



UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA
La Universidad Católica de Loja

AREA TÉCNICA
TÍTULO DE MAGÍSTER EN INGENIERÍA VIAL

Propuesta de diseño de pavimento alternativo de bajo costo para vías de rurales. Caso de estudio vía La Ceiba - Garza Real, cantón Zapotillo

TRABAJO DE TITULACIÓN.

AUTOR: Cevallos Orbe, Marco Antonio

DIRECTOR: Zúñiga Suarez, Alonso Rodrigo, MSc.

LOJA - ECUADOR

2017



Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>

2017

APROBACIÓN DEL DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Magíster

Alonso Rodrigo Zúñiga Suarez

DOCENTE DE LA TITULACIÓN

De mi consideración:

El presente trabajo de titulación, denominado: Propuesta de diseño de pavimento alternativo de bajo costo para vías de rurales. Caso de estudio vía La Ceiba - Garza Real, cantón Zapotillo, realizado por Cevallos Orbe Marco Antonio, ha sido orientado y revisado durante su ejecución, por cuanto se aprueba la presentación del mismo.

Loja, Noviembre de 2017

f).....

DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y CESIÓN DE DERECHOS

“Yo Cevallos Orbe Marco Antonio declaro ser autor del presente trabajo de titulación: Propuesta de diseño de pavimento alternativo de bajo costo para vías de rurales. Caso de estudio vía La Ceiba - Garza Real, cantón Zapotillo, de la titulación Magíster en Ingeniería Vial, siendo Alonso Rodrigo Zúñiga Suarez director del presente trabajo; y eximo expresamente a la Universidad Técnica Particular de Loja y a sus representantes legales de posibles reclamos o acciones legales. Además certifico que las ideas, conceptos, procedimientos y resultados vertidos en el presente trabajo investigativo, son de mi exclusiva responsabilidad.

Adicionalmente declaro conocer y aceptar la disposición del Art. 88 del Estatuto Orgánico de la Universidad Técnica Particular de Loja que en su parte pertinente textualmente dice: “Forman parte del patrimonio de la Universidad la propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y tesis de grado o trabajos de titulación que se realicen con el apoyo financiero, académico o institucional (operativo) de la Universidad”

f.

Autor: Marco Antonio Cevallos Orbe

Cédula: 1102007950

DEDICATORIA

Con inmenso amor a mi padre, Marco Antonio Cevallos Cueva (†), por todo su sacrificio, apoyo y comprensión, por ser mi ejemplo e inspiración. Aunque ya no estás conmigo, siempre te siento a mi lado.

Marco Antonio

AGRADECIMIENTO

Al Ser Supremo, Dios, por permitirme culminar con este propósito.

A toda mi familia, en especial a mi esposa Narcisa y a mis hijos Marco Antonio, Pablo Daniel y María Alejandra por su comprensión y apoyo incondicional.

A la Universidad Técnica Particular de Loja, a todos los profesores del programa de Maestría en Ingeniería Vial, primera cohorte, por compartir generosamente sus conocimientos, de manera particular al MSc. Alónso Zúñiga Suarez y al MSc. Ángel Tapia Chávez por su valioso aporte en el desarrollo de este trabajo.

A todos sinceramente gracias

Marco Antonio

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CARÁTULA	i
APROBACIÓN DEL DIRECTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	ii
DECLARACIÓN DE AUTORÍA Y CESIÓN DE DERECHOS	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
ÍNDICE DE CONTENIDOS	vi
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
RESUMEN	1
ABSTRACT	2
INTRODUCCION	3
CAPÍTULO I.....	4
MARCO TEÓRICO	4
1.1. Generalidades sobre los pavimentos.	5
1.2. Estabilización de suelos.....	6
1.2.2. Procedimientos químicos.	7
1.2.3. Clasificación de suelos con fines de estabilización.	12
1.2.4. Parámetros esenciales en el reconocimiento de suelos, según el sistema Northcote.	13
1.2.5. Método australiano para la identificación de los minerales de un suelo.....	14
1.2.6. Principales tipos de minerales.	16
1.2.7. Criterios para la estabilización de suelos para pavimentos.	19
1.3. Selección de tipo de pavimento.....	24
1.4. Método AASHTO	25
1.4.1. Tránsito.....	25
1.4.2. Confiabilidad “R”	26
1.4.3. Desviación estándar global “So”	26
1.4.4. Módulo de Resiliencia	26
1.4.5. El GeoGauge	30
1.4.6. Índice de servicio.	31
1.5. Periodo de diseño.....	31
1.6. Tratamientos superficiales.	32
1.7. Emulsiones asfálticas.	32
CAPÍTULO II.....	34
CASO DE ESTUDIO	34
1.8. Ubicación del proyecto.....	35
1.9. Descripción de la vía existente.....	36
1.10. Estudio de tránsito de diseño.	37
1.11. Geología del área de estudio.	41

CAPÍTULO III.....	44
RESULTADOS OBTENIDOS	44
3.1. Criterio de selección de alternativa más adecuada.....	45
3.2. Diseño de la estabilización de la capa de material de mejoramiento con cal.....	45
3.3. Diseño del pavimento	48
4.3.1. ESTUDIO DE TRÁNSITO.	48
4.3.2. DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA SUBRASANTE.....	49
4.3.3. CARACTERIZACION DE MATERIALES.	52
3.4. Comprobación de la estructura metodología SHELL	57
4.3.4. Relación de Poisson	58
3.5. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	60
3.6. ANÁLISIS DE COSTOS DE IMPLEMENTACIÓN.....	61
CAPÍTULO IV	¡Error! Marcador no definido.
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	¡Error! Marcador no definido.
Conclusiones.	633
Recomendaciones.	64
BIBLIOGRAFÍA	65
ANEXOS	67

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Respuesta a la estabilización de los para principales tipos de suelos	9
Tabla 2. Cemento requerido por volumen para estabilización	10
Tabla 3. Clasificación de los suelos según sistema Northcote	13
Tabla 4. Características físicas de los principales tipos de minerales	14
Tabla 5. Inferencias de la observación visual	16
Tabla 6. Propiedades ingenieriles de los componentes de un suelo	18
Tabla 7. Selección del aditivo estabilizante	21
Tabla 8. Valores recomendados de R	26
Tabla 9. Resumen de expresiones para correlacionar el número DCP con otros valores	29
Tabla 10. Coordenadas de ubicación del proyecto	35
Tabla 11. Clasificación de vehículos en función de peso y dimensiones	37
Tabla 12. Tráfico actual del proyecto	38
Tabla 13. Factores de corrección por estacionalidad	39
Tabla 14. Tráfico corregido por estacionalidad	39
Tabla 15. Tasas de crecimiento vehicular	40
Tabla 16. Factores de carga equivalente por tipo de eje	40
Tabla 17. Factores de carga equivalente por tipo de vehículo	40
Tabla 18. Ejes equivalentes para el periodo de diseño	41
Tabla 19. Valores del ensayo de compactación	47
Tabla 20. Valores del ensayo de compresión simple	47
Tabla 21. Valores de CBR de la subrasante a partir de ensayo DCP	49
Tabla 22. Valores de CBR de la subrasante a partir mediciones con GeoGauge	50
Tabla 23. Percentil de diseño por nivel de tránsito	51
Tabla 24. Valores de a y m para las capas de pavimento	56
Tabla 25. Valores de μ para distintos materiales	58
Tabla 26. Valores de MR y μ para las diferentes capas del pavimento	59
Tabla 27. Valores de deformación admisible criterio SHELL (ϵ_z admisible)	59
Tabla 28. Valores de deformación Admisible por comprensión (ϵ_z admisible)	60
Tabla 29. Resultados verificación Metodología SHELL	61
Tabla 30. Estructuras convencionales para un periodo de diseño de 10 años	61
Tabla 31. Costos de implementación de estructuras analizadas	62

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema de la prueba de inmersión del grumo en agua	17
Figura 2. Triángulo de graduación para seleccionar el agente estabilizante	20
Figura 3. Estabilizante recomendado Método modificado Bureau Public Roads	23
Figura 4. Estabilizante recomendado U.S. Department of Transportation	24
Figura 5.. Esquema del Equipo DCP (ASTM D-6951-03)	28
Figura 6. Curva DCP para una serie de valores	28
Figura 7. GeoGauge Humboldt Mfg. Co	30
Figura 8. Esquema del GeoGauge Humboldt Mfg. Co	31
Figura 9. Emplazamiento del proyecto	35
Figura 10. Estado actual de la Vía, sector La Ceiba	36
Figura 11. Ubicación de apiques en el proyecto	42
Figura 12. Geología del proyecto	43
Figura 13. Esquema para diseño de estabilización con cal	46
Figura 14. Ensayo del pH para estimar la cantidad de cal necesaria	46
Figura 15. Ensayo de compresión simple	48
Figura 16. Ensayo DCP	49
Figura 17. Mediciones con Geogauge	50
Figura 18. Diagrama de frecuencia para determinación de CBR	51
Figura 19. Pantalla de ejecución del programa AASHTO	53
Figura 20. Esquema de la estructura del pavimento flexible	55
Figura 21. Esquema de la estructura del pavimento calculada	57
Figura 22. Pantalla de corrida de programa DEPAV	60
Figura 23. Gráfico comparativos de costos de implementación del proyecto	62

RESUMEN

Con la finalidad de obtener un diseño de la estructura de un pavimento para una vía rural de bajo volumen de tráfico, que aparte de cumplir con los requerimientos técnicos y especificaciones se ajuste a las limitaciones económicas del medio, se ejecutaron las siguientes actividades: se realiza una descripción de las principales metodologías para estabilización de suelos, se hace uso de las metodologías de la Fuerza Aérea de los Estados Unidos de Norte América, del Bureau Public Roads y del U.S. Department of Transportation, con las cuales se establece el tipo estabilizante más adecuado para el proyecto en estudio, posteriormente se determinó las características del material estabilizado a partir de lo cual se procedió a realizar el cálculo de la estructura del pavimento mediante la metodología AASTHO 93, se realiza la revisión de la estructura diseñada utilizando las leyes de fatiga de la SHELL, para la verificación de esfuerzos se utiliza el programa DEPAV.

Finalmente se compara los costos de construcción del pavimento, entre un diseño tradicional y el obtenido con la aplicación de los conceptos anotados anteriormente.

Palabras clave: caminos rurales, bajo tráfico, estabilización, pavimento.

ABSTRACT

In order to obtain a design of the structure of a pavement for a rural road with low traffic volume, in addition to complying with the technical requirements and specifications, the following activities were carried out: a description of the main methodologies for stabilization of soils, uses the methodologies of the United States Air Force, Bureau Public Roads and the US Department of Transportation, which establishes the most suitable stabilizing type for the project under study, later the characteristics of the stabilized material were determined, from which the calculation of the pavement structure was carried out using the AASTHO 93 methodology, the structure designed using the SHELL fatigue laws is checked, the DEPAV program is used for the verification of stress.

Finally, the costs of pavement construction are compared, between a traditional design and that obtained with the application of the concepts noted above.

Keywords: rural roads, low traffic, stabilization, pavement.

INTRODUCCION

El Ecuador, como la gran mayoría de países de la Región, afronta grandes problemas de comunicación y acceso a servicios; en el tema vial específicamente se plantea la necesidad de analizar diferentes metodologías que sirvan de orientación a las instituciones y personas encargadas de ejecutar proyectos de inversión pública sobre alternativas adecuadas en tecnologías de pavimentos en proyectos viales, sin dejar de lado el cumplimiento de los requerimientos mínimos de calidad.

El trabajo se centra en proponer alternativas tecnológicas de pavimentos en carreteras de bajo nivel de tráfico, con énfasis en soluciones alternativas que representen menores costos de inversión y mantenimiento que los pavimentos tradicionales. Desde la perspectiva económica, las soluciones alternativas implican una mayor inversión por la posible incorporación de un estabilizador al material que conforma de la capa de rodadura y más aún si se coloca un recubrimiento asfáltico; estos costos iniciales a la larga se revierten en menores costos de mantenimiento, mayores periodos de operación del camino y consecuentemente mayores beneficios generados a los usuarios del mismo.

Entre las posibles soluciones para el diseño de pavimentos alternativos se encuentran productos estabilizantes como sales, cal, cemento, emulsiones, productos químicos, enzimas, etc. En casos necesarios debido a la presencia de tráfico pesado, se analizará la aplicación de una capa asfáltica (lechada, tratamientos superficiales, etc.).

CAPÍTULO I
MARCO TEÓRICO

1.1. Generalidades sobre los pavimentos.

Según el Manual de Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes MOP-001-F-200 (Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, 2002) pavimento es el “nombre genérico para toda la estructura de un pavimento. No obstante se lo utiliza también para designar solo la capa de rodadura, específicamente cuando ella está constituida por una carpeta”. Para el presente trabajo se adoptará como definición de pavimento la siguiente: Estructura colocada sobre la subrasante de una vía, cuya función es resistir y distribuir los esfuerzos producidos por los vehículos así como mejorar las condiciones de seguridad y comodidad para los usuarios; por lo general está conformada por capa de rodadura, base y subbase (Ministerio de Economía y Finanzas - Dirección General de Inversión Pública del Perú, 2015).

La generalidad de métodos de diseño de pavimentos se basa principalmente en consideraciones respecto al tránsito, el clima, la capacidad de soporte de la subrasante y las características de los materiales a utilizar en las diferentes capas de pavimento; por lo tanto el diseño de un pavimento constituye un problema físico-mecánico en donde se relacionan variables como las asociadas al ambiente, la geometría del proyecto, las cargas del tránsito, los suelos de soporte, los materiales de construcción y la calidad de la construcción y del mantenimiento (Ministerio de Transporte & INVIAS, 2007).

En el proceso de selección del tipo de pavimento a implementar intervienen muchas variables entre las que están los criterios técnicos, el factores económico, fuentes de materiales, su idoneidad y distancia de acarreo y otros como las condiciones ambientales o la disponibilidad de equipos y de mano de obra, que en determinadas ocasiones pueden inclinar la decisión hacia un tipo de pavimento, (INVIAS, 2008).

Comúnmente, en el diseño convencional de pavimentos se considera la colocación de materiales importados que reúnen las características especificadas por las normas y que si bien garantizan un adecuado comportamiento de la estructura, incrementan de manera importante su precio dado que los costos que genera su transporte no son para nada despreciables, esta situación unida al fuerte impacto ambiental ocasionado por la explotación de minas y canteras así como las escombreras construidas para el depósito de materiales de desecho, obliga a buscar soluciones más ajustadas a nuestra realidad tanto económica como ambiental.

Aunque la normatividad no lo define, para este trabajo definiremos como pavimento alternativo a una solución básica que consisten principalmente en la aplicación de estabilizadores de suelos, recubrimientos bituminosos y otros, posibilitando que las capas de

rodadura de las carreteras no pavimentadas, tengan una mayor vida útil y presten un mejor nivel de servicio. En este tipo de soluciones se pueden presentar los siguientes casos:

- Caminos afirmados estabilizados sin recubrimiento: Caminos a nivel de superficie de rodadura compuestos por afirmados estabilizados con productos químicos o caminos a nivel de superficie de rodadura con suelos estabilizados.
- Caminos afirmados estabilizados con recubrimiento: Caminos a nivel de superficie de rodadura compuestos por afirmados o suelos estabilizados con productos químicos, con una capa de protección bituminosa.
- Caminos con soluciones básicas pavimentadas: Caminos con pavimentos compuestos por capas granulares y base estabilizada, con una superficie de rodadura bituminosa en frío como: tratamiento superficial monocapa, lechada asfáltica o mortero asfáltico, micropavimento en frío, carpetas de mezclas asfálticas en frío, etc.

El criterio para elegir la alternativa estructural más favorable es el menor costo inicial de construcción. Este es un criterio relativamente simple que no involucra futuros ciclos de vida del pavimento, pero para efectos de comparación de alternativas en vías con bajos volúmenes de tránsito se considera adecuado (Ministerio de Transporte & INVIAS, 2007).

1.2. Estabilización de suelos.

La estabilización de los suelos para uso en vías, es una técnica ampliamente utilizada para mejorar el comportamiento esfuerzo deformación de estos, con este proceso se busca mejorar la resistencia al esfuerzo cortante, la deformabilidad o compresibilidad y la estabilidad de los materiales en presencia de agua, con la finalidad de que en cualquier caso el pavimento que se coloque tenga el comportamiento deseado. El diseño de la estabilización consiste en llevar a cabo una adecuada clasificación del suelo en base a la cual se determina el tipo y cantidad de agente estabilizante así como el procedimiento para efectuar la estabilización. Entre los estabilizadores más comunes se pueden señalar: la cal, el cemento Pórtland, los productos asfálticos, los ácidos orgánicos, las resinas, los polímeros y las sales (Ministerio de Economía y Finanzas - Dirección General de Inversión Pública del Perú, 2015).

1.2.1. Mecanismos para la estabilización de suelos.

En la actualidad existen varios medios para mejorar la condición de un suelo para ser utilizado en la construcción de pavimentos, estos se dividen en tres grupos: (Garnica, Gómez, & Sesma, 2002).

a) Procedimientos mecánicos (compactación):

- Amasado (rodillos pata de cabra)
- Impactos de carga (pisonos)
- Presión estática (rodillos lisos y neumáticos)
- Vibración (rodillos vibratorios)
- Métodos mixtos (combinación de los métodos anteriores)

b) Procedimientos químicos (estabilizaciones):

- Cal
- Cemento Portland
- Ceniza Volante (Fly Ash)
- Asfaltos
- Otros

c) Procedimientos físicos:

- Mezcla (suelo con suelo)
- Confinamiento (suelos friccionantes)
- Consolidación previa (suelos finos arcillosos)
- Vibroflotación

En el presente trabajo se hará referencia a los procedimientos químicos, los cuales son utilizados normalmente en tareas de estabilización de suelos para capas bases y subrasantes de estructuras de pavimentos.

1.2.2. Procedimientos químicos.

La estabilización de suelos puede ser definida como un proceso para mejorar la resistencia del suelo reduciendo su susceptibilidad al efecto del agua y condiciones de tránsito durante un periodo de tiempo aceptable o de diseño.

Actualmente, el uso principal de los suelos estabilizados es en la construcción de la capa base de la estructura de pavimento. Una base de suelo estabilizado puede proporcionar el soporte para una superficie de rodamiento relativamente delgada la cual estará sujeta a una ligera o moderada cantidad de tránsito; también puede ser utilizada como base para un pavimento el cual estará sujeta a altos volúmenes de tránsito; además, la estabilización puede ser utilizada en la construcción de caminos revestidos y para el mejoramiento de suelos existentes, los cuales serán utilizados en la subrasante.

El tipo y grado de estabilización requerida en cualquier caso, es principalmente un problema de disponibilidad y costo de los materiales utilizados, así como su compatibilidad con las condiciones del suelo existente.

En el diseño de la estabilización de un suelo se deben tener presentes las variaciones que se espera lograr en lo que se respecta a la estabilidad volumétrica, resistencia mecánica, permeabilidad, durabilidad y compresibilidad.

El diseño de estabilizaciones consiste en efectuar una adecuada clasificación del suelo con la cual se determina el tipo y cantidad de agente estabilizante a utilizar así como el procedimiento para efectuar la estabilización.

En la Tabla 1 se presenta la respuesta de los principales tipos de suelos a la estabilización con diversos aditivos.

1.2.2.1. Cal.

El uso de la cal está recomendado en suelos que contienen componentes minerales de arcilla; la reacción entre el mineral de la arcilla y la cal es la que produce el efecto de estabilización. La teoría química involucrada en la reacción de la cal es compleja (Thompson, 1994). Las reacciones primarias principales incluyen intercambio catiónico, floculación – aglomeración, carbonatación y reacción puzolánica.

Todos los suelos finos pueden ser modificados en algún grado para exhibir menos plasticidad y mejorar la trabajabilidad utilizando un tratamiento a base de cal. Las características de resistencia de un suelo tratado con cal dependen principalmente del tipo de suelo, tipo y porcentaje de cal, así como las condiciones de curado (tiempo – temperatura).

La cal se puede utilizar para cambiar las propiedades del suelo (modificación) o para el mejoramiento a largo plazo (estabilización).

Tabla 1. Respuesta a la estabilización de los para principales tipos de suelos

Componente dominante	Estabilizante recomendado	Objetivos
Arenas	Arcilla de baja plasticidad	Para estabilización mecánica
	Cemento Portland	Incrementar el peso volumétrico y la cohesión
	Asfaltos	Incrementar la cohesión
Limos	Dependerá del tipo de mineral que contenga	
Alófanos	Cal	Acción puzolánica e incremento en el peso volumétrico
Caolín	Arena	Para estabilización mecánica
	Cemento	Para resistencias tempranas
	Cal	Trabajabilidad y resistencia tardía
Illita	Cemento	Para resistencias tempranas
	Cal	Trabajabilidad y resistencia tardía
Montmorilonita	Cal	Trabajabilidad y resistencia, reducción de expansiones y contracciones

Fuente: Garnica, 2002

Elaborado por: El autor

La modificación de suelos puede ser definida como la reducción de la plasticidad y/o el potencial de hinchamiento para satisfacer a un nivel aceptable los requerimientos de diseño. Esta modificación usualmente también lleva con ella mejoramiento en la resistencia y rigidez y una mejora significativa en la trabajabilidad, construcción y cambios de textura. Los efectos de modificación del suelo son inmediatos, entre ellos existe la reducción de la plasticidad.

