura, humedad y cargas de tránsito por lo tanto se debe asegurar que el espesor de losa sea el previsto y así evitar fisuras transversales o longitudinales tempranas por fatiga al eje del pavimento; así como tomar en cuenta la separación de juntas y su material de relleno de los que pueden prevenir roturas de esquina.
2. Realizar la prueba de revenimiento o Slump del concreto.
3. Realizar ensayos a compresión del concreto en periodos de tiempo de 7, 14 y 28 días después del colado. Al término de la prueba comprobar la resistencia a la compresión de los 4000psi.
4. Supervisar el proceso constructivo del macro texturizado transversal, la profundidad de este debe estar entre los 3 y 6mm que es suficiente como para que se marque el peine, pero de tal forma que el agregado grueso no se levante o se mueva y no se marque en exceso. Esto permite la rápida evacuación de agua de la superficie del pavimento, permitiendo el contacto entre los neumáticos de los vehículos y el pavimento.

5. Previo al sellado, la abertura de la junta debe estar limpia, a fondo, de compuestos de curado, residuos y cualquier otro material. La limpieza de la junta afecta directamente la adherencia del sellador al concreto.

6. Las juntas deberán de ser selladas con un producto propio para ese fin, para evitar posible debilitación de estructura de soporte. Es recomendable usar productos base silicón para conservar la apariencia natural del pavimento.

7. Tomar en cuenta el tiempo al cual se realizarán los cortes para las juntas, de 4 a 6 horas luego del colado del concreto, la profundidad del corte es de un tercio del espesor de la losa, de igual manera mantenerlo húmedo a lo largo de 24 hrs evitando fisuras por contracción.

BIBLIOGRAFÍA

- Ing. Coronado Iturbide Jorge. “Manual de diseño de estructuras de pavimento C.A”, Guatemala, 2002.
- Ing. Kauffmann Altamirano Luis F. “Deterioro de pavimento rígido”, Universidad Nacional de Ingeniería, 2007
- Ing. Alfonso Montejo Fonseca. “Ingeniería de Pavimentos para Carreteras”, Universidad Católica de Colombia Ediciones y publicaciones, 2001.
- CEMEX, “Manual de diseño y construcción de pavimentos”, Centro de Tecnología Cemento y Concreto de Cemex.
- MTI, Ministerio de Transporte e Infraestructura, “Manual de Revisión de Diseño de Pavimentos”, Managua, octubre 2008.
- MTI, Ministerio de Transporte e Infraestructura, “Anuario de Aforos de Tráfico del año 2014”, Managua, junio 2015.
- MTI, Ministerio de Transporte e Infraestructura, “Especificaciones Generales Para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes, NIC-2000”, junio 1999.
- AASHTO, Guía para el diseño de estructuras de pavimento, 1993.
- AASHTO, Guía simplificada para el diseño de pavimentos de concreto.
<http://www.monografias.com/trabajos97/mal-estado-calles-zona-urbana-delcanton-jipijapa-y-su-incidencia/mal-estado-calles-zona-urbana-del-canton-jipijapa-y-su-incidencia.shtml>

- http://dspace.uniandes.edu.co/xmlui/bitstream/handle/1992/434/mi_929.pdf?Sequence=1