La estabilización del suelo es un cambio permanente en las propiedades del suelo tratado; esta requiere un nivel significativo de reacción puzolánica, el cual genera una resistencia substancial, rigidez y durabilidad en la capa de pavimento.

Los tipos de cal comúnmente utilizados para la estabilización de suelos de grano fino, son la cal hidratada de alto calcio $[Ca(OH)_2]$, la cal viva calcítica (CaO), la cal dolomítica monohidratada $[Ca(OH)_2.MgO]$ y la cal viva dolomítica. La cantidad usada para la mayoría de los suelos varía usualmente entre 5 y 10% (Thompson, 1994).

La cal se utiliza en la estabilización de capas bases y subrasantes. Las funciones principales de estas en un sistema de pavimento flexible, son mejorar la resistencia a esfuerzos cortantes de la capa estabilizada, proteger las capas subyacentes y subrasantes naturales de ser sobre esforzadas, aumentar el módulo de respuesta generado por la capa base flexible debido al apoyo mejorado de la subrasante estabilizada con cal y reducir el esfuerzo cortante dentro de la superficie de concreto asfáltico como un resultado del mejor apoyo ofrecido por la capa de subrasante estabilizada.

1.2.2.2. **Cemento Portland.**

La estabilización con cemento Portland puede usarse en gran variedad de suelos (gravas, arenas, limos y suelos de baja plasticidad); sin embargo, el cemento no es tan efectivo como la cal en la estabilización de arcillas de alta plasticidad. Algunos suelos arcillosos tienen una alta afinidad con el agua, de tal manera que el cemento no puede hidratarse lo necesario para producir la reacción puzolánica completa. Usualmente es ventajoso utilizar cemento cuando los suelos no reaccionan con la cal (George, 1990).

Al igual que la cal, el cemento disminuye el límite líquido e incrementa el índice plástico y mejora la manejabilidad de los suelos arcillosos; en estos, la estabilización con cemento es efectiva cuando el límite líquido es menor que 45 y el índice plástico es menor que aproximadamente 25 (Kota, 1995):. Los porcentajes óptimos de cemento por volumen para la estabilización efectiva de algunos tipos de suelos se muestran en la Tabla 2 propuesta por el Instituto Mexicano de Transporte.

Tabla 2. Cemento requerido por volumen para estabilización.

Tipo de suelo		Porcentaje de cemento por volumen
Clasificación AASHTO	Clasificación unificada	
A-2 y A-3	GP, SP y SW	6 – 10
A-4 y A-5	CL, ML y MH	8 – 12
A-6 y A-7	CL y CH	10 – 14

Fuente: IMT publicación técnica Nro. 197

Elaborado por: El autor

Los suelos granulares y arcillosos de baja plasticidad son obviamente los más adecuados para la estabilización con cemento. Las arcillas cálcicas son estabilizadas más fácilmente por la adición de cemento, mientras que las arcillas sódicas e hidrogenadas, de naturaleza expansiva, responden mejor a la estabilización con cal. Por estas razones debe ponerse atención a la selección del material estabilizador.

La elevada resistencia a la compresión generada en suelos de subrasantes y bases estabilizadas con cemento producen altos valores de rigidez o módulos de resiliencia en las capas del pavimento; en muchos casos, las resistencias son tan altas y las rigideces tan grandes que la capa tratada con cemento debe ser considerada como una losa estructural

1.2.2.3. Ceniza Volante (*Fly Ash*).

La ceniza volante es un producto secundario que se origina a partir del proceso de combustión del carbón generalmente relacionado con plantas generadoras de energía eléctrica; es un polvo fino, compuesto principalmente de silicio, aluminio, varios óxidos y álcalis; es de naturaleza puzolánica y reacciona con cal hidratada para producir productos cementantes. Las mezclas de cal y ceniza volante se utilizan para la estabilización de bases y subbases de caminos; se obtienen mezclas efectivas con 10 - 35% de ceniza volante y 2 - 10% de cal (Cokca, 2001).

Dependiendo del tipo de carbón, las cenizas volantes se clasifican dentro de dos categorías: cenizas con bajo contenido de calcio derivadas de carbón bituminoso y antracitas denominadas cenizas volantes “clase F” y cenizas volantes con alto contenido de calcio, las cuales se derivan de carbones ligníticos y subbituminosos y se denominan “clase C”.

La ceniza volante ha sido utilizada principalmente en la estabilización de suelos como un suplemento o reemplazo de la cal o cemento en suelos que muestran pobres propiedades puzolánicas con el fin de aumentar la reacción cal – sílice. La ceniza volante y los suelos estabilizados en bases y subrasantes con ceniza volante y cal desarrollan el mismo tipo de mejoras que los suelos estabilizados con cal y cemento.

1.2.2.4. Asfalto.

El mejoramiento de las propiedades de los suelos con asfalto es una técnica muy usada y frecuentemente muy efectiva. Los tipos de producto que se han usado para este fin se pueden resumir en los siguientes (Rodríguez, Castano, & Martínez, 2001):

- Productos bituminosos, sistemas anhídridos de hidrocarburos totalmente solubles en bisulfuro de carbono.
- Productos asfálticos, procedentes de la destilación y refinamiento del petróleo o asfaltos naturales.
- Productos residuo de la destilación destructiva de materiales orgánicos, tales como el carbón, ciertos aceites, lignitos, turbas y madera (alquitranes).

Los productos asfálticos y bituminosos en general, son normalmente demasiado viscosos para que se puedan incorporar directamente a los suelos; por ello deben usarse calentados,

emulsificados en agua (emulsiones) o rebajados con un solvente, generalmente volátil, como la gasolina o diesel.

Las emulsiones y los asfaltos rebajados son los productos más usados en estabilizaciones de suelos, pero se emplean también alquitranes calentados o rebajados. Los rebajados más usuales son los de fraguado lento y medio, pero en las arenas se han utilizado también los de fraguado rápido con éxito.

Los asfaltos emulsificados se usan con rompimiento medio y lento. Las emulsiones son suspensiones muy finas de partículas de asfalto en agua y el asfalto se liga con el suelo cuando la suspensión se coagula (rompimiento). El momento en que tal coagulación ocurra determina la efectividad de la liga asfalto – suelo; si el rompimiento ocurre muy pronto, se tendrá una penetración escasa e inadecuada y esta es la razón por la que se evitan las emulsiones de rompimiento rápido.

Prácticamente todos los tipos de suelo responden a la estabilización con asfalto, incluyendo las arcillas más compresibles y activas, pero los mejores resultados se obtienen sin duda con arenas y con gravas arenosas, materiales a los que el asfalto da cohesión e impermeabilidad.

1.2.2.5. Otros métodos.

Existen otros métodos para estabilización química de suelos, sin embargo, su utilización es menos frecuente. Entre ellos se encuentran el uso de (Garnica, Pérez, Gómez, & Obil, 2002):

- Ácido fosfórico y fosfatos
- Cloruro de sodio
- Sulfatos de calcio (Yeso) y Cloruro de calcio
- Hidróxido de sodio (sosa cáustica)
- Sales de aluminio
- Resinas y polímeros

1.2.3. Clasificación de suelos con fines de estabilización.

Existen varios métodos para clasificar a los suelos con fines de estabilización, uno de los más usados es el conocido como sistema Northcote que se fundamenta en el tamaño, forma y arreglo de las partículas; el sistema divide al suelo en cuatro grupos fundamentales:

Tabla 3. Clasificación de los suelos según sistema Northcote

Descripción	Símbolo
Suelos con perfil de textura uniforme	U
Suelos con perfil de textura gradual	G
Suelos con perfil de textura doble	D
Suelos orgánicos	O

Fuente: Garnica, 2002

Elaborado por: El autor

En el sistema se conceptualiza a la textura desde el punto de vista científico geotécnico, como a la forma en que están agregadas las partículas de arena, limo y arcilla; además la descripción de textura considera la forma, tamaño y grado de desarrollo.

El sistema subdivide a estos suelos en subgrupos de acuerdo con las características visibles como el color, presencia de concreciones, rellenos en las grietas o fisuras, etc., así como algunas características no detectables a simple vista como lo es la alcalinidad o acidez. Por consiguiente, mientras mejor se conozcan las características físicas y químicas de un suelo mejor se puede emprender el estudio de la estabilización.

1.2.4. Parámetros esenciales en el reconocimiento de suelos, según el sistema Northcote.

El primer paso para la determinación de la composición y propiedades esperadas en un suelo, es el reconocimiento visual y manual, el segundo es la determinación del tipo de minerales que contiene el suelo, pues de ellos depende en forma directa la estabilidad volumétrica, la cohesión y, en especial la reactividad a la estabilización. La determinación del tipo de mineral, cuando de estabilizaciones se trata, es de gran utilidad. Los tipos de minerales se pueden determinar con microscopios electrónicos, difracción de rayos x, espectrometría con rayos infrarrojos y análisis químicos. Sin embargo, en la gran mayoría de casos y para fines prácticos puede inferirse el tipo de minerales mediante observaciones de campo sencillas (Ingles, 1972).

De los cientos de minerales que se han encontrado en los limos y arcillas contenidos en un suelo, basta para fines prácticos e ingenieriles, el reconocimiento de la existencia de menos de diez de ellos. Algunas características principales de estos se muestran en la siguiente tabla (Garnica, Pérez, et al., 2002).

Tabla 4. Características físicas de los principales tipos de minerales

Grupo	Minerales	Tamaño promedio	Características físicas principales
Arena muy fina	Cuarzo	> 1 μ	Abrasiva, sin cohesión
Mica	Moscovita, biotita	> 1 μ	Sin cohesión, se intemperiza fácilmente, compactable
Carbonato	Calcita, dolomita	Variable	Se pulveriza fácilmente
Sulfato	Yeso	> 1 μ	Ataca al cemento
Alófono	Aluminosilicatos amorfos, atapulgita, alúmina y sílica hidratada	Variable	Alta relación de vacíos, alta plasticidad
Caolín	Caolinita y halloysita	= 1 μ	No expansivo, baja plasticidad, baja cohesión
Illita	Illita y micas parcialmente degradadas	= 0.1 μ	Expansiva, plasticidad media, baja permeabilidad
Montmorillonita	Montmorillonita y bentonita	\leq 0.01 μ	Altamente expansiva, muy plástica, permeabilidad extremadamente baja
Clorita	Clorita, vermiculita	= 0.1 μ	Expansión baja, resistencia al esfuerzo cortante baja
Materia orgánica	Presencia de ácido	Variable	Alta permeabilidad, difícilmente compactable, se puede degradar rápidamente por oxidación

Fuente: Garnica, 2002

Elaborado por: El autor

1.2.5. Método australiano para la identificación de los minerales de un suelo.

Uno de los métodos más destacados para la identificación de minerales de un suelo es el empleado por los ingenieros australianos, este se basa en observaciones directas y pruebas sencillas que permiten obtener información preliminar muy importante acerca de los suelos en el campo, sin necesidad de efectuar pruebas de laboratorio; el método se basa en las tres consideraciones que se detallan a continuación (Garnica, Pérez, et al., 2002).

- Observaciones generales del lugar y del perfil de suelos. Se requiere realizar pozos a cielo abierto y extraer muestras inalteradas; es de mucha utilidad el análisis de cortes existentes en la región o la extracción de muestras alteradas, en donde se toma nota de los colores del suelo y del agua en los encharcamientos circundantes. De acuerdo con las observaciones podría inferirse lo indicado en la Tabla 5 con respecto a los minerales en las arcillas.

- **Apreciación de la textura del suelo.** La textura del suelo puede estimarse con la ayuda de agua de lluvia o destilada. Una textura arenosa en el suelo amasado con agua indicaría la presencia de arena, una textura pastosa la presencia de arcilla; mientras que la ausencia de ambas sugiere la presencia de limos. Si se permite que el suelo se seque en los dedos, el suelo arenoso no se adherirá a ellos, el limo se desprenderá fácilmente y la arcilla se adherirá fuertemente a ellos.
- **Inmersión del espécimen del suelo en agua de lluvia o destilada.** Este procedimiento es conocido como “prueba del grumo”, no se deben agregar agentes dispersantes, ni humectantes. El procedimiento consiste en colocar un pequeño grumo de suelo secado al aire dentro de un vaso de vidrio claro lleno de agua destilada o de lluvia. Es muy importante que no se altere el grumo en ninguna forma, salvo el secado, antes de su inmersión en agua. Se observa el comportamiento del grumo, después de la inmersión, durante un lapso de hasta 10 minutos, tomando lo esquematizado en la Figura 1.

Tabla 5. Inferencias de la observación visual (Método Australiano para identificación de minerales)

Observaciones	Componentes arcillosos dominantes
Aguas turbias cuya coloración va desde el amarillo – café al rojo – café	Montmorillonitas, illitas y salinidad de suelos
Aguas claras	Calcio, magnesio o suelo rico en hierro, suelos altamente ácidos, arenas
Zanjas de erosión o tubificaciones en el suelo natural	Caolinitas
Desprendimiento de suelos	Caolinitas o cloritas
Micro relieves superficiales	Montmorillonitas
Formaciones rocosas graníticas	Caolinitas, micas
Formaciones rocosas basálticas, topografía con drenaje pobre	Montmorillonitas
Formaciones rocosas basálticas, topografía con drenaje pobre	Caolinitas
Formaciones rocosas areniscas	Caolinitas
Formaciones rocosas de lutitas y pizarras	Montmorillonitas o illitas, usualmente con salinidad de suelos
Formaciones rocosas calizas	Montmorillonitas alcalinas y cloritas con propiedades muy variables
Formaciones recientes de piroclásticos	Alófanos

Fuente: Garnica, 2002

Elaborado por: El autor

Deben anotarse todas las observaciones de campo en forma apropiada así como su localización precisa; normalmente se registra la siguiente información:

- Profundidad.
- Color; registrar coloraciones cuando se existan manchas.
- Inclusiones; identificar si son carbonatos, hierro, raíces, materia orgánica.
- Textura y consistencia.
- Propagación en agua.
- Tipología de perfil.
- Geología; clasificación de rocas y formaciones.
- Agua superficial; color, turbidez, etc.
- Erosión; tipo.
- Existencia de deslizamientos.
- Micro relieve de los suelos.
- Mineral deducido.

1.2.6. Principales tipos de minerales.

La finalidad de reconocer a los suelos tanto visual como manualmente es la de tomar decisiones lógicas respecto al tipo de estabilización más adecuado así como las pruebas a efectuar: decisiones adecuadas permiten lograr economías considerables sin riesgos para el proyectista de la estabilización. Para lograr que el reconocimiento de los suelos sea más efectivo debe complementarse con el conocimiento de las propiedades del suelo y de sus componentes; en la Tabla 6 se indican las propiedades ingenieriles de los diferentes componentes de un suelo, debe considerarse que estas tablas son generales y que pueden existir excepciones (Garnica, Pérez, et al., 2002).

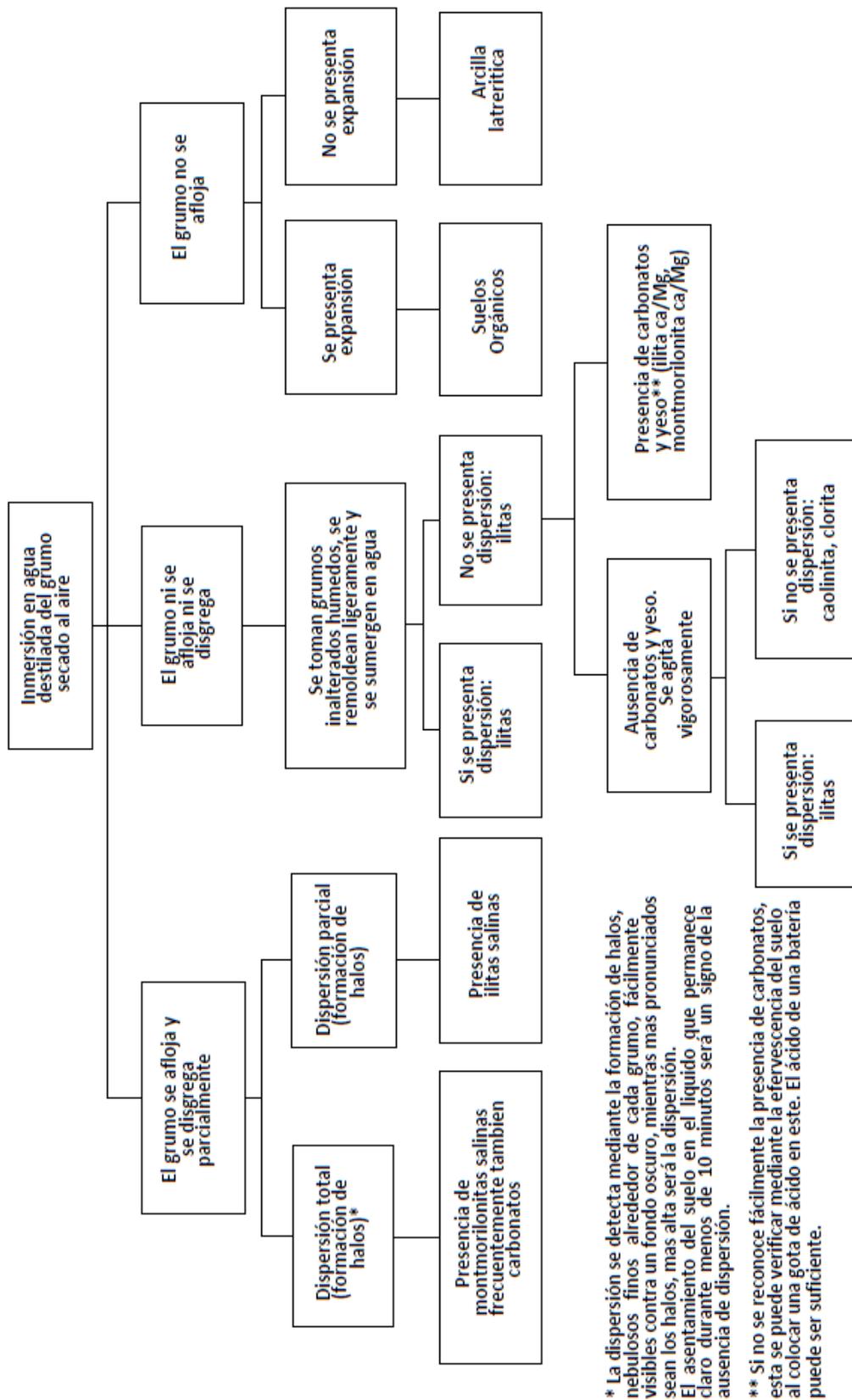


Figura 1. Esquema de la prueba de inmersión del grumo en agua.

Fuente: Garnica, 2002

Elaborado por: El autor

Tabla 6. Propiedades ingenieriles de los componentes de un suelo

Componente	Arena	Limo	Mica	Carbonato	Sulfato	Caolín	Illita	Montmorillonita	Clorita	Alófono	Materia Orgánica
Permeabilidad											
En seco	++	-	m	m	m	-	-	-	-	m	++
En húmedo	++	+	+	m	m	-	-	-	-	++	++
Estabilidad volumétrica	++	++	++	+	++	+	-	-	-	m	+
Plasticidad: Cohesión	--	--	-	-	-	m	+	++	m	++	m
Resistencia											
En seco		+	+	+	+	m	+	++	m	m	-
En húmedo		-	m	+	m	-	m	-	-	-	-
Compactación a humedad óptima	+	m	-	+	+	-	m	++	m	++	-
Estabilidad al intemperismo	++	+	-	+	-	+	m	+	m	-	-
Abrasividad	++	m	-	-	m	-	-	-	-	-	-
- bajo --muy bajo + alto ++ muy alto m moderado	Problemas cuando el material es uniforme		La biotita causa más problemas que las moscovita	Soluble en ácidos	Ataca a los cementos portland		Tomar en cuenta la salinidad	Tomar en cuenta la salinidad	Tomar en cuenta la salinidad		
Los efectos de la salinidad en el suelo pueden ser críticos para ciertas estructuras ingenieriles y deberán evaluarse por separado de acuerdo con la inspección preliminar del suelo											

Fuente: Garnica, 2002

Elaborado por: El autor

1.2.7. Criterios para la estabilización de suelos para pavimentos.

1.2.7.1. Método de la Fuerza Aérea de los Estados Unidos

Entre los criterios más usados para la estabilización de suelos se encuentra el de la Fuerza Aérea de los Estados Unidos de Norte América (Headquarters & Departments of The Army, 1994); de los factores que se consideran en la selección del estabilizante, el más importante es el tipo de suelo que se va a estabilizar, para el cual hay más de un estabilizante que se puede aplicar con éxito, la Fuerza Aérea utiliza guías o líneas basadas en la granulometría, plasticidad y textura del suelo.

Para la selección de estabilizantes se hace usando la Figura 2 y la Tabla 7; el triángulo de la granulometría del suelo en la Figura 2 está basada en las características de la granulometría de los suelos y en las características de pulverización. El proceso de selección del estabilizante se continúa con la Tabla 7 como indica para cada área mostrada en la Figura 2.

Las restricciones se basan en la granulometría y en el índice de plasticidad, (IP) se usa la segunda columna de la Tabla 7; en ésta, se enlistan los símbolos para la clasificación de suelos que se aplica para cada área determinada por la Figura 2, esto se hace para verificar que el área seleccionada es la apropiada.

Debido a ello, la distribución granulométrica y los límites de Atterberg son usados para iniciar el proceso de selección. Los datos que se requieren para entrar a la Figura 2 son: porcentaje de material que pasa la malla No. 200 y el porcentaje de material que pasa la malla No. 4 pero que se retiene en la No. 200. Al triángulo se entra con estos dos valores y en donde se intercepten esa es el área (1A, 2A, 3, etc.)

El diseño para seleccionar el material final está basado en otros factores como la disponibilidad de los materiales, economía, etc.; algunos de los agentes estabilizantes son empleados para determinar muestras y testigos en el laboratorio para desarrollar el diseño de la mezcla empleando un mínimo de criterios ingenieriles en el campo de la estabilización.

En el diseño de la estabilización de un suelo, se toma en cuenta al producto más adecuado, plantea a la fecha un problema que para su solución requiere del estudio de las posibles reacciones y generación de nuevas formaciones minerales que tomarán lugar en el proceso de estabilización.

Tabla 7. Selección del aditivo estabilizante

Área	Clase de suelo	Tipo de estabilizante aditivo recomendado	Restricción en LL e IP	Restricción% pasa malla Nro. 200	Observaciones
1A	SW - SP	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal - cemento - ceniza volátil	IP < 25		
1B	SW - SM SP - SM SW - SC SP - SC	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal (4) Cal - cemento - ceniza volátil	IP < 10 IP < 30 IP < 12 IP < 25		
1C	SM SC SM - SC	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal - (4) Cal - cemento - ceniza volátil	IP < 10 $IP < 20 + \frac{50 - \% FINOS}{4}$ IP < 12 IP < 25	No exceda 30% en peso	
2A	GW - GP	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal - cemento - ceniza volátil	IP < 25		Material bien graduado y que contenga hasta 45 % en peso que pasa malla Nro. 4
2B	GW - GM GP - GM GW - GC GP - GC	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal - (4) Cal - cemento - ceniza volátil	IP < 10 IP < 30 IP < 12 IP < 25		Material bien graduado y que contenga hasta 45 % en peso que pasa malla Nro. 4
2C	GM GC GM - GC	(1) Bituminosos (2) Cemento Pórtland (3) Cal (4) Cal - cemento - ceniza volátil	IP < 10 $IP < 20 + \frac{50 - \% FINOS}{4}$ IP < 12 IP < 25	No exceda 30% en peso	Material bien graduado y que contenga hasta 45 % en peso que pasa malla Nro. 4
3	CH - CL MH ML- OH OL ML - CL	(1) Cemento Pórtland (2) Cal	LL < 40 e IP < 20 IP < 12		

Fuente: Solminihac,2012

Elaborado por: El autor

En el procedimiento referido en este inciso no se toma muy en cuenta a la reactividad de los aditivos con los agregados, por lo que dicho procedimiento deberá tomarse con las debidas precauciones y limitaciones.

Una vez que se ha decidido, con base en factores de orden práctico o económico, el tipo de estabilización a realizar, habrá que decidir cuál es la capa más conveniente a tratar de acuerdo con la disponibilidad de los materiales, su calidad y costo.

La siguiente etapa sería la elección del método de estabilización más adecuado. El tipo de pavimento regirá como un primer punto a esta elección pues en unos casos la resistencia puede ser la que revista mayor importancia (base de pavimentos flexibles, por ejemplo), mientras que en otros lo puede ser la adherencia o unión de las partículas (caso de subbases de pavimentos rígidos para evitar el bombeo), o inclusive la permeabilidad.

Los factores ambientales pueden influenciar a la resistencia última del suelo estabilizado, tanto como la calidad de los materiales a emplear en la estabilización; una cantidad excesiva de lluvia puede alterar la efectividad de una estabilización pues podría por ejemplo lavar y percolar la sal adicionada a un suelo, o bien la existencia de aguas ácidas puede anular los efectos estabilizantes de un aditivo alcalino al quedar ambos en contacto.

Por otro lado, la temperatura ejerce también influencia en la velocidad de las reacciones químicas, razón por la cual debe tomarse en cuenta al elegir los métodos de estabilización en ciertas épocas del año. El perfecto conocimiento del funcionamiento y limitaciones del equipo disponibles es de suma importancia, pues esto permitirá que se pueda, a priori, eliminar ciertos productos que no resulten de aplicación práctica; pues, por ejemplo, no sería de esperar un buen trabajo de estabilización si se requiere mezclar una arcilla plástica muy húmeda con cemento Pórtland si para ello se cuenta solamente con arados de disco y motoconformadoras, ya que en este caso sería indispensable contar con sistemas de secado y pulverización.

1.2.7.2. Método modificado del Bureau Public Roads

Este método determina el mejor aditivo para la estabilización de un suelo, de acuerdo al índice de plasticidad, porcentaje de material que pasa por el tamiz N°200 y el sistema de clasificación de suelos AASHTO (Solminihaç, Echeverría, & Thenoux, 2012), tal como se indica en la Figura 3.

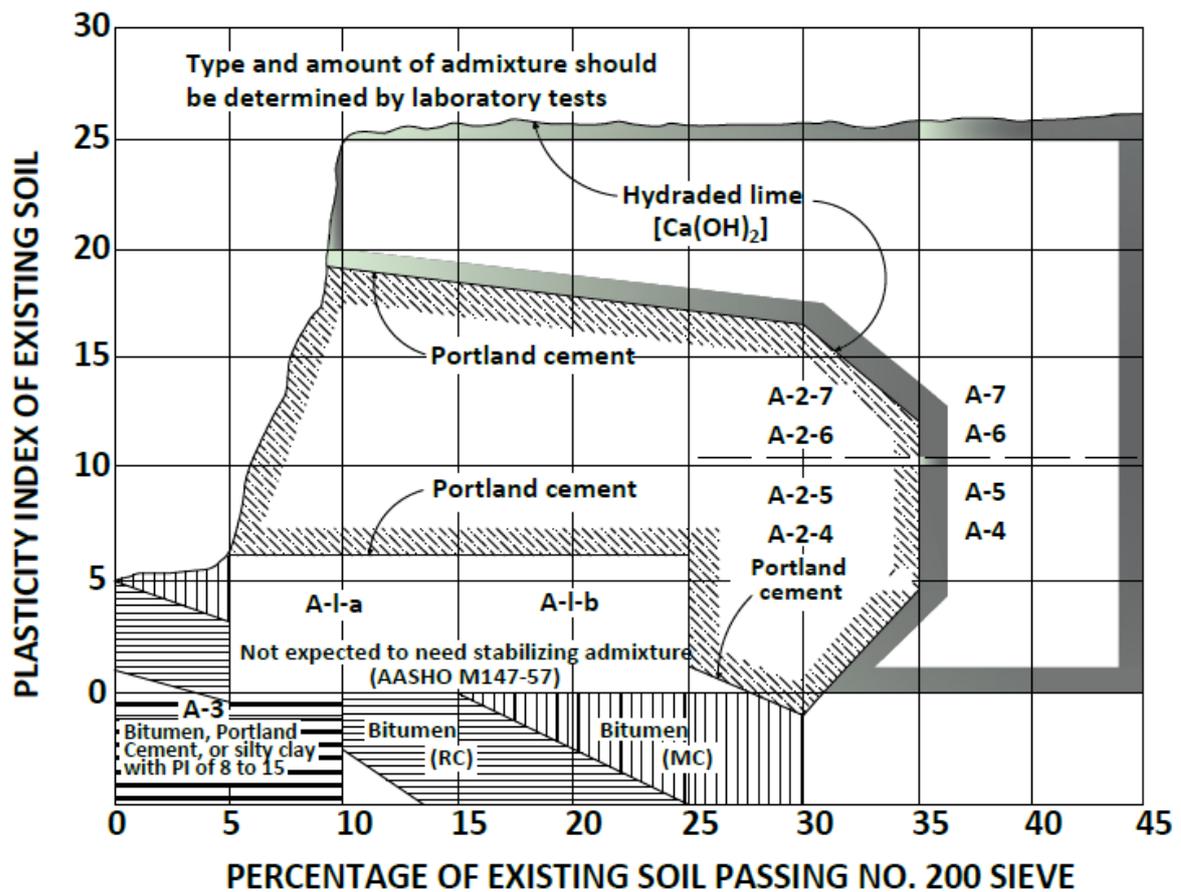


Figura 3. Estabilizante recomendado según Método modificado del Bureau Public Roads.

Fuente: Solminihac, 2012

Elaborado por: El autor

1.2.7.3. Método del U.S. Department of Transportation

Este método sugiere que la manera más adecuada de determinar el mejor estabilizante para un suelo, es mediante el índice de plasticidad y el porcentaje de material que pasa por el tamiz N°200 (Solminihac et al., 2012), tal como se representa en la figura 4.

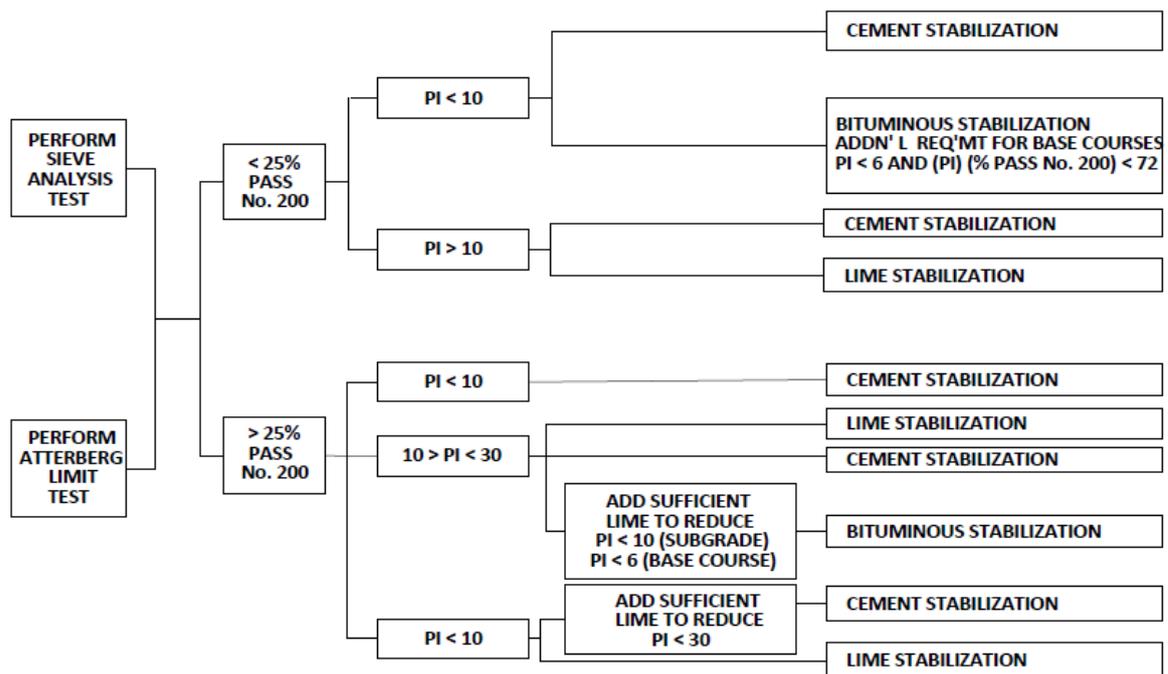


Figura 4. Estabilizante recomendado según del U.S. Department of Transportation.

Fuente: Solminihac,2012

Elaborado por: El autor

1.3. Selección de tipo de pavimento.

Según la Asociación Internacional Permanente de Congresos de Rutas -AIPCR- existen varias consideraciones para la correcta selección de pavimento a implementar, así: cualquier solución de pavimento tiene su justificación cuando la suma de los costos de construcción y mantenimiento a largo plazo, son inferiores a los de otras opciones.

En la selección de un tipo de pavimento se involucran muchas personas con capacidad de influenciar una decisión, principalmente están: las autoridades, los constructores, los diseñadores, los fiscalizadores y en algunos casos los mismos usuarios.

Como se manifestó anteriormente, este trabajo tiene su ámbito de aplicación en las vías rurales, lo que excluye su utilización para vías de otra índole, como las de las explotaciones mineras a cielo abierto, por las cuales circulan vehículos en número escaso pero con magnitudes de carga excepcionales, al igual que las vías de tránsito urbano, estacionamientos o áreas residenciales, cuya funcionalidad específica exige otro tipo de consideraciones para su diseño.

Estudios realizados por el Instituto Mexicano del Transporte y publicados en el documento “algunos aspectos comparativos entre pavimentos rígidos y flexibles” (Rico, Mendoza, Téllez, & Mayoral, 1998), demuestran que si bien tanto los pavimentos rígidos como los

flexibles ofrecen alternativas adecuadas de pavimentación; los pavimentos rígidos son preferentes en vías con tránsitos superiores a los 20 000 vehículos diarios, además los costos de inversión inicial y de conservación son superiores en los pavimentos rígidos y solamente son convenientes en tránsitos elevados debido a que los costos de operación son más bajos, lo que equipara su balance total. Por lo anotado y tratándose de vías rurales debajo volumen de tránsito se analizará únicamente la alternativa del pavimento flexible.

Para el diseño de las estructuras de pavimento se utilizará el método AASHTO; el algoritmo básico corresponde a la versión del año 1993 y de la Guía AASHTO del año 2002, se toman algunos criterios y correlaciones por considerarlas particularmente útiles dado el nivel de detalle requerido por el diseño de los pavimentos asfálticos de las carreteras en estudio.

1.4. Método AASHTO

El método de la AASHTO, versión 1993, describe los procedimientos para el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles y rígidos de carreteras. En el caso de los pavimentos flexibles, el método considera solamente el uso de concreto asfáltico y tratamientos superficiales.

El procedimiento está basado en las ecuaciones originales de la AASHO que datan del año 1961, producto de las pruebas en Ottawa, Illinois, se trata básicamente en encontrar un “número estructural SN” para que la estructura del pavimento flexible sea capaz de soportar la carga de diseño. Para la determinación del número estructural SN, el método determina una ecuación general en la que intervienen los parámetros que se detalla a continuación:

- El tránsito en ejes equivalentes acumulados para el período de diseño seleccionado.
- El parámetro de confiabilidad, “R”.
- La desviación estándar, “So”.
- El módulo de resiliencia, “Mr” de la subrasante.
- La diferencia ó pérdida de los índices de servicios inicial y final, “ ΔPSI ”.

1.4.1. Tránsito.

El método considera los ejes equivalentes de 18,000 lb (8.2 ton) acumulados durante el período de diseño. Una vez calculados los ejes equivalentes para el primer año, se deberá estimar con base en la tasa de crecimiento anual y el período de diseño, el número total de ejes equivalentes acumulados en todo el periodo de diseño (Rico, Téllez, & Garnica, 1998).

1.4.2. Confiabilidad “R”.

Este parámetro trata de adicionar cierto grado de certeza en el diseño, en el sentido de asegurar que la sección estructural que se obtengan, durará como mínimo el tiempo establecido como período de diseño. El parámetro considera posibles variaciones en las predicciones del tránsito y en el comportamiento de la sección diseñada.

Los valores varían entre 50 y 99.9; los valores más altos corresponden a vías expuestas a un uso intensivo, mientras que los valores más bajos corresponden a caminos locales y secundarios, el detalle se muestra en el siguiente cuadro (Rico, Téllez, et al., 1998).

Tabla 8. Valores recomendados de R

Clasificación Funcional	Valor de R recomendado
Carretera interestatal o autopista	80 -99.9
Red Principal	75 – 95
Red Secundaria	75 – 95
Red rural o local	50 - 80

Fuente: Rico, 1998

Elaborado por: El autor

1.4.3. Desviación estándar global “So”.

Este parámetro está atado directamente con la Confiabilidad (R), deberá seleccionarse un valor So “Desviación Estándar Global”, representativo de condiciones particulares, que considera posibles variaciones en el comportamiento del pavimento y en la estimación del tránsito.

Valores de “So” en los tramos de prueba de AASHO no incluyeron errores en la estimación del tránsito; sin embargo, el error en la predicción del comportamiento de las secciones en tales tramos, fue de 0.25 para pavimentos rígidos y 0.35 para los flexibles, lo que corresponde a valores de la desviación estándar total debidos al tránsito de 0.35 y 0.45 para pavimentos rígidos y flexibles respectivamente (Rico, Téllez, et al., 1998).

1.4.4. Módulo de Resiliencia.

Para la caracterización de los materiales de sub-rasante, la metodología AASHTO, utiliza el módulo resiliente o elástico (MR). Debido a la complejidad de los ensayos y de los equipos requeridos se han determinado correlaciones para su obtención a partir del valor de CBR.

La guía de diseño AASHTO sugiere que el módulo resiliente a partir de valores de CBR, puede ser estimado mediante las siguientes expresiones:

- $Mr \text{ (psi)} = 1500 \text{ CBR}$ (Shell (Heukelomm y Foster 1960))
- $Mr \text{ (psi)} = 5409 \text{ CBR}^{0.711}$ (U.S. Cuerpos de Ingenieros - Green y Hall 1975)
- $Mr \text{ (psi)} = 3000 \text{ CBR}^{0.65}$ (Concilio Sur Africano Investigaciones Científicas e Industriales)
- $Mr \text{ (psi)} = 2555 \text{ CBR}^{0.64}$ (Laboratorio de Investigación de Transporte y Carreteras 1987)
- $Mr = 4326 * \text{LN}(\text{CBR}) + 241$ (FHWA PL-98-029)

Donde:

MR : Modulo Resiliente.

CBR : Valor obtenido del ensayo CBR (California Bearing Ratio)

1.4.4.1. El Cono Dinámico de Penetración

La determinación del Valor de Soporte California CBR, es un proceso complejo que requiere de bastante tiempo para su obtención. Como respuesta a estas dificultades surgen diferentes dispositivos como el DCP (Cono Dinámico de Penetración) que facilitan y proporcionan mayor practicidad a los ensayos convencionales. El DCP es una herramienta útil, multifuncional, su uso trae una gama de beneficios; sin embargo es necesaria una buena interpretación para determinar parámetros de diseño finales más confiables, optimizando tiempo, dinero, recursos humanos y mecánicos (Viscarra, 2006).

El DCP fue desarrollado en 1956 por Scala; estudios realizados en campo por Livneh y Ishali (1987) y Kleyn (1975) han sido básicos para la evaluación de pavimentos. Posteriormente se difundió su uso en Inglaterra, Australia, Canadá, Nueva Zelanda y Estados Unidos.

Este instrumento es utilizado esencialmente para evaluar la resistencia de suelos tanto no disturbados como compactados y estimar mediante correlaciones un valor de CBR en campo. A diferencia de este, el DCP presenta ventajas como su simplicidad y economía de uso. Además permite estimar la capacidad estructural de las diferentes capas que conforman un pavimento, así como detectar el grado de heterogeneidad que puede presentar una sección y la uniformidad de compactación del material, de una manera rápida, continua y bastante precisa (Osorio & Casas, 2011).

La ASTM publicó una metodología estándar para el uso y aplicación del DCP en pavimentos, con la designación: D 6951-03. Este ensayo utiliza un DCP basado en el dimensionamiento de Sowers, con un martinete de 8 kg el cual tiene una caída libre de 575 mm y un cono intercambiable en la punta con un ángulo de 60° y un diámetro de 20 mm, como se muestra en la Figura 5.

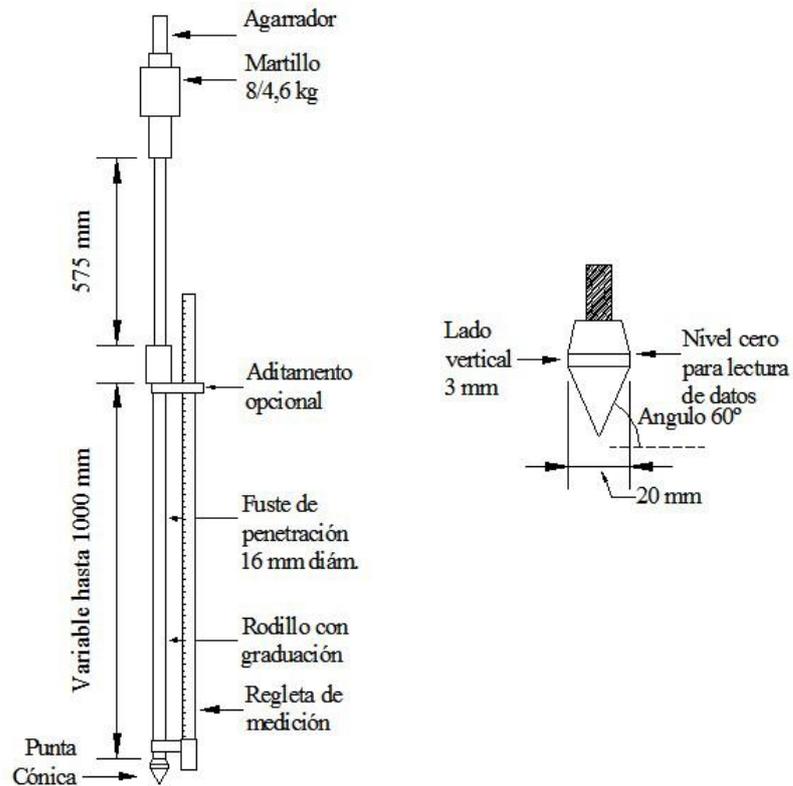


Figura 5.. Esquema del Equipo DCP (ASTM D-6951-03).

Fuente: Viscarra, 2016

Elaborado por: El autor

1.4.4.2. Curva DCP

Esta gráfica representa la penetración acumulada en función del número de golpes acumulados para los respectivos datos. En este tipo de curvas, como se muestra en la Figura 6 se puede visibilizar el número de capas existentes representadas por rectas de diferentes pendientes, también se puede determinar el espesor de dichas capas.

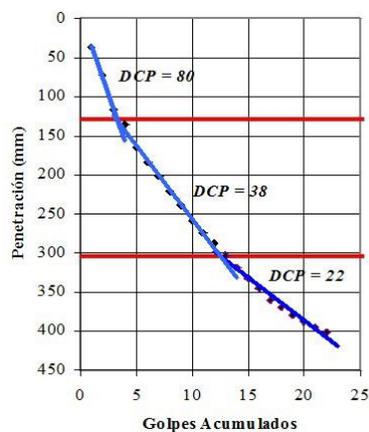


Figura 6. Curva DCP para una serie de valores

Fuente: Viscarra, 2016

Elaborado por: El autor

1.4.4.3. Correlaciones existentes para el DCP

En las últimas décadas se han desarrollado diferentes investigaciones para correlacionar el valor DCP con otras características físico-mecánicas de los suelos; la selección apropiada de este tipo de correlaciones está relacionada con el juicio del profesional en el área y las especificaciones del equipo DCP. La Tabla 9 resume las expresiones más trascendentales obtenidas con el uso del DCP.

Tabla 9. Resumen de expresiones para correlacionar el número DCP con otros valores.

Relación entre DCP(mm/golpe) y:	Ecuación	Autor/Autores	Observaciones
Límite Líquido (%)	$LL = 0,62 \cdot \text{Log}(\text{DCP}) - 1,14$	Gabr, M. (2001)	Suelo con alto contenido de finos (60%).
Grado de Saturación (%)	$S = 1 - e^{-0,065 \cdot \text{DCP}}$	Gabr, M. (2001)	Suelo con alto contenido de finos (60%).
Valor de Soporte California (CBR %)	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,465 - 1,12 \cdot \text{Log}(\text{DCP})$ o expresada también: $\text{CBR} = 292 / \text{DCP}^{1,12}$	Van Vuren (1968), Kleyne (1975), Livneh e Ishai (1987), Webster (1992) y Siekmeier (1999).	Apta para todo tipo de suelos (granulares y cohesivos).
Valor de Soporte California (CBR %)	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,317 - 0,858 \text{Log}(\text{DCP})$	Transport Road Research TRRL (1986).	Apta para todo tipo de suelos.
Valor de Soporte California (CBR %)	$\text{CBR} = 1 / 0,002871 \cdot \text{DCP}$	Webster S.L.(1994).	Para suelos CH.
Valor de Soporte California (CBR %)	$\text{CBR} = 1 / (0,017019 \cdot \text{DCP})^2$	Webster S.L.(1994).	Para suelos CL con $\text{CBR} < 10 \%$.
Módulo Resiliente (Mpa)	$\text{MR} = 537,76 \cdot \text{DCP}^{-0,6645}$	Chen D. et al. (2005).	Estudio realizado en bases y sub-bases de diferentes autopistas de Estados Unidos.
Módulo Resiliente (Mpa)	$\text{MR} = 532,1 \cdot \text{DCP}^{-0,492}$	George y Uddin (2000).	Suelos finos.
Módulo Resiliente (Mpa)	$\text{MR} = 235,3 \cdot \text{DCP}^{-0,475}$	George y Uddin (2000).	Suelos gruesos.
Módulo Resiliente (Mpa)	$\text{Log}(\text{UCS}) = 3,29 - 0,809 \text{Log}(\text{DCP})$	McElvaney y Djatnika (1991).	Suelos con limos.

Fuente: Viscarra, 2006

Elaborado por: El autor

1.4.5. El GeoGauge

Es un instrumento portátil, rápido, confiable y no – nuclear que proporciona un método simple y preciso de medición in-situ de las características ingenieriles de un material. Específicamente, mide la rigidez y el módulo Young (<http://www.runco.com.ar/Geo-Gauge-H4140.html>).

La rigidez de un material es una característica estructural y una medida de la resistencia a la flexión, este valor permite determinar la deflexión necesaria que garantice la transferencia uniforme y efectiva de las cargas ocasionadas por el tránsito desde la superficie de rodadura del pavimento a las distintas capas inferiores.

El módulo de Young por su parte es una propiedad del material que proporciona una medida de su compresibilidad, con lo que se garantiza que cada material empleado se comportará conforme lo preconcebido.

Con el ánimo de normalizar su uso, la ASTM en el año 2002 definió la norma D6758 “Método de Prueba Estándar para la Medición in-situ de la Rigidez y el Módulo Aparente del Suelo y sus agregados mediante un Método Electro-Mecánico”. Las Figuras 7 y 8 muestran la apariencia externa e interna del Geo-Gauge-H4140, respectivamente.



Figura 7. GeoGauge Humboldt Mfg. Co.

Fuente: <http://www.runco.com.ar/Geo-Gauge-H4140.html>

Elaborado por: El autor

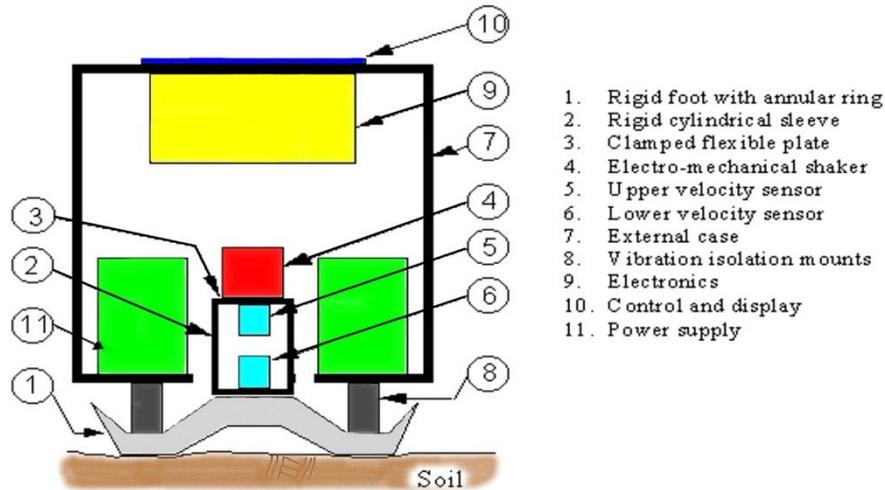


Figura 8. Esquema del GeoGauge Humboldt Mfg. Co.

Fuente: <http://www.runco.com.ar/Geo-Gauge-H4140.html>

Elaborado por: El autor

1.4.6. Índice de servicio.

El cambio o pérdida en la calidad de servicio que el proyecto proporciona al usuario, se establece con la siguiente expresión (Rico, Téllez, et al., 1998):

$$\Delta\text{PSI} = p_o - p_t$$

Donde:

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y final deseado.

p_o = Índice de servicio inicial (4.5 para pavimentos rígidos y 4.2 para flexibles).

p_t = Índice de servicio final, 3.0, 2.5 y 2.0, recomendando 2.5 ó 3.0 para caminos principales y 2.0 para secundarios.

1.5. Periodo de diseño.

El período de diseño puede ser definido como el lapso transcurrido desde que se entrega al servicio la estructura, hasta que los deterioros producidos por el tránsito y los agentes ambientales normales hacen que la vía pierda su funcionalidad. Conviene recordar que a la luz del conocimiento actual, el diseño de un pavimento constituye un complejo problema físico-mecánico donde se interrelacionan variables tan diversas como las asociadas al ambiente, la geometría de las calzadas, las cargas del tránsito, los suelos de soporte, los materiales de construcción y la calidad de la construcción y del mantenimiento (Rico, Téllez, et al., 1998).

En consecuencia, de la tradicional definición de una sección estructural inicial para un período de diseño fijo, establecido de manera más o menos arbitraria, se ha pasado a la concepción de estrategias a mediano plazo, es decir, diseños optimizados que incluyen y analizan no sólo la construcción inicial, sino también la mejor combinación de materiales, políticas de construcción y mantenimiento rutinario, ciclos de refuerzo y rehabilitación y costos inherentes a los usuarios. Dado el tipo de vías sobre las que realizaremos la propuesta y considerando las limitaciones de tipo operativo con que probablemente desarrollen su misión las entidades encargadas de su construcción y su mantenimiento, se ha considerado prudente adoptar un periodo de diseño estructural de diez (10) años.

1.6. Tratamientos superficiales.

Los tratamientos superficiales se utilizan para mejorar las características de la superficie de rodamiento en caminos de bajo tránsito. La estructura de tales tratamientos no es el resultado de consideraciones científicas sino de observaciones y experiencias prácticas realizadas en este y en numerosos países desde hace más de 80 años. Los tratamientos superficiales son una sucesión de riego bituminoso seguido de una distribución de árido pétreo con características definidas apuntando a la utilidad en servicio. La elección del tipo de tratamiento y las características del mismo, está condicionada por la disponibilidad y calidad de materiales cercanos a la obra, el tránsito que recibirá, el tipo de base a ser protegida y las condiciones climáticas del lugar. Para su colocación, existen restricciones principalmente climáticas y del tipo de base a tratar. En climas húmedos, lluviosos y/o con heladas, es recomendable hacer tratamientos simples por su función impermeabilizante, ejecutados en época de primavera – verano. Los tratamientos dobles y triples, son utilizados principalmente con tránsitos elevados. Como ejemplo para un tratamiento simple, la cantidad de vehículos diarios (compuesto principalmente por autos de pasajeros) es de 300 vehículos/día, para uno triple 700 vehículos/día (Botasso et al., n.d.).

1.7. Emulsiones asfálticas.

Una emulsión es un esparcimiento estable de un líquido en otro, los cuales son no miscibles entre sí y están unidos por un emulsificante o emulgente. Las emulsiones del tipo asfáltico aparecieron en el mercado a principios del siglo XX en diferentes lugares y con usos muy diversos. En 1905 se empleó por primera vez una emulsión asfáltica en la construcción de carreteras en la ciudad de Nueva York como una alternativa para evitar el polvo cuando transitaban los vehículos. La producción de emulsiones bordea las 30.000 Ton al año, esto evidencia que la utilización de las técnicas en frío en el país es todavía reducida y muy dependiente de las inversiones de la obra pública (Coyago, 2015).

Las emulsiones asfálticas han venido a simplificar significativamente el procedimiento de asfaltado de carreteras, ya que se aplican en frío, lo cual presenta un ahorro considerable, no nada más en la energía requerida para fundir el asfalto, sino en la maquinaria que se requiere para hacer el fundido in situ. Adicionalmente, en el caso del asfalto caliente, éste no se puede aplicar en condiciones climáticas adversas como lluvia, alta humedad, etc., pero las emulsiones asfálticas no tienen ese problema, ya que el medio en el cual viene el asfalto es precisamente agua. Este es un factor importante, ya que elimina los posibles retrasos en la construcción de carreteras por mal tiempo (Rodríguez et al., 2001).

El planteamiento de nuevas necesidades, el desarrollo de nuevas técnicas de fabricación o puesta en obra, ha permitido la aparición de nuevos tipos de emulsiones, entre las que podemos enumerar: emulsiones muy viscosas, de alta flotación, de rompimiento controlado por aditivos, emulsiones modificadas y emulsiones de asfaltos modificados. Actualmente se utiliza una gran variedad de polímeros comerciales con composición química y propiedades diferentes, para emulsiones de asfaltos modificados, entre los empleados de forma más generalizada tenemos los elastómeros termoplásticos de estireno-butadieno-estireno (SBS) y de estirenobutadieno (SBR), y los copolímeros de estireno acetato de vinilo (EVA) (Perez, 2014).

CAPÍTULO II
CASO DE ESTUDIO

1.8. Ubicación del proyecto.

El proyecto se ubica en el cantón Zapotillo, al sur occidente de la provincia de Loja, a 230 Km desde la ciudad de Loja; este tramo de vía constituye el inicio de la vía de acceso principal a cinco de las seis parroquias que conforman el cantón Zapotillo y sus coordenadas de inicio y fin se detallan en la Tabla 10.

Tabla 10. Coordenadas de ubicación del proyecto

Coordenada	Inicio	Fin
Longitud	587108.00 m E	584670.00 m E
Latitud	9523623.00 m S	9523926.00 m S

Fuente: Toma de datos en el proyecto

Elaborado por: El autor

En la siguiente Figura 9 se muestra el emplazamiento del proyecto en estudio.



Figura 9. Emplazamiento del proyecto.

Fuente: Google Earth

Elaborado por: El autor

1.9. Descripción de la vía existente.

El proyecto tiene una longitud de 3.00 Km con un ancho de calzada promedio de 5 m, durante su recorrido atraviesa cultivos de arroz y dos cauces de agua importantes: el río Alamor y la quebrada Garza Real.

La topografía de la zona es bastante regular con pendientes suaves, el sistema de drenaje está conformado por cunetas sin revestir y alcantarillas metálicas de 1.20 m de diámetro; la capa de rodadura existente está conformada por material granular afirmado (lastre) y no existe señalización vial de ningún tipo. En resumen, la vía no presta las condiciones de seguridad y confort para los usuarios.



Figura 10. Estado actual de la Vía, sector La Ceiba.

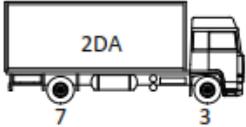
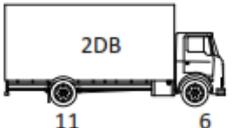
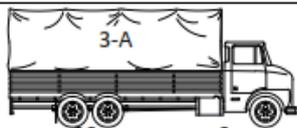
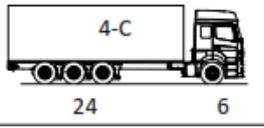
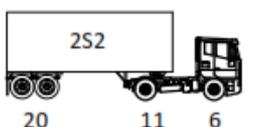
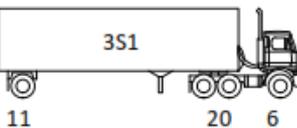
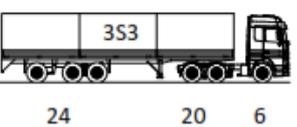
Fuente: Visita al proyecto

Elaborado por: El autor

1.10. Estudio de tránsito de diseño.

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, clasifica los vehículos en función de su peso y dimensiones de la siguiente forma:

Tabla 11. Clasificación de vehículos en función de peso y dimensiones.

TIPO	DISTRIBUCION MÁXIMA DE CARGA	DESCRIPCIÓN	CARGA MÁXIMA	LARGO	ANCHO	ALTO
2DA		CAMIÓN DE 2 EJES MEDIANO	10	7.5	2.6	3.5
2DB		CAMIÓN DE 2 EJES GRANDE	17	12	2.6	4.1
3-A		CAMIÓN DE 3 EJES	26	12.2	2.6	4.1
4-C		CAMIÓN DE 4 EJES	30	12.2	2.6	4.1
2S2		TRACTO CAMIÓN DE 2 EJES Y SEMIRREMOLQUE DE 2 EJES	37	18.5	2.6	4.1
3S1		TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES Y SEMIRREMOLQUE DE 1 EJES	37	18.5	2.6	4.1
3S3		TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES Y SEMIRREMOLQUE DE 3 EJES	48	18.5	2.6	4.1

Fuente: MTOP

Elaborado por: El autor

Tomando como base el conteo de tráfico realizado por el Consultor contratado para ejecutar los estudios del proyecto Pindal – Milagros – Paletillas – La Ceiba – Vía a Zapotillo, se tiene que para el año 2017 el tráfico que circula por este proyecto es el siguiente:

Tabla 12. Tráfico actual del proyecto.

Tipo vehículo	Número
Liviano	48
Bus (2DA)	15
Camión 2 ejes (2DB)	35
Camión 3 ejes (3A)	4
Total :	102

Fuente: Estudios vía Pindal – Milagros - Paletillas

Elaborado por: El autor

Si bien es cierto, por ser ésta una vía en uso y al ser la única ruta existente que conecta las poblaciones La Ceiba con Garza Real se considera que no existirá tráfico generado; sin embargo y conforme lo recomienda La Administración Federal Vial de los Estados Unidos de América, en relación a los estudios de volúmenes de tránsito en los sistemas rurales, es necesario realizar una corrección por estacionalidad debido a las siguientes consideraciones:

Durante los meses de enero a abril debido a la fuerte estación invernal en la zona se produce el incremento del caudal del río Alamor ocasionando que los vehículos que se trasladan desde y hacia la parroquia Limones al no existir un puente no puedan cruzar el cauce del río, por lo que durante este periodo todo este tráfico es absorbido por la vía en estudio, por tanto se estima un incremento del TPDA de 20 vehículos de los cuales 50% son livianos y los restantes son camiones de 2 ejes tipo 2DB.

Como se manifestó anteriormente, los terrenos aledaños a la vía son cultivos de arroz cuya producción bordea los 1000 quintales con dos cosechas al año (junio y diciembre), producción que es transportada en camiones tipo 2DB lo que incrementa el TPDA en 5 vehículos en estos dos meses.

El factor de corrección por estacionalidad que corresponde a cada mes, se calcula como el cociente entre el TDD anual y el TPD mensual; así:

Tabla 13. Factores de corrección por estacionalidad.

MES	TPD m	F. CORRECCIÓN
ENERO	122	0,90
FEBRERO	122	0,90
MARZO	122	0,90
ABRIL	122	0,90
MAYO	102	1,07
JUNIO	107	1,02
JULIO	102	1,07
AGOSTO	102	1,07
SEPTIEMBRE	102	1,07
OCTUBRE	102	1,07
NOVIEMBRE	102	1,07
DICIEMBRE	107	1,02
TPDA	110	

Fuente: Toma directa de datos

Elaborado por: El autor

Como el conteo vehicular se realizó en el mes de junio, el factor de corrección por estacionalidad es de 1.07; por lo tanto los valores corregidos del TPDA son los siguientes:

Tabla 14. Tráfico corregido por estacionalidad.

Tipo vehículo	Número
Liviano	52
Bus (2DA)	16
Camión 2 ejes (2DB)	38
Camión 3 ejes (3A)	5
Total :	111

Fuente: Toma directa de datos

Elaborado por: El autor

Para realizar la proyección del tráfico de usa las tasas de crecimiento vehicular recomendadas por el MTOP para la provincia de Loja, cuyo detalle consta en la Tabla 15.

Tabla 15. Tasas de crecimiento vehicular.

Periodo	Tasa de crecimiento (%)		
	Liviano	Bus	Camión
2010 – 2015	3.97	1.97	1.94
2015 – 2020	3.57	1.78	1.74
2020 – 2030	3.25	1.62	1.58

Fuente: MTOP

Elaborado por: El autor

Con los datos de tráfico se procede al cálculo de los factores de carga equivalente por eje mediante el empleo del método AASHTO simplificado, se obtienen los siguientes valores:

Tabla 16. Factores de carga equivalente por tipo de eje.

TIPO DE EJE	CARGA (t)	FACTOR EQUIVALENCIA
SIMPLE RUEDA SIMPLE	3,00	0,04
SIMPLE RUEDA SIMPLE	6,00	0,68
SIMPLE RUEDA DOBLE	7,00	0,53
SIMPLE RUEDA DOBLE	11,00	3,24
TANDEM	20,00	3,16

Fuente: Datos de proyecto

Elaborado por: El autor

Posteriormente se calcula los factores de carga equivalente por tipo de vehículo, obteniéndose los siguientes valores:

Tabla 17. Factores de carga equivalente por tipo de vehículo.

TIPO DE EJE	DISTRIBUCION DE CARGA POR EJE (t)			FACTOR EQUIVALENCIA
	DELANTERO	POSTERIOR	TOTAL	
BUS 2DA	3,00	7,00	10,00	0,57
PESADO 2 EJES 2DB	6,00	11,00	17,00	3,92
PESADO 3 EJES 3A	6,00	20,00	26,00	3,84

Fuente: Datos del proyecto

Elaborado por: El autor

Con los datos obtenidos anteriormente se procede a calcular el número de ejes equivalentes de 8.20 t para el periodo de diseño establecido:

Tabla 18. Ejes equivalentes para el periodo de diseño.

VEHICULO TIPO	TASA CRECIMIENTO	TPDA	PERIODO			F _{eq}	W 18 10 AÑOS
			DESDE	HASTA	NRO. AÑOS		
BUS (2DA)		16					
	1,78	17	2017	2020	3	0,541	5.126
	1,62	19	2020	2027	7	0,541	13.787
CAMION 2 EJES (2DB)		38					
	1,74	40	2017	2020	3	3,8426	85.626
	1,58	45	2020	2027	7	3,8426	231.652
CAMION 3 EJES (3A)		5					
	1,74	5	2017	2020	3	3,5165	9.795
	1,58	6	2020	2027	7	3,5165	28.266
Σ W₁₈ =							374.252

Fuente: Datos del proyecto

Elaborado por: El autor

Finalmente, conforme lo establece el Método AASHTO, se considera que el tránsito estimado para el diseño y el tránsito que realmente soporta la vía presenta una distribución normal con una desviación estándar, en pavimentos asfálticos, de $\sigma = 0.05$, se realiza un ajuste con la siguiente expresión:

$$N'_{80kV \text{ Diseño}} = N_{80kV \text{ Diseño}} \times (10^{\sigma \times Z_r})$$

Ecuación 1.

Considerando un valor de confiabilidad del 70 %, al que le corresponde un valor de $Z_r = 0.524$, se obtiene el valor:

$$N'W_{8.2t} = 398.000$$

1.11. Geología del área de estudio.

Se debe tomar en cuenta que el caso de estudio se trata de una vía existente, que se encuentra ya construida y que ha venido funcionando con superficie de rodadura afirmada; adicionalmente es de recalcar que debido a su longitud y a las similitudes encontradas en la exploración de la subrasante realizada, tránsito y clima, se considera a todo el proyecto como una sola unidad definitiva de diseño.

Considerando las características geométricas de la vía existente, es posible proyectar la rasante en forma paralela al afirmado, de tal manera que este forme parte de la estructura del pavimento a diseñar; la cota de la rasante en el eje sería entonces la cota del afirmado existente más el espesor de las capas superiores del pavimento que se determine en el

diseño. En caso de que por razones de peralte sea necesario cambiar la pendiente transversal de la vía, esto se realizará adicionando material de afirmado o subrasante granular, para este caso se asumirá como espesor de afirmado el lado más deficitario de la calzada.

Para determinar las características del material tanto de afirmado como de la subrasante, se realizaron siete apiques ubicados conforme se muestra en la Figura 11.



Figura 11. Ubicación de apiques en el proyecto.

Fuente: Información de campo

Elaborado por: El autor

Geológicamente el proyecto en estudio, está compuesta de grauvaca y lutitas negras de la formación Zapotillo, como se muestra en la Figura 12.

Para la exploración geotécnica y determinación de los materiales existentes en la vía, se procedió con la excavación de calicatas de 1,50 metros de profundidad, tomando muestras cada 50 cm de profundidad y a un promedio de 500 metros de espaciamiento entre cada calicata a lo largo de la ruta.

Los ensayos de campo realizados fueron: determinación del módulo de rigidez con Geogauge, CBR con Cono Dinámico de Penetración y CBR in situ.



Figura 12. Geología del proyecto.

Fuente: Recorrido al proyecto

Elaborado por: El autor

Las muestras obtenidas en el campo fueron sometidas a los siguientes ensayos de laboratorio:

- Contenido de humedad natural ASTM D-2216
- Análisis Granulométrico ASTM D-422
- Límite Líquido ASTM D-4318
- Límite Plástico ASTM D-4318
- Índice de Plasticidad ASTM D-4318
- Clasificación SUCS y AASHTO
- CBR de Laboratorio ASTM D-1883

Los resultados de los ensayos de laboratorio se muestran en los Anexos del documento.

A lo largo de todo el tramo en estudio, en la subrasante predominan suelos limoso y arcillosos mezclados con arena y grava: (SC) A-2-6, (CL) A-4, (GW) A-1-a, (GW-GC) A-2-6, (SC) A-6, (GC-GM) A-1-b Y (CL) A-4. Los valores de CBR se ubican sobre 7 Y 40%. Se estima el espesor del estrato existente de material de mejoramiento entre los 10 y 30 cm, promediando un espesor de 20 cm.

CAPÍTULO III
RESULTADOS OBTENIDOS

3.1. Criterio de selección de alternativa más adecuada

El criterio para elegir la alternativa estructural más adecuada es el menor costo inicial de construcción. Este criterio relativamente simple que no involucra futuros ciclos de vida del pavimento, pero para efectos de comparación de alternativas en vías con bajos volúmenes de tránsito se considera adecuado.

Si bien las características del suelo existente en el área de influencia del proyecto y la aplicación de los métodos para determinación del estabilizante más adecuado descritos en el capítulo I, ubican al cemento y a la cal como los estabilizantes más opcionados (ver anexo I), para el proyecto en estudio, a la hora de definir el estabilizante a utilizar también inciden factores como el económico, medio ambiental y tecnológico; en este sentido y habiendo cumplido los requisitos de selección se decide utilizar la cal como estabilizante basados en las siguientes consideraciones:

- El costo del cemento es superior al de la cal
- La estabilización con cemento, a diferencia de la con cal o con asfalto requiere mayores exigencias respecto del control de calidad del material a estabilizar (granulometría, límites de atterberg, materia orgánica).
- La estabilización con cemento requiere un mayor periodo de curado lo que implica un cierre de la vía, situación que no es posible al tratarse de una única vía de acceso varios barrios.
- La posibilidad de estabilizar con cemento un solo carril a la vez (media vía) ocasionaría la formación de una junta longitudinal que se reflejaría hasta la superficie de rodadura.
- La ubicación geográfica del proyecto y principalmente el clima (temperatura y viento) requiere controles exhaustivos de la relación agua / cemento y curado, comparado con la estabilización con cal o asfalto.

3.2. Diseño de la estabilización de la capa de material de mejoramiento con cal

Tomando como base las recomendaciones del Departamento de Transporte de los Estados Unidos, se siguió el esquema de la Figura 13 para diseño de la estabilización con cal:

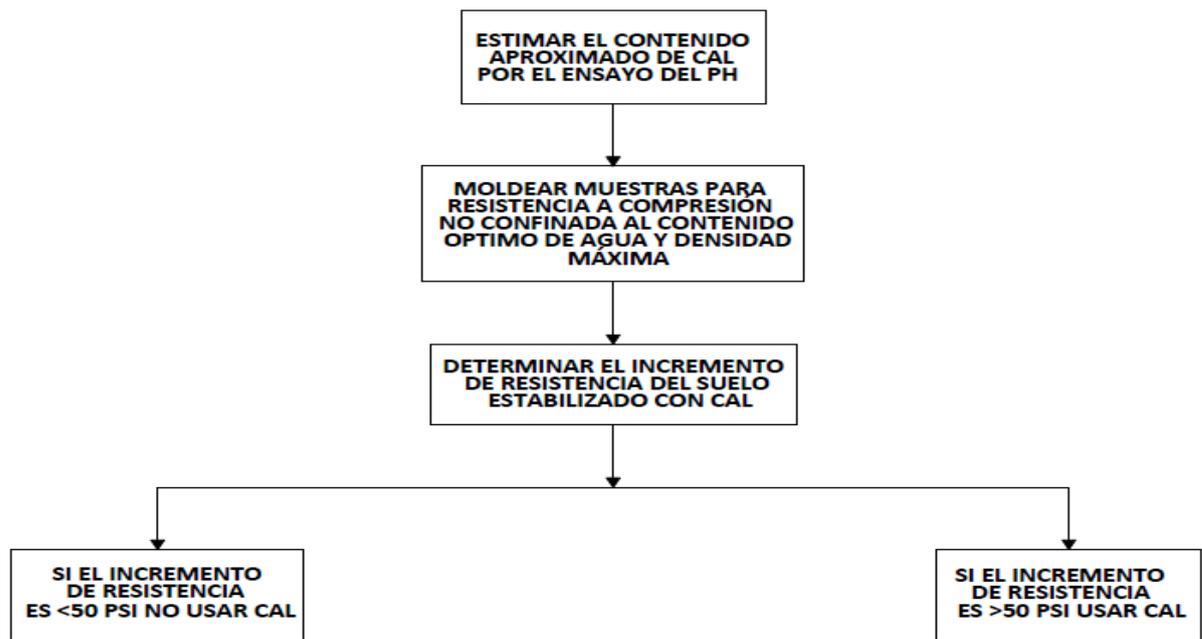


Figura 13. Esquema para diseño de estabilización con cal.

Fuente: Departamento de Transporte de los Estados Unidos

Elaborado por: El autor

Mediante la realización del ensayo de estimación de la cantidad de cal necesaria para estabilizar un suelo a partir de la medida del pH (norma INV e-601-13, basada en la norma ASTM D-6276-99 a 2006 e1) se determinó que con un porcentaje del 6% se garantiza que la cal adicionada es la adecuada para estabilizar el material.



Figura 14. Ensayo del pH para estimar la cantidad de cal necesaria.

Fuente: Norma ASTM D-6276

Elaborado por: El autor

Previo a la realización de los ensayos de compresión simple, se realizó ensayos Proctor para determinar la densidad máxima y el contenido de humedad óptimo, tanto para la

muestra de suelo natural como para el suelo con 6 % de cal, obteniéndose los siguientes valores:

Tabla 19. Valores del ensayo de compactación.

Suelo natural		Suelo natural + 6% de cal	
W óptimo (%)	Densidad máx. seca (Kg/m ³)	W óptimo (%)	Densidad máx. seca (Kg/m ³)
8.70	2020	8.40	2090

Fuente: Datos del proyecto
Elaborado por: El autor

Con los datos obtenidos se elaboró probetas cilíndricas de para verificar la resistencia a compresión simple tanto para el material en estado natural como para el estabilizado con cal obteniéndose los siguientes valores:

Tabla 20. Valores del ensayo de compresión simple.

Suelo natural			Suelo natural + 6% de cal		
Probeta	Resistencia (Kg/cm ²)	Resistencia promedio (Kg/cm ²)	Probeta	Resistencia (Kg/cm ²)	Resistencia promedio (Kg/cm ²)
1	1.99	2.07	1	7.81	7.64
2	2.18		2	7.84	
3	2.05		3	7.26	

Fuente: Datos del proyecto
Elaborado por: El autor

Como se aprecia en la tabla 20, el incremento de la resistencia a compresión en la muestra de suelo estabilizado con cal es considerable (5.57 Kg/cm² ó 79.22 Psi), con lo que se demuestra que la estabilización con cal a más de reducir la plasticidad del material de mejoramiento mejora la resistencia mecánica del mismo.



Figura 15. Ensayo de compresión simple.

Fuente: Pruebas de laboratorio

Elaborado por: El autor

3.3. Diseño del pavimento

La estructura del pavimento está conformada por un conjunto de capas superpuestas, relativamente horizontales, apoyadas sobre la subrasante y que se diseñan y construyen con técnicas y materiales adecuados; esta estructura debe resistir adecuadamente los esfuerzos de las cargas del tránsito. El diseño se realiza de forma que las solicitaciones de carga no generen en el pavimento deformaciones permanentes, o patologías prematuras, que conlleven a daños anticipados durante el periodo de vida útil, adicionalmente debe ser durable, económico y generar condiciones superficiales seguras para los usuarios.

El diseño de pavimento se realizó bajo los parámetros establecidos por el método AASTHO 93, incluyendo la normatividad adoptada por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador en las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes; finalmente la verificación de la estructura se realizará usando la metodología SHELL, la cual analiza las condiciones de carga para un tránsito dado.

Se utilizará una estructura conformada por 2 capas: Material granular estabilizado con cal como mejoramiento y una capa de material granular como base; finalmente se colocará un riego asfáltico doble que servirá de protección y superficie de rodadura.

4.3.1. ESTUDIO DE TRÁNSITO.

Constituye parte fundamental de los estudios y diseños de un pavimento, es la variable esencial, ya que con base en los datos obtenidos se elabora el perfil geométrico y la

proyección futura de los ejes equivalentes que transitarán sobre la vía. Para el caso en estudio y considerando un período de diseño de 10 años se obtuvo un tránsito 0.4×10^6 ejes de 8.2 toneladas.

4.3.2. DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA SUBRASANTE.

Con la finalidad de determinar la capacidad de soporte de la subrasante se realizó 7 calicatas (una cada 500 metros), se realizó la caracterización y clasificación del material así como la obtención de los valores de CBR mediante ensayos DCP y a partir de la medición del Módulo Resiliente con el GeoGauge, los resultados obtenidos se muestran en las Tablas 21 y 22 respectivamente.

Tabla 21. Valores de CBR de la subrasante a partir de ensayo DCP.

Abscisa	Clasificación SUCS	Clasificación AASHTO	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	CBR (%)
0+000	GC	A-2-6	27.70	10.38	17.32	13.00
0+500	CL-ML	A-4	26.00	19.19	6.81	10.00
1+000	GW	A-1-a	19.20	15.13	4.07	27.00
1+500	GW-GC	A-2-6	22.60	11.29	11.31	36.00
2+000	SC	A-6	24.70	1.57	13.13	27.00
2+500	GC-GM	A-1-b	19.60	13.57	6.03	28.00
3+000	CL	A-4	22.70	12.90	9.80	18.00

Fuente: Toma de muestras y resultados de ensayos

Elaborado por: El autor



Figura 16. Ensayo DCP.

Fuente: Ensayos in situ

Elaborado por: El autor

Tabla 22. Valores de CBR de la subrasante a partir mediciones con GeoGauge.

Abscisa	Clasificación SUCS	Clasificación AASSHTO	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	Módulo (PSI)	CBR (%)
0+000	GC	A-2-6	27.70	10.38	17.32	19935	13.29
0+500	CL-ML	A-4	26.00	19.19	6.81	10560	7.04
1+000	GW	A-1-a	19.20	15.13	4.07	34350	22.90
1+500	GW-GC	A-2-6	22.60	11.29	11.31	50070	33.38
2+000	SC	A-6	24.70	1.57	13.13	31890	21.26
2+500	GC-GM	A-1-b	19.60	13.57	6.03	33150	22.10
3+000	CL	A-4	22.70	12.90	9.80	17190	11.46

Fuente: Toma de muestras y resultados de ensayos

Elaborado por: El autor



Figura 17. Mediciones con Geogauge.

Fuente: Ensayos in situ

Elaborado por: El autor

Para verificar los resultados obtenidos, tanto con el ensayo DCP como con Geogauge, se realizó un ensayo de CBR in situ en la abscisa 0+500 del proyecto, el mismo que arrojó un valor de 7.73 % con un porcentaje de compactación del 87.24 % del suelo de subrasante respecto de la densidad máxima obtenida en laboratorio.

4.3.2.1. CBR de diseño.

Una vez obtenidos los valores de CBR, se procede a organizarlos y analizarlos en conjunto para elegir un valor representativo o de diseño, es prudente considerar un criterio conservador sin que esto implique elegir el menor de todos los valores obtenidos; para el presente caso, al tratarse de una vía rural con un tráfico de 0.4×10^6 ejes equivalentes se ha considerado el porcentaje del 75 % de los valores para obtener el CBR de diseño conforme el criterio del Instituto Norteamericano de Asfalto (Tabla 23), como se puede apreciar en la figura 18.

Tabla 23. Percentil de diseño por nivel de tránsito

Nivel de Tránsito (EAL)	Percentil de diseño (%)
10^4 o menor	60
Entre 10^4 y 10^6	75
10^6 o más	87.5

Fuente: Instituto Norteamericano de Asfalto

Elaborado por: El autor

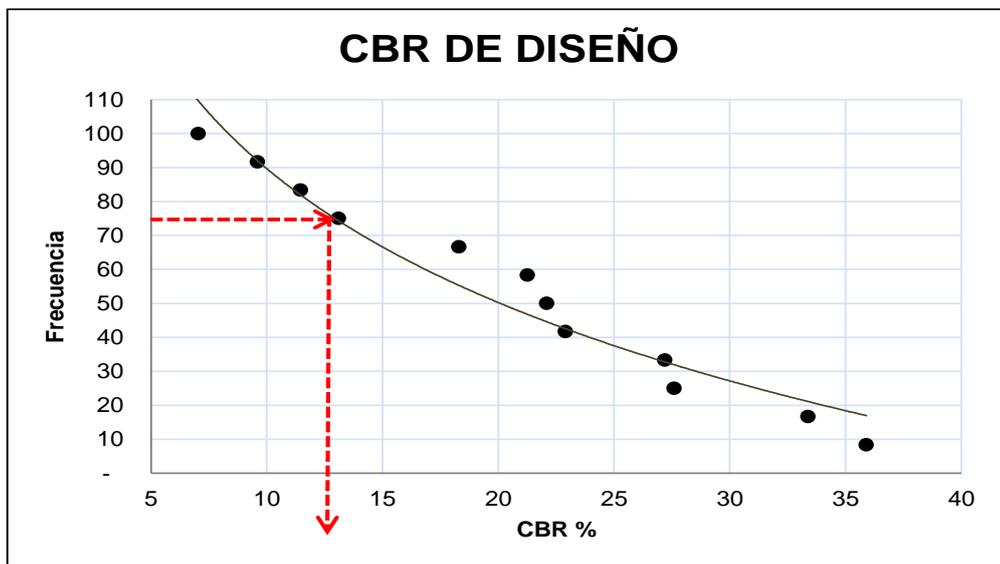


Figura 18. Diagrama de frecuencia para determinación de CBR.

Fuente: Datos obtenidos de ensayos

Elaborado por: El autor

En la gráfica Nro. 18 se tiene que el valor del CBR al 75% para diseño es del 12.50 %. El detalle con los datos se muestra en el anexo II.

4.3.3. CARACTERIZACION DE MATERIALES.

4.3.3.1. *Módulo Resiliente de la Subrasante*

Para el cálculo del Módulo Resiliente a partir del valor de CBR se utilizará la ecuación 2 propuesta por la Shell (Heukelomm y Foster 1960):

$$MR(\text{psi}) = 1500 \times \text{CBR} \quad \text{Ecuación 2.}$$

Para nuestro caso:

$$MR(\text{psi}) = 1500 \times 12.50$$

$$MR(\text{psi}) = 18750$$

4.3.3.2. *ALGORITMO AASHTO Y CÁLCULO DEL NÚMERO ESTRUCTURAL*

La ecuación utilizada para el diseño de pavimentos flexibles, se basa en la información obtenida empíricamente en la prueba vial AASHTO 93, se reproduce en la siguiente ecuación:

$$\log W_{18} = Z_r S_o + 9,36 \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{1094}\right)}{0,4 + \frac{1}{(SN+1)^{5,19}}} + 2,32 \log(Mr) - 8,07 \quad \text{Ecuación 3.}$$

Donde:

N : Número de ejes equivalentes de 18000 libras (8,2 toneladas) en el carril de diseño durante el período de diseño. Para el proyecto $N = 0.4 \times 10^6$.

Zr : Desviación normal estándar. Para una confiabilidad del 75% $Z_r = -0,674$

So : Error normal combinado de la previsión del tránsito y del comportamiento de la estructura de pavimento. El valor adoptado fue de 0.45.

ΔPSI : Diferencia entre el índice de serviciabilidad inicial P_o y el final P_t ($4.2-2$) = 2.2.

MR : Módulo resiliente de la subrasante (lb/ pulg²): Para este caso que se utilizarán los granulares existentes como mejoramiento de la subrasante, el MR equivalente calculado es de: 18750 Psi.

SN : Número estructural, el cual se calcula del algoritmo AASHTO.

Para resolver la ecuación, se utilizó el programa denominado AASHTO, desarrollado por la Universidad de Idaho en los Estados Unidos.

El número estructural real del pavimento se calcula con la ecuación:

$$SN = a_1D_1 + a_2D_2m_2 + a_3D_3m_3 + \dots \quad \text{Ecuación 4.}$$

Donde:

a_i : Coeficiente estructural correspondiente a la capa i

D_i : Espesor de la capa i en pulgadas

m_j : Coeficiente de drenaje de la capa i

El número estructural requerido es de 1.87

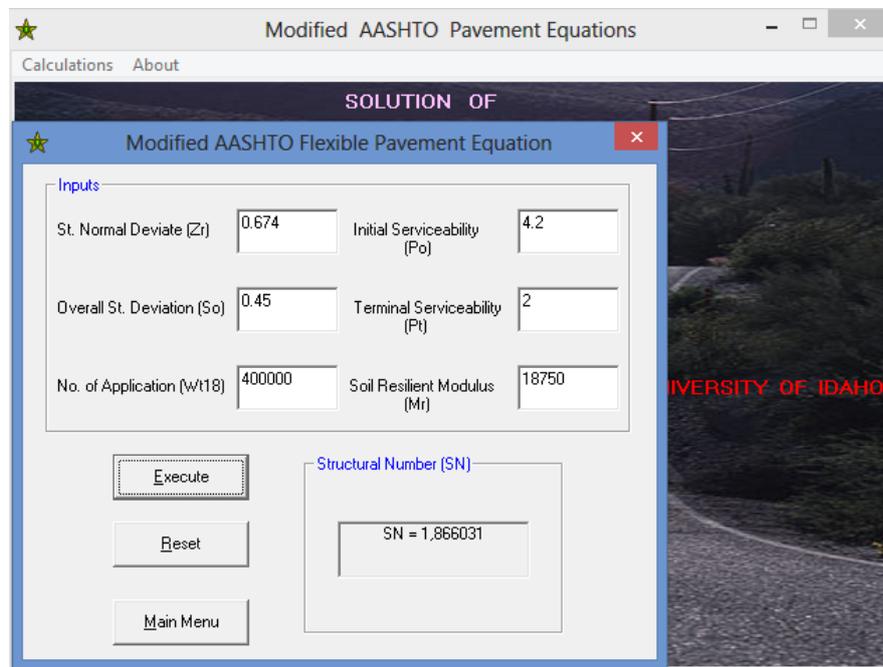


Figura 19. Pantalla de ejecución del programa AASHTO.

Fuente: Datos del proyecto

Elaborado por: El autor

4.3.3.3. DETERMINACIÓN DE LOS ESPESORES DEL PAVIMENTO

En base al número estructural calculado para las condiciones de tránsito, confiabilidad, resistencia de la sub-rasante (MR) y la pérdida de servicio ΔPSI ($P_o - P_t$), se calculan los espesores de la estructura, basado en una serie de capas definidas por el espesor denominado (D_i) y el coeficiente estructural de cada capa (a_i).

El método AASHTO enfatiza en la conveniencia de asignar coeficientes estructurales adecuados a cada capa del pavimento, considerando las propiedades de los materiales que

las constituyen; el coeficiente estructural depende directamente del módulo elástico del material que compone la capa, razón por la que la mejor manera de obtenerlo es a través de esta propiedad. Los ensayos para determinar el módulo elástico requieren de equipos especiales, por lo que usualmente se opta por determinar el coeficiente estructural por procedimientos indirectos.

Coeficiente Estructural de la capa asfáltica

Siguiendo las recomendaciones de la AASHTO, se considera que esta capa no proporciona aporte estructural debido a su pequeño espesor, su principal función es la de impermeabilizar la estructura y proveer de una adecuada superficie de rodadura a la vía.

Coeficiente estructural de la capa de base

El coeficiente estructural para bases granulares no tratadas se puede estimar a partir de la siguiente correlación:

$$a_{(base)} = 0.032 \times CBR^{0.32} \quad \text{Ecuación 5.}$$

Donde:

$a_{(base)}$: Coeficiente estructural de la base granular no tratada (pulg^{-1})

CBR : Valor obtenido del ensayo CBR (California Bearing Ratio)

Para nuestro caso:

$$a_{(base)} = 0.032 \times 81.29^{0.32}$$

$$a_{(base)} = 0.13$$

Coeficiente estructural de la capa de mejoramiento estabilizado

Para este caso la guía AASHTO sugiere que el valor del coeficiente estructural se estime a partir de la resistencia a la compresión simple determinada mediante la rotura de testigos de probetas cilíndricas usando la siguiente ecuación:

$$a_{(me)} = 0.0918 \times f'c^{0.514} \quad \text{Ecuación 6.}$$

Donde:

$a_{(me)}$: Coeficiente estructural de la capa de mejoramiento estabilizado (pulg^{-1})

$f'c$: Resistencia cilíndrica a compresión simple (MPa)

Para nuestro caso:

$$a_{(me)} = 0.0918 \times 0.75^{0.514}$$

$$a_{(me)} = 0.08$$

Determinado el número estructural, y definidos los coeficientes estructurales (a_i) de las distintas capas que constituyen la estructura del pavimento, es necesario identificar los espesores de capa de pavimento que, combinados, suministran la capacidad de carga y resistencia, correspondiente a los números estructurales (SN) de diseño.

Se debe cumplir la condición de que el número estructural de diseño, sea menor o igual que el número estructural total del pavimento, para el presente caso $1.87 \leq \text{SN estructura}$.

Análisis por capas

La estructura propuesta correspondió a una estructura conformada por capas de riego bituminoso, base granular y material de mejoramiento estabilizado, como se muestra en la Figura 10, es necesario aclarar que según el criterio del diseñador la estructura puede variar obviando algún tipo de material o capa siempre y cuando cumpla con el número estructural requerido.

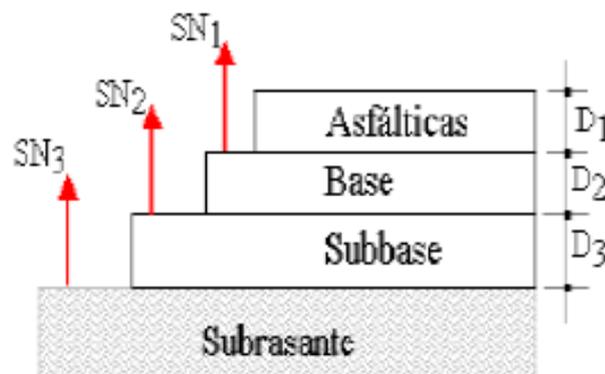


Figura 20. Esquema de la estructura del pavimento flexible.

Fuente: Datos del proyecto

Elaborado por: El autor

El número estructural de cada capa SN_i , esta dado por la ecuación:

$$SN_i = a_i \times D_i \times m_i$$

Ecuación 7.

Donde:

a_i : Coeficiente estructural correspondiente a la capa i

D_i : Espesor de la capa i en pulgadas

m_i : Coeficiente de drenaje de la capa i

Los valores de los a y m para las diferentes capas del pavimento se muestran en la Tabla 24.

Tabla 24. Valores de a y m para las capas de pavimento.

Capa	Coeficiente estructural (a)	Coeficiente drenaje (m)
Mejoramiento estabilizado (6% cal)	0.08	0.90
Base granular	0.13	1.00

Fuente: Datos del proyecto
Elaborado por: El autor

Para la capa de mejoramiento estabilizado con cal, se tiene que:

$$SN_{(me)} = a_{(me)} \times D_{(me)} \times m_{(me)} \quad \text{Ecuación 8.}$$

Para un espesor de mejoramiento de 16 pulgadas se tiene:

$$SN_{(me)} = 0.08 \times 16 \times 0.90$$

$$SN_{(me)} = 1.15$$

Para la capa de base granular, se tiene que:

$$SN_{(bg)} = a_{(bg)} \times D_{(bg)} \times m_{(bg)} \quad \text{Ecuación 9.}$$

Para un espesor de base de 6 pulgadas se tiene:

$$SN_{(bg)} = 0.13 \times 6 \times 1$$

$$SN_{(bg)} = 0.78$$

El número estructural real de la estructura se obtiene sumando los aportes estructurales de las diferentes capas, así:

$$SN_{(real)} = SN_{(me)} + SN_{(bg)} \quad \text{Ecuación 10.}$$

$$SN_{(real)} = 1.15 + 0.78$$

$$SN_{(real)} = 1.93$$

Comparando el valor de $SN_{(real)}$ con el valor de $SN_{(requerido)}$; $1.93 > 1.87$, por lo tanto el diseño es adecuado quedando la estructura de la siguiente manera:

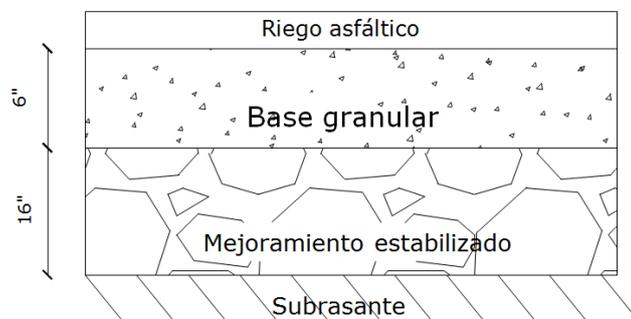


Figura 21. Esquema de la estructura del pavimento calculada.

Fuente: Datos del proyecto

Elaborado por: El autor

3.4. Comprobación de la estructura metodología SHELL

Con la estructura calculada mediante la metodología AASTHO 93 se procede a realizar la comprobación con las leyes de fatiga enunciadas por la SHELL, verificando que las deformaciones admisibles de tracción en la fibra inferior de las capas asfálticas y la de compresión en la subrasante no superen los valores aceptables.

Para la obtención del modelo estructural se utilizó el programa DEPAV elaborado en el Instituto de Vías de la Universidad del Cauca en Colombia, con el objetivo de obtener los valores de deformación a compresión en la subrasante; la deformación por tracción debajo de la carpeta asfáltica no se calculó en razón de que se considera que el riego asfáltico que se colocará como capa de rodadura no tiene aporte estructural. Los criterios de comportamiento ó modelos de falla de los materiales están definidos por los siguientes enunciados:

- Deformación horizontal de tracción en la fibra inferior de la capa asfáltica (ϵ_T), si el valor de está deformación supera el valor admisible, se producirá agrietamiento de la carpeta asfáltica
- Deformación vertical por compresión en la subrasante (ϵ_Z), si el valor de esta deformación supera el valor admisible se producirá una deformación permanente en la subrasante y por consiguiente de toda la estructura del pavimento.

Se consideran los siguientes parámetros:

- Transito 0.4×10^6 ejes de 8.2 toneladas.
- Para la subrasante se tienen un MR de 1318 kg/cm² o 18750 psi, para un CBR de 12.50%.

Según la metodología SHELL, el módulo de las capas granulares se puede calcular en función de la subrasante ó apoyo y del espesor de la capa en estudio mediante la ecuación 11, los resultados del cálculo se muestra en la Tabla 26.

$$M_{rcg} = 0.206 \times H_{cg}^{0.45} \times MR \quad \text{Ecuación 11.}$$

Donde:

MRcg: Módulo resiliente de la capa granular

Hcg: Espesor de la capa de subrasante ó apoyo (mm)

MR: Módulo de la capa inferior

4.3.4. Relación de Poisson

La relación de Poisson es un dato requerido para los modelos de cálculo de la respuesta estructural, aunque su efecto sobre la respuesta del pavimento no es muy significativo, este parámetro muy rara vez se mide y a menudo se asume; a continuación se muestra los valores típicos para diferentes materiales:

Tabla 25. Valores de μ para distintos materiales.

Material	Rango	Valor típico
Mezcla asfáltica caliente	0.30 – 0.40	0.35
Concreto de cemento Portland	0.15 – 0.20	0.15
Materiales granulares no tratados	0.30 – 0.40	0.35
Materiales granulares tratados con cemento	0.10 – 0.20	0.15
Suelos finos granulares tratados con cemento	0.15 – 0.35	0.25
Materiales estabilizados con cal	0.10 – 0.25	0.20
Mezclas cal - fly ash	0.10 – 0.15	0.15
Arena suelta o arena limosa	0.20 – 0.40	0.30
Arena densa	0.30 – 0.45	0.35
Suelos de grano fino	0.30 – 0.50	0.40
Suelos blandos saturados	0.40 – 0.50	0.45

Fuente: Pavement analysis and design, Yang H. Huang

Elaborado por: El autor

El módulo de elasticidad y por consiguiente la rigidez es inversamente proporcional al módulo de Poisson, por lo que un valor alto de módulo (0.4 - 0.5) indica que estamos en presencia de un material flexible y un valor bajo de dicho módulo (0.1 - 0.2) indica un material rígido, como es el caso del concreto; en la siguiente tabla se detallan los valores adoptados para los materiales del proyecto en estudio.

Tabla 26. Valores de MR y μ para las diferentes capas del pavimento.

Capa	Espesor (mm)	Módulo (Kg/Cm ²)	Relación de Poisson (μ)
Subrasante		1318	0.50
Mejoramiento estabilizado	400	2208	0.20
Base granular	150	4935	0.40

Fuente: Datos del proyecto
Elaborado por: El autor

La deformación por compresión (ϵ_z admisible) se mide sobre la subrasante y está en función del nivel de confiabilidad, sus expresiones de cálculo se encuentran en la Tabla 27.

Tabla 27. Valores de deformación admisible criterio SHELL (ϵ_z admisible)

Nivel de confianza	Ecuación propuesta
50 %	ϵ_z admisible = $2.80 \times 10^{-2} \times N^{-0.25}$ Ecuación 12
85 %	ϵ_z admisible = $2.10 \times 10^{-2} \times N^{-0.25}$ Ecuación 13
95 %	ϵ_z admisible = $1.80 \times 10^{-2} \times N^{-0.25}$ Ecuación 14

Fuente: Metodología SHELL
Elaborado por: El autor

Donde:

ϵ_z admisible : Deformación de compresión vertical admisible

N : Tránsito de diseño expresado en ejes equivalentes de 8,2 Toneladas

De lo expresado anteriormente se obtuvieron las siguientes deformaciones admisibles por compresión en la subrasante para cada una de las confiabilidades las cuales se detallan en la Tabla 28.

Tabla 28. Valores de deformación Admisible por compresión (ϵ_z admisible).

Nivel de confianza	Ecuación propuesta	N diseño	ϵ_z admisible
50 %	$\epsilon_z \text{ admisible} = 2.80 \times 10^{-2} \times N^{-0.25}$	0.4 x 10 ⁶	11.00 x 10 ⁻⁴
85 %	$\epsilon_z \text{ admisible} = 2.10 \times 10^{-2} \times N^{-0.25}$		8.35 x 10 ⁻⁴
95 %	$\epsilon_z \text{ admisible} = 1.80 \times 10^{-2} \times N^{-0.25}$		7.16 x 10 ⁻⁴

Fuente: Datos del proyecto
Elaborado por: El autor

3.5. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para la modelación de la estructura se considera los parámetros ya establecidos de módulo y relación de Poisson, a los que se adiciona los siguientes datos:

- Radio de Carga: 10,80 cm
- Presión de Contacto: 5,60 kg/ cm² (80,0 psi)
- Distancia entre ejes de llantas: 32,40 cm (tres veces el radio)

Como se puede verificar en la figura 22, de la modelación se obtiene una deformación en la subrasante de la estructura planteada (ϵ_z) debido al tránsito estimado de 2.32×10^{-4}

Capa Nº	Z (cm)	Epsilon I	Sigma I (Kg/cm ²)	Epsilon Z	Sigma Z (Kg/cm ²)
1ª	0.00	3.4200E-04 B	6.3017E+00 B	-1.6500E-04 C	5.5982E+00 A
	15.00	-3.2300E-04 B	-9.9625E-01 A	5.8300E-04 A	2.1822E+00 B
2ª	15.00	-3.2300E-04 B	-2.9979E-01 B	1.0200E-03 B	2.1822E+00 B
	55.00	-1.2800E-04 C	-2.4881E-01 C	2.1000E-04 C	3.7219E-01 C
3ª	55.00	-1.2800E-04 C	5.6185E-02 C	2.3200E-04 C	3.7219E-01 C

Deflexión = 36.030 mm/100
Radio de Curvatura = 116.800 m

Figura 22. Pantalla de corrida de programa DEPAV.

Fuente: Datos del proyecto

Elaborado por: El autor

Considerando las confiabilidades del 50%, 85% y 95%, se obtienen los resultados se presentan en la Tabla 29, por lo que aplicando la metodología SHELL, la estructura planteada cumple satisfactoriamente, con la deformación admisible a compresión.

Tabla 29. Resultados verificación Metodología SHELL.

(εz) admisible según SHELL		(εz) calculado	%	Chequeo
50 %	$\epsilon Z = 11.00 \times 10^{-4}$	2.32 x 10 ⁻⁴	21.09	Cumple
85 %	$\epsilon Z = 8.35 \times 10^{-4}$		27.78	Cumple
95 %	$\epsilon Z = 7.16 \times 10^{-4}$		32.40	Cumple

Fuente: Datos del proyecto
Elaborado por: El autor

3.6. ANÁLISIS DE COSTOS DE IMPLEMENTACIÓN.

Tomando como base el diseño de la estructura de pavimento realizado mediante consultoría contratada por la Prefectura de Loja, se tiene los siguientes espesores de capa para un periodo de diseño de 10 años:

Tabla 30. Estructuras convencionales para un periodo de diseño de 10 años.

Capa rodadura	Espesor (Cm)	Base (Cm)	Subase (Cm)	Mejoramiento (Cm)	Espesor total (Cm)
Carpeta asfáltica	5	10	15	38	68
DTSB	0	15	15	45	75

Fuente: Datos del proyecto
Elaborado por: El autor

Con la finalidad de realizar una comparación de costos de implementación de las alternativas de estructura de pavimento, se considera las mismas fuentes de provisión de materiales en razón de que cumplen con las exigencias normativas y con la finalidad de mantener las mismas distancias de transporte de materiales; así: para la provisión de material de mejoramiento se se considera la mina ubicada en el sector Cochas, a 13 Km de distancia al centro del proyecto en estudio; y, para la provisión de material de subase y base se considera la mina ubicada a la entrada a la cabecera parroquial de Garza Real, ubicada a 1.5 Km de distancia al centro del proyecto.

Del análisis de costos efectuados, se obtiene los siguientes valores:

Tabla 31. Costos de implementación de estructuras analizadas.

Alternativa	Costo US\$ / Km	Costo total US\$
Estructura convencional carpeta asfáltica 2"	149064.48	447193.44
Estructura convencional con DTSB	106750.80	320252.40
Estructura propuesta mejoramiento estabilizado y DTSB	98474.40	295423.40

Fuente: Datos del proyecto
Elaborado por: El autor

Como se puede observar existe una diferencia considerable entre los costos obtenidos, siendo la alternativa más económica la propuesta, es decir la diseñada con material de mejoramiento estabilizado y DTSB; lo manifestado se aprecia de mejor forma en la siguiente gráfica:

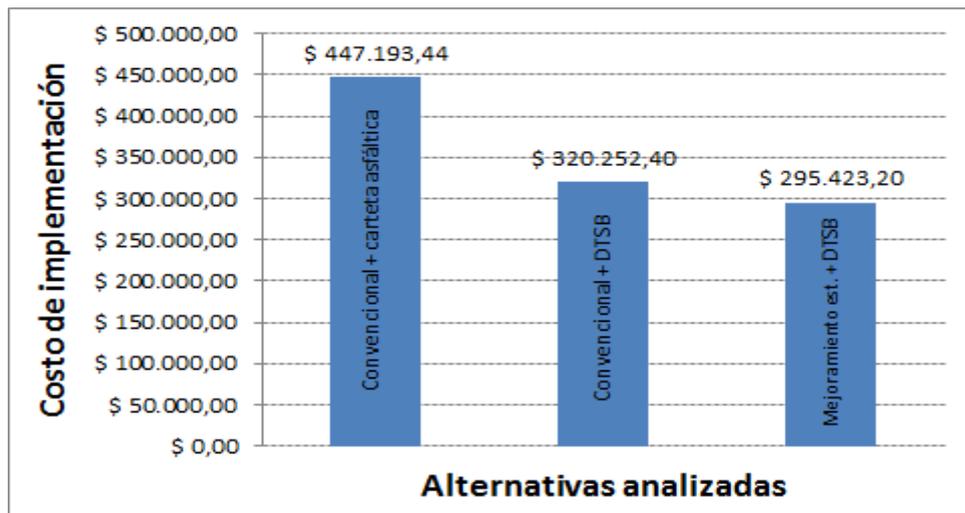


Figura 23. Gráfico comparativos de costos de implementación del proyecto.

Fuente: Datos del proyecto
Elaborado por: El autor

Si bien, en el caso de estudio el diseño planteado con relación al diseño convencional con DTSB es inferior en alrededor de un 10 % y en un 40 % al que incluye carpeta asfáltica; esta diferencia puede aumentar considerablemente en el caso de que la fuente de provisión de materiales para base y subbase sea mayor, como ocurre comúnmente en nuestro medio, es decir que la alternativa propuesta sería mucho más atractiva desde el punto de vista económico ya que lo que se trata es de transportar material en la menor cantidad posible y utilizar el material del sector sin desmedro de la calidad y cumplimiento de especificaciones técnicas que rigen la construcción de vías en nuestro país.

CONCLUSIONES.

- El uso de estabilizantes para mejorar las características mecánicas de los suelos es una muy buena alternativa a ser tomada en cuanto al momento de diseñar una estructura de pavimento, debiendo siempre considerarse que dependiendo de la composición y granulometría cada suelo reacciona de manera diferente y por lo tanto es indispensable la ejecución de ensayos de caracterización así como de pruebas para determinar el tipo y la cantidad de estabilizante a utilizar. Para el caso de estudio se adoptó la cal como estabilizante en una proporción del 6 % con relación al peso del suelo.
- El mejoramiento de las características de los caminos rurales de bajo volumen de tránsito es una tarea complicada en nuestro país y en países similares al nuestro debido principalmente a los escasos recursos económicos con los que se cuenta, razón por la cual el analizar las posibilidades de abaratar costos utilizando técnicas alternativas es una muy buena opción que muy pocas veces es considerada. El análisis de costos realizado nos permite reducir en un 10 % con relación a un pavimento tradicional con DTSB y en un 40% respecto de un diseño con carpeta asfáltica.
- La selección de un estabilizante no está determinado únicamente por factores inherentes a las características del material a estabilizar, pues también se conjugan temas relacionados con la disponibilidad de equipos, materiales y clima. En medios como el nuestro debe ponerse especial atención en este tema, pues no es extraño el caso en que se ha tenido que cambiar diseños debido a la dificultad de conseguir materiales o recursos.
- El ensayo de determinación del pH (ASTM D-6276) es un excelente indicador que permite de manera técnica determinar el contenido de cal necesario para estabilizar determinado tipo de suelo. En nuestro caso el porcentaje obtenido es del 6%.
- El uso del equipo GeoGauge para determinar el valor soporte de la subrasante es una muy buena alternativa que en nuestro medio no está muy difundida, pues se ha orientado su uso en su mayor parte al control de calidad en los procesos de compactación en la construcción de vías.
- Es totalmente factible conseguir el mejoramiento de una vía rural con bajo volumen de tránsito mediante la implementación de un diseño alternativo en el que se trate de utilizar el material de la zona para estabilizarlo y de esta manera mejorar sus características mecánicas, reduciendo el costo de implementación sin desmedro de la calidad y cumplimiento de especificaciones técnicas.

RECOMENDACIONES.

- Desarrollar investigaciones que permitan zonificar a nuestra provincia en base a las características de los materiales de subrasante con miras a elaborar un manual de diseño de estructuras tipo de pavimentos para vías con bajo volumen de tránsito.
- La construcción de tramos de prueba para verificar el comportamiento de la estructura del pavimento es muy importante para validar los resultados obtenidos en este tipo de trabajos, por lo que es recomendable lograr acuerdos con las Instituciones encargadas de la vialidad en nuestro país que permitan la ejecución de estos.
- Estudiar a detalle la información que proporciona el GeoGauge en varios tipos de suelo y en diferentes tipos de clima a fin de obtener valores estadísticos que permitan validar la información proporcionada y determinar valores de correlación con otros ensayos como el DCP y CBR.
- Investigar sobre la posibilidad de estabilizar las capas de una estructura de pavimento con un estabilizante diferente, de acuerdo a las características de cada material, (por ejemplo el mejoramiento con cal y la base con asfalto) con la finalidad de determinar la variación en el costo de implementación con la alternativa planteada.

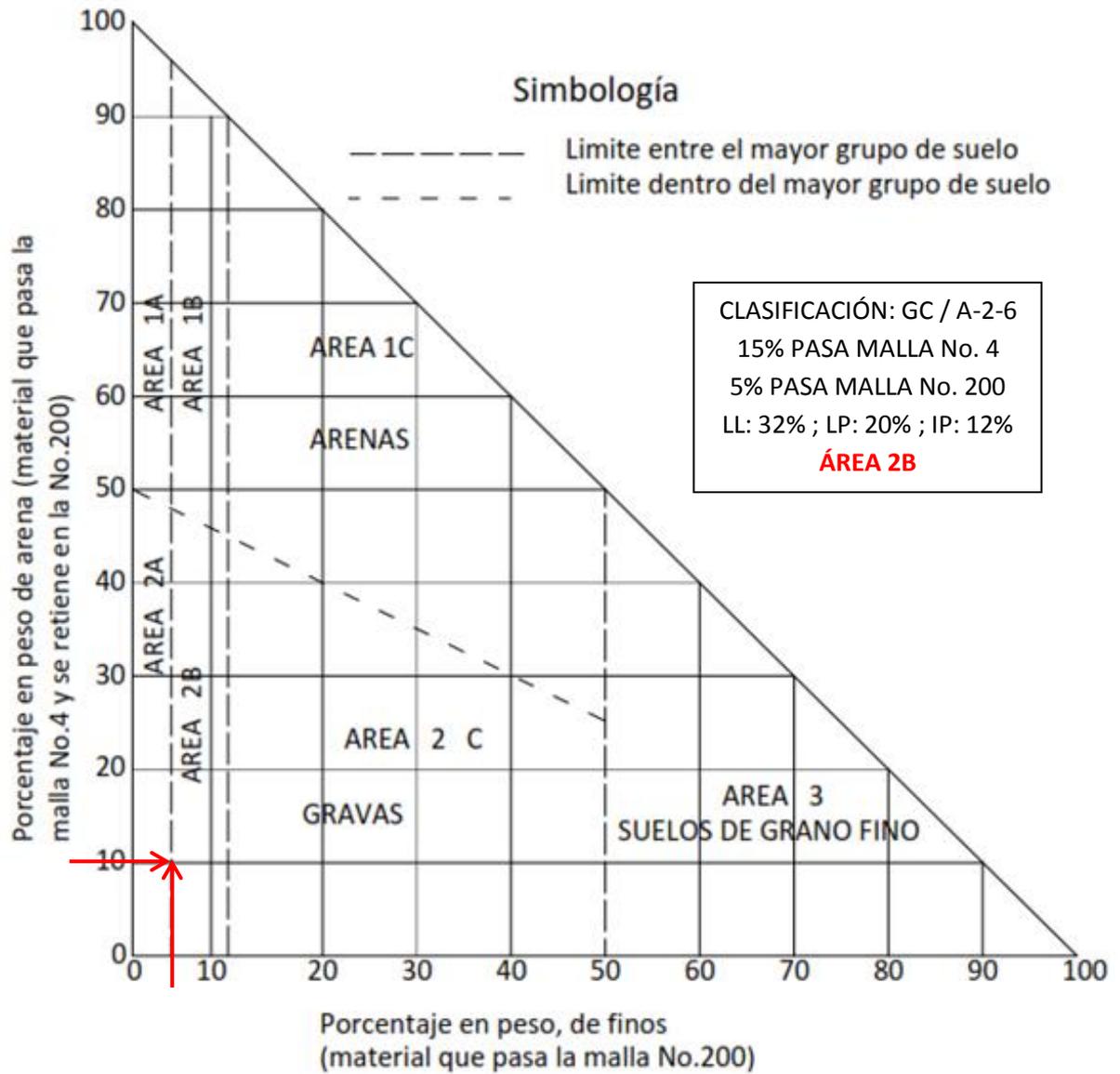
BIBLIOGRAFÍA:

- Botasso, H. G., Rebollo, O. R., Soengas, C. J., Piermaria, C., Pozo, C. Del, Aires, B., & Aires, B. (n.d.). TRATAMIENTOS SUPERFICIALES, AVANCES CON LAS DETERMINACIONES EN EL MÉTODO MoDOT T 72, (1), 499–508.
- Cokca, E. (2001). Use of Fly Ashes for the Stabilization of an Expansive Soil. *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127.
- Coyago, M. Evaluación de un tratamiento superficial bituminoso con emulsión asfáltica como alternativa de mantenimiento en vías arteriales del Ecuador (2015). Quito.
- Garnica, P., Gómez, A., & Sesma, J. (2002). Mecánica de materiales para pavimentos, (197).
- Garnica, P., Pérez, A., Gómez, J., & Obil, E. (2002). Estabilización de suelos con cloruro de sodio para su uso en las vías terrestres, (201).
- George, K. P. (1990). Characterization and Structural Design of Cement-Treated Base. *Transportation Research*, 1288.
- Headquarters, & Departments of The Army, and the A. F. (1994). Air Force Manual No.
- Ingles, O. (1972). Soil Stabilization, Principles and Practice.
- INVIAS. (2008). *Manual de diseño de pavimentos de concreto para vías con bajos y altos volúmenes de tránsito. Instituto Colombiano de Productores de Cemento. – Medellín: ICPC.*
- Kota, P. B. (1995). Investigation of Performance of Heavily Stabilized Bases in Houston, Texas, District. *Transportation Research*, 1486.
- Ministerio de Economía y Finanzas - Dirección General de Inversión Pública del Perú. (2015). Pautas metodológicas para el desarrollo de alternativas de pavimentos en la formulación y evaluación social de proyectos de inversión pública de carreteras, 107.
- Ministerio de Transporte, & INVIAS. (2007). *Manual de diseño de pavimentos asfálticos para vías con bajos volúmenes de tránsito.*
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador. (2002). *Ministerio de Transporte y Obras Públicas MOP - 001-F 2002.*
- Osorio, J., & Casas, A. (2011). Correlación PDC con CBR para suelos en la localidad de Suba.
- Perez, R. (2014). Realidades y percepciones del uso de los asfaltos modificados en Colombia. Bogotá D.C.
- Rico, A., Mendoza, A., Téllez, R., & Mayoral, E. (1998). ALGUNOS ASPECTOS COMPARATIVOS ENTRE PAVIMENTOS FLEXIBLES Y RIGIDOS. *Instituto Mexicano Del Transporte*, 103.

- Rico, A., Téllez, R., & Garnica, P. (1998). Pavimentos flexibles Problemática , metodologías de diseño y tendencias. *Instituto Mexicano Del Transporte*, (104).
- Rodríguez, R., Castano, V. M., & Martínez, M. (2001). Emulsiones Asfálticas. *Documento Tecnico*, (23).
- Solminihac, H., Echeverría, G., & Thenoux, G. (2012). Estabilización Química de Suelos : Aplicaciones en la construcción de estructuras de pavimentos.
- Thompson, M. R. (1994). High-Strength Stabilized Base Thickness Design Procedure. *Transportation Research*, 1440.
- Viscarra, F. (2006). El cono dinámico de penetración y su aplicación en la evaluación de suelos.

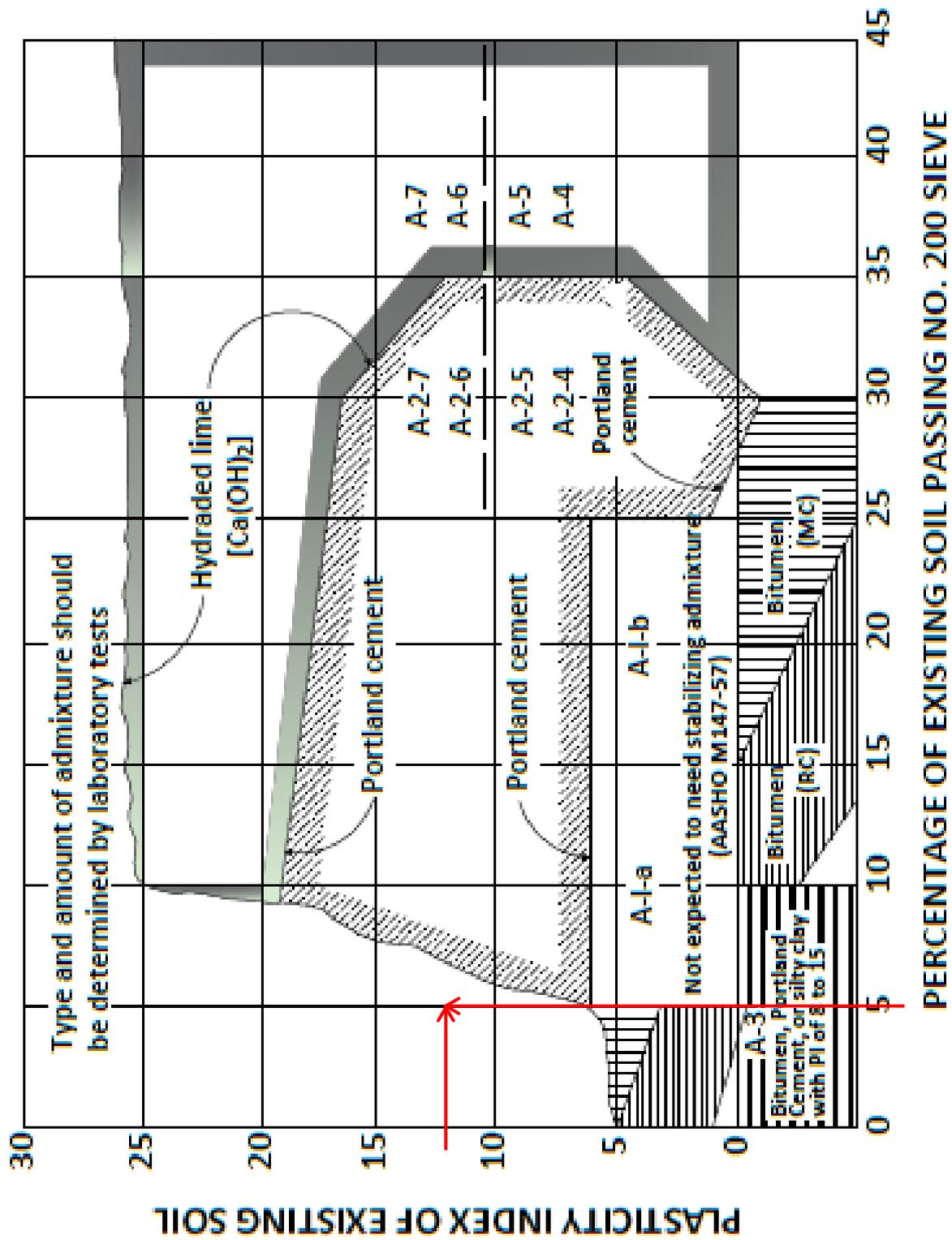
ANEXOS

DETERMINACION DEL ESTABILIZANTE MÁS ADECUADO

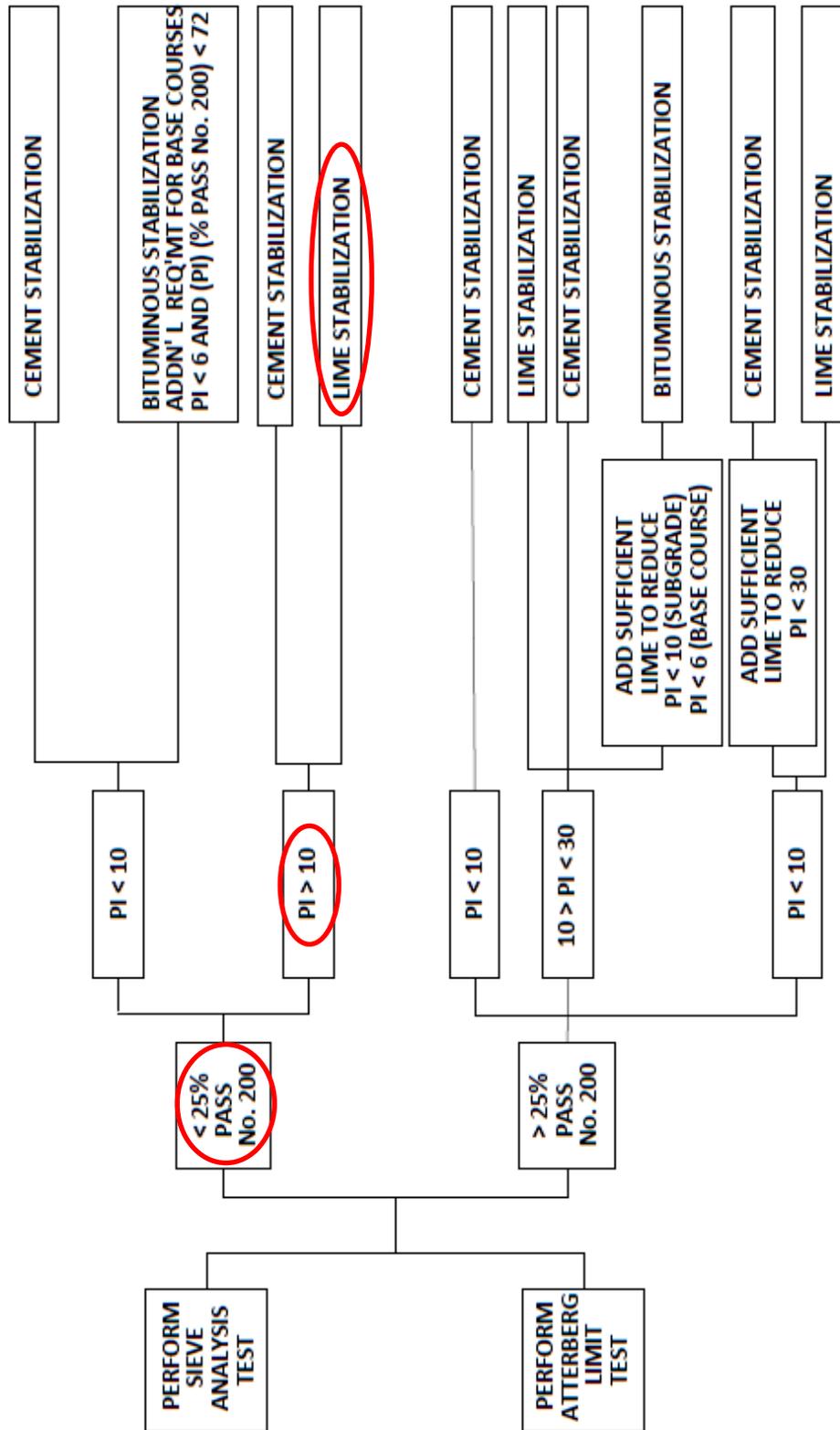


Método de la Fuerza Aérea delos Estados Unidos

Área	Clase de suelo	Tipo de estabilizante aditivo recomendado	Restricción en LL e IP	Restricción% pasa malla Nro. 200	Observaciones
1A	SW - SP	(4) Bituminosos (5) Cemento Pórtland (6) Cal - cemento - ceniza volátil	IP < 25		
1B	SW - SM SP - SM SW - SC SP - SC	(5) Bituminosos (6) Cemento Pórtland (7) Cal (8) Cal - cemento - ceniza volátil	IP < 10 IP < 30 IP < 12 IP < 25		
1C	SM SC SM - SC	(5) Bituminosos (6) Cemento Pórtland (7) Cal - (8) Cal - cemento - ceniza volátil	IP < 10 $IP < 20 + \frac{50 - \% FINOS}{4}$ IP < 12 IP < 25	No exceda 30% en peso	
2A	GW - GP	(4) Bituminosos (5) Cemento Pórtland (6) Cal - cemento - ceniza volátil	IP < 25		Material bien graduado y que contenga hasta 45 % en peso que pasa malla Nro. 4
2B	GW - GM	(5) Bituminosos	IP < 10		Material bien graduado y que contenga hasta 45 % en peso que pasa malla Nro. 4
	GP - GM	(6) Cemento Pórtland	IP < 30		
	GW - GC	(7) Cal -	IP < 12		
	GP - GC	(8) Cal - cemento - ceniza volátil	IP < 25		
2C	GM GC GM - GC	(5) Bituminosos (6) Cemento Pórtland (7) Cal (8) Cal - cemento - ceniza volátil	IP < 10 $IP < 20 + \frac{50 - \% FINOS}{4}$ IP < 12 IP < 25	No exceda 30% en peso	Material bien graduado y que contenga hasta 45 % en peso que pasa malla Nro. 4
3	CH - CL MH ML - OH OL ML - CL	(3) Cemento Pórtland (4) Cal	LL < 40 e IP < 20 IP < 12		



Método modificado del Bureau Public Roads.



Método del U.S. Department of Transportation



UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA
DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA Y MINAS E INGENIERÍA CIVIL
LABORATORIOS DE MECÁNICA DE SUELOS - UTPL

DETERMINACIÓN DEL CBR DE DISEÑO

PROYECTO : **MEJORAMIENTO DE LA VÍA LA CEIBA - GARZA REAL, CANTÓN ZAPOTILLO**

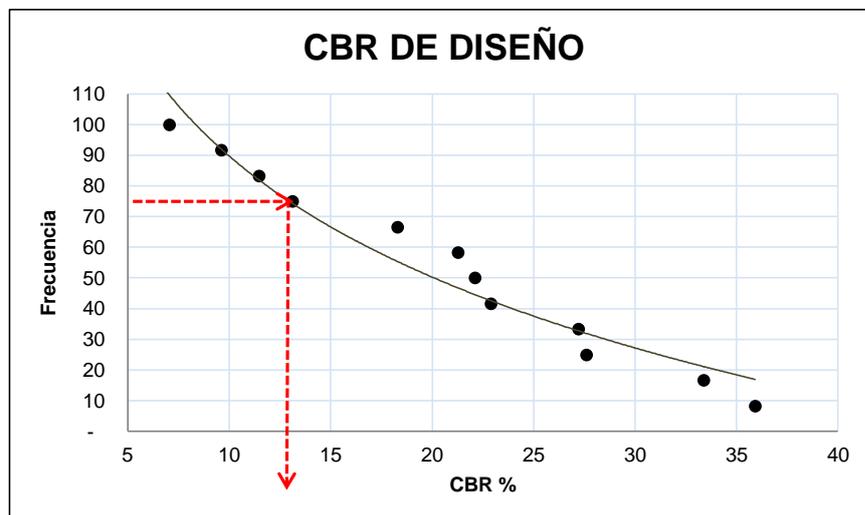
OBRA: ESTUDIO DE MATERIAL DE SUBRASANTE

LOCALZ: PARROQUIA GARZA REAL

PROFUND.: VARIABLE

FECHA: AGOSTO DEL 2017

Valores de la Gráfica			
Nro.	ABSCISA	CBR	FRECUENCIA
1	0+500	7	100
2	0+500	10	92
3	3+000	11	83
4	0+020	13	75
5	3+000	18	67
6	2+000	21	58
7	2+500	22	50
8	1+000	23	42
9	1+000	27	33
10	2+000	28	25
11	1+500	33	17
12	1+500	36	8



Observaciones: El CBR de diseño es de 12,5 %

Ing. Alonso Zúñiga Suarez, M.Sc.
TUTOR

Marco Cevallos Orbe
ALUMNO

PROCESO CONSTRUCTIVO Y CONTROL DE CALIDAD

Capa de mejoramiento estabilizada con cal.

Descripción.- Este trabajo consistirá en la construcción de capas de material de mejoramiento estabilizado compuestas por suelo seleccionado obtenido a partir de la excavación para la plataforma del camino, de excavación de préstamo, o de cualquier otra excavación debidamente autorizada y aprobada por el Fiscalizador.

Las capas se colocarán sobre la subrasante, previamente preparada y aprobada, que se halle dentro de las alineaciones, pendientes y sección transversal señaladas en los planos contractuales.

Materiales.- El material de mejoramiento para estabilización deberá ser suelo granular, material rocoso o combinaciones de ambos, libre de material orgánico y escombros, y salvo que se especifique de otra manera, tendrá una granulometría tal que todas las partículas pasarán por un tamiz de cuatro pulgadas (100 mm.) con abertura cuadrada y no más de 20 por ciento pasará el tamiz N° 200 (0,075 mm), de acuerdo al ensayo AASHO-T.11. La parte del material que pase el tamiz N° 40 (0.425 mm.) deberá tener un índice de plasticidad no mayor de nueve (9) y límite líquido hasta 35% siempre que el valor del CBR sea mayor al 20%, tal como se determina en el ensayo AASHO-T-91. Material de tamaño mayor al máximo especificado, si se presenta, deberá ser retirado antes de que se incorpore al material en la obra.

El material a incorporar será cal hidratada, que cumpla con los requisitos de la Norma INEN 247. Si se emplea cal viva hidratada en obra, se debe además exigir que se cumplan los requisitos de la Norma INEN 248.

Equipo.- El Contratista deberá disponer, en el trabajo, de todo el equipo necesario, autorizado por el Fiscalizador, y en perfectas condiciones de operación. El equipo mínimo necesario constará equipo de transporte, motoniveladora, pulverizadora-mezcladora de paletas rotatorias, tanqueros o volquetas para cal según el tipo de mezclado, esparcidores mecánicos para cal (opcional), tanqueros para hidratación, rodillos lisos de tres ruedas o vibratorios y rodillos neumáticos para compactación.

Ensayos y Tolerancias.- Para controlar el contenido de cal en la mezcla y su homogeneidad, se deberá llevar a cabo ensayos para determinar el PH, mediante el siguiente procedimiento:

- a) Se tomará una muestra de 20 gr. de la mezcla preparada en la obra, que pase por el tamiz N° 40, secada al aire y pesada con una aproximación de 0,1 gr. y se la introducirá en un recipiente plástico de 150 ml.;
- b) Se añadirá 100 ml. de agua destilada, se tapaná la botella y se mezclará todo agitándola durante 30 segundos cada 10 minutos, en el lapso de una hora;
- c) Al cabo de la hora se medirá el PH utilizando equipo apropiado y debidamente calibrado. El valor mínimo del PH será de 12,4.

Se deberán realizar los ensayos correspondientes de granulometría, Densidad Máxima y Humedad Optima de acuerdo con AASHTO T-180 método D. La densidad de campo deberá ser comprobada por medio del ensayo AASHTO T-147 y no deberá ser menor que el 95% de la densidad máxima obtenida en laboratorio.

Deberá comprobarse la resistencia a la compresión simple en muestras in disturbadas tomadas en la vía, cuyo valor mínimo será el señalado en el diseño o en la fórmula de trabajo.

El espesor de la capa de mejoramiento estabilizada será comprobado mediante nivelaciones, y en ningún punto podrá variar en más de dos centímetros del espesor estipulado en el contrato.

Procedimientos de trabajo.

Preparación de la Subrasante.- Una vez conformada la subrasante de acuerdo a lo establecido en los documentos contractuales y en las Especificaciones, dentro de las tolerancias permitidas, se procederá a la escarificación con la motoniveladora o roturación con el arado en el ancho y hasta la profundidad especificados para la estabilización; luego de lo cual se efectuará una pulverización minuciosa con el empleo de la pulverizadora-mezcladora rotativa, hasta conseguir un suelo uniformemente suelto y pulverizado, libre de cualquier material inadecuado como raíces, piedras y terrones de tamaño mayor a cinco centímetros de diámetro.

Distribución y Mezclado.- La selección y mezclado de los agregados, a los cuales se deberá incorporar la cal en la proporción establecida, podrá efectuarse en planta o en la vía. En todo caso, no se permitirá la iniciación del mezclado hasta que el Contratista no haya estudiado y sometido a la aprobación del Fiscalizador la fórmula de trabajo, en la cual se deberá establecer el contenido de cal, la cantidad de agua para la mezcla y la compactación, la mínima densidad que se obtendrá, y el valor PH.

En caso de utilizarse el procedimiento de mezcla en planta, esta deberá estar equipada con una dosificadora, preferentemente al peso, para la cal hidratada, y se emplearán el siguiente procedimiento:

El material para mejoramiento deberá cumplir la granulometría especificada. Durante el proceso de explotación, trituración o cribado, el Contratista efectuará la selección de los agregados y su mezcla en planta, a fin de lograr la granulometría apropiada en el material que será transportado a la obra.

En caso de que se tenga que conseguir la granulometría y límites de consistencia, mediante la mezcla de varias fracciones individuales, estas fracciones de agregados gruesos, finos y material ligante, serán combinadas de acuerdo con la fórmula de trabajo preparada por el Contratista y autorizada por el Fiscalizador, y mezcladas uniformemente en una planta aprobada por el Fiscalizador, que disponga de una mezcladora de tambor o de paletas. La operación será conducida de manera consistente, para que la producción del material sea uniforme.

El mezclado de las fracciones podrá realizarse también en la vía; en este caso, se colocará y esparcirá en primer lugar el material grueso sobre la subrasante, con un espesor y ancho uniformes, y luego se distribuirán los agregados finos proporcionalmente sobre esta primera capa. Pueden formarse tantas capas como fracciones del material sean necesarias para obtener la granulometría y lograr el espesor estipulado con el total del material. Cuando todos los materiales se hallen colocados, se deberá proceder a mezclarlos uniformemente mediante el empleo de motoniveladoras, mezcladoras de discos u otras máquinas aprobadas por el Fiscalizador, que sean capaces de ejecutar esta operación. Al iniciar y durante el proceso de mezclado, deberá regarse el agua necesaria a fin de conseguir la humedad requerida para la compactación especificada.

Cuando se haya logrado una mezcla uniforme, el material será esparcido a todo lo ancho de la vía en un espesor uniforme, sobre esta capa se distribuirá la cal hidratada en la proporción necesaria, de acuerdo con lo indicado para la Distribución de la cal siguiendo el procedimiento que se detalla a continuación:

El porcentaje de cal hidratada que deba añadirse al suelo deberá estar establecido en las Disposiciones Especiales en base a los ensayos pertinentes de laboratorio. Sin embargo, será condición indispensable para iniciar la ejecución de la mezcla, que el Contratista prepare y obtenga la autorización del Fiscalizador, de la correspondiente Fórmula de Trabajo, en la cual deberá señalar el contenido de cal, el contenido de agua para la mezcla y

la compactación, la densidad máxima, el valor del PH y el valor mínimo de la resistencia a la compresión simple.

A partir de la distribución de la cal, el tránsito vehicular extraño al trabajo estará totalmente prohibido hasta el curado final. El Contratista podrá utilizar cualquiera de los métodos indicados a continuación:

a) **Método seco.**- Una vez pulverizado el suelo en la longitud, ancho y profundidad necesarios, y determinada el área para que el tratamiento pueda ser terminado en una sola jornada, se colocarán los sacos de cal a las distancias calculadas para cumplir con el porcentaje especificado.

Los sacos serán abiertos de inmediato y se regará la cal manualmente, en montones transversalmente alargados, que deberán ser regularizados usando rastrillos rectos. No se permitirá el empleo de motoniveladoras para esparcir los montones de cal.

En caso de emplearse cal transportada a granel, ésta deberá mantenerse cubierta con una lona durante el transporte y la espera para su empleo; luego podrá ser distribuida desde los camiones mediante esparcidores mecánicos, que permitan una repartición uniforme y controlada sobre el área de la calzada preparada para el tratamiento. No se permitirá la distribución de cal a granel por métodos manuales o sin emplear un esparcidor mecánico aprobado por el Fiscalizador.

Una vez distribuida la cal en una de las formas indicadas, se deberá impedir su arrastre por el viento, sea cubriéndola o efectuando riegos livianos de agua para evitar la formación de polvo. En todo caso, no se permitirá efectuar la distribución de cal cuando soplen vientos que impidan la ejecución de los trabajos, ni cuando la humedad del suelo a estabilizar sea mayor al 2% de su peso seco.

b) **Método húmedo.**- Para este caso, la cal podrá ser distribuida mediante el empleo de tanqueros distribuidores, en forma de lechada preparada con agua, en una proporción que determine el diseño efectuado por el Contratista y aprobado por el Fiscalizador, pero que puede estar alrededor de 1.000 Kg de cal en 2.000 litros de agua.

La lechada podrá ser preparada directamente en los tanqueros distribuidores que deben estar provistos de un equipo de agitación y circulación apropiado, o puede ser preparado en la planta central, en un tanque mezclador provisto del equipo de agitación y recirculación adecuado, para ser enviada de inmediato a su distribución en la obra.

La aplicación de la lechada deberá ser efectuada en el número de riegos necesarios para lograr la proporción especificada y no inundar el suelo.

Finalmente se procederá al mezclado mediante pulverizadoras-mezcladoras de paletas rotatorias, a fin de conseguir una mezcla uniforme en todo el ancho y profundidad de cada capa de mejoramiento, cuyo espesor no será mayor a 15 centímetros, hasta completar el espesor total de diseño.

Durante el mezclado se deberá hidratar la mezcla, y luego de conseguida una condición uniforme en todo el material, se procederá a la conformación mediante motoniveladoras, hasta conseguir una superficie lisa, con las alineaciones, pendientes y sección transversal constantes en los planos del contrato.

No se permitirá la distribución directa de agregados colocados en montones formados por los volquetes de transporte, sin el proceso de mezclado previo indicado anteriormente.

Compactación.- La compactación de la capa de suelo mezclado con cal deberá realizarse durante las 24 horas posteriores al mezclado. Para permitir un curado más eficiente, el espesor de cada capa compactada no deberá ser mayor que 15 centímetros. Si el espesor total compactado especificado es mayor de 15 centímetros, el mezclado y compactación se efectuará en capas de espesores aproximadamente iguales y menores al máximo indicado.

La compactación se iniciará a los costados de la vía e irá progresando hacia el centro hasta lograr un 95% de la densidad máxima obtenida en el laboratorio para la mezcla. Se deberá usar rodillos pata de cabra y luego rodillos lisos de tres ruedas de acero o rodillos neumáticos, y otros tipos de compactadores autorizados por el Fiscalizador.

Al final de cada jornada deberá terminarse el trabajo formando una junta de construcción vertical del espesor completo, perpendicular al eje del camino y en todo el ancho. Esta junta deberá ser inspeccionada y aprobada por el Fiscalizador antes de reiniciar la estabilización en adelante. En caso de que la estabilización de la capa no alcance el ancho de la vía en cada vez, se deberá formar una junta de construcción longitudinal con cara vertical de espesor completo, unos 5 a 10 centímetros adentro del borde del material tratado. El material sobrante podrá formar parte del ancho restante que se estabilice al lado.

Al iniciarse los trabajos el Contratista deberá construir un tramo de prueba de aproximadamente 500 metros de longitud que será ensayado para determinar la densidad, espesor de la capa, proporción de cal en la sub-base y más requerimientos exigidos por el Fiscalizador, luego de lo cual éste deberá autorizar la prosecución de los trabajos, requisito sin el cual el Contratista no podrá continuar éste trabajo.

Curado.- La capa mezclada y compactada deberá ser curada por un lapso de 3 a 7 días, antes de proceder a la colocación de nuevas capas. Hasta completar el período de curado

que establezca el Fiscalizador debe mantenerse cerrado el tránsito de vehículos, a excepción de los tanqueros para la hidratación o distribuidores para el sellado, cuya velocidad no excederá los 20 Km/h.

El curado de todas las capas estabilizadas podrá efectuarse mediante riegos ligeros de agua, que mantengan la superficie húmeda mientras se rodilla con compactadoras neumáticas hasta su curado completo.

Para la capa superior de estabilización puede emplearse un sellado bituminoso en vez de la hidratación permanente. Esta aplicación de material asfáltico deberá efectuarse inmediatamente después de terminada la compactación, usando el tipo de asfalto y la cantidad de riego indicados por el Fiscalizador

Medición.- Las cantidades a pagarse por material de mejoramiento estabilizado con cal hidratada, serán el volumen de la capa y la cantidad de cal incorporada a la obra, de acuerdo con las estipulaciones contractuales. La unidad de medida de la capa efectivamente construida bajo estas especificaciones, será el metro cúbico, y el volumen será medido compactado en base a la longitud construida medida horizontalmente a lo largo del eje del camino, y a la sección transversal especificada en los planos y aceptada por el Fiscalizador.

La unidad de medida para la cal hidratada efectivamente utilizada para la modificación del material de mejoramiento, será la tonelada aceptada en la obra por el Fiscalizador. No serán objeto de pago ni el agua empleada para la mezcla y compactación ni para el curado, ni tampoco el asfalto que pueda emplearse para el curado de la capa superior; por tanto, estos materiales no serán medidos para el pago.

Pago.- Las cantidades calculadas en la forma indicada en el numeral anterior, se pagarán a los precios señalados en el contrato para los rubros designados a continuación.

Los precios contractuales y su pago constituirán la compensación total por la preparación y suministro y transporte de agregados, mezclado, tendido, suministro y distribución de cal hidratada, mezclado, hidratación, conformación y compactación de los materiales empleados para la capa de mejoramiento, incluyendo la mano de obra, equipo, herramientas, materiales y más operaciones conexas en la realización completa de los trabajos descritos.

Rubro de Pago y Designación Unidad de Medición

Material de mejoramiento estabilizado con cal	...	Metro cúbico (m3)
Suministro y distribución de cal Hidratada	...	Tonelada

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA VIA LA CEIBA - GARZA REAL
 FECHA : SEPTIEMBRE DE 2017
 ITEM : 001
 RUBRO : ACABADO OBRA BASICA
 UNIDAD : M2
 ESPEC:

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
AGUA	M3	0.05	0.50	0.03

				0.03
B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
MOTONIVELADORA		0.00238	45.00	0.11
RODILLO LISO VIBRATORIO		0.00238	30.00	0.07
CAMION CISTERNA		0.00238	30.00	0.07

				0.25
C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
OPERADOR MOTONIVELADORA		0.00238	3.82	0.01
OPERADOR RODILLO		0.00238	3.64	0.01
CHOFER TIPO E		0.00238	5.00	0.01
AYUDANTE MAQUINARIA		0.00476	3.45	0.02

				0.05
D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL

				0.00
COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				0.32
COSTOS INDIRECTOS 20 %				0.06
PRECIO UNITARIO				0.39
OBSERVAC:				

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA VIA LA CEIBA - GARZA REAL
 FECHA : SEPTIEMBRE DE 2017
 ITEM : 002
 RUBRO : MATERIAL DE MEJORAMIENTO (INC.EXP, CARG, TEND, HID, COMPACTADA)
 UNIDAD : M3
 ESPEC:

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
MATERIAL DE MEJORAMIENTO	M3	1.25	2.70	3.38
AGUA	M3	0.05	0.50	0.03

				3.40
B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
MOTONIVELADORA		0.01429	45.00	0.64
RODILLO LISO VIBRATORIO		0.01429	30.00	0.43
CAMION CISTERNA		0.01429	30.00	0.43

				1.50
C.- MANO DE OBRA		CATEG HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
OPERADOR MOTONIVELADORA		0.01429	3.82	0.05
OPERADOR RODILLO		0.01429	3.64	0.05
CHOFER TIPO E		0.01429	5.00	0.07
AYUDANTE MAQUINARIA		0.04287	3.45	0.15

				0.33
D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC. TRASP	SUBTOTAL

				0.00
COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				5.23
COSTOS INDIRECTOS 20 %				1.05
PRECIO UNITARIO				6.27
OBSERVAC:				

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA VIA LA CEIBA - GARZA REAL
 FECHA : SEPTIEMBRE DE 2017
 ITEM : 003
 RUBRO : SUBASE GRANULAR CLASE III
 UNIDAD : M3
 ESPEC:

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
SUBASE CLASE III	M3	1.25	10.00	12.50
AGUA	M3	0.05	0.50	0.03

				12.53
B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
MOTONIVELADORA		0.01429	45.00	0.64
RODILLO LISO VIBRATORIO		0.01429	30.00	0.43
CAMION CISTERNA		0.01429	30.00	0.43

				1.50
C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
OPERADOR MOTONIVELADORA		0.01429	3.82	0.05
OPERADOR RODILLO		0.01429	3.64	0.05
CHOFER TIPO E		0.01429	5.00	0.07
AYUDANTE MAQUINARIA		0.05716	3.45	0.20

				0.38
D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC. TRASP	SUBTOTAL

				0.00
COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				14.40
COSTOS INDIRECTOS 20 %				2.88
PRECIO UNITARIO				17.28
OBSERVAC:				

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA VIA LA CEIBA - GARZA REAL
 FECHA : SEPTIEMBRE DE 2017
 ITEM : 004
 RUBRO : BASE GRANULAR CLASE IV
 UNIDAD : M3
 ESPEC:

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
BASE CLASE IV	M3	1.25	11.00	13.75
AGUA	M3	0.05	0.50	0.03

				13.78
B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
MOTONIVELADORA		0.01429	45.00	0.64
RODILLO LISO VIBRATORIO		0.01429	30.00	0.43
CAMION CISTERNA		0.01429	30.00	0.43

				1.50
C.- MANO DE OBRA	CATEG	HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
OPERADOR MOTONIVELADORA		0.01429	3.82	0.05
OPERADOR RODILLO		0.01429	3.64	0.05
CHOFER TIPO E		0.01429	5.00	0.07
AYUDANTE MAQUINARIA		0.05716	3.45	0.20

				0.38
D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC. TRASP	SUBTOTAL

				0.00
COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				15.65
COSTOS INDIRECTOS 20 %				3.13
PRECIO UNITARIO				18.78
OBSERVAC:				

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA VIA LA CEIBA - GARZA REAL
 FECHA : SEPTIEMBRE DE 2017
 ITEM : 005
 RUBRO : IMPRIMACION ASFALTICA
 UNIDAD : LT
 ESPEC:

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
ASFALTO	LT	1.02	0.3985	0.41
DIESEL	GLN	0.07	1.05	0.07

				0.48
B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
ESCOBA AUTOPROPULSADA		0.00055	25.00	0.01
DISTRIBUIDOR DE ASFALTO		0.00055	35.00	0.02

				0.03
C.- MANO DE OBRA		CATEG HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
OPERADOR DISTRIBUIDOR ASFALTO		0.0011	3.64	0.00
AYUDANTE MAQUINARIA		0.0011	3.45	0.00
PEON		0.0033	3.41	0.01

				0.02
D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC. TRASP	SUBTOTAL

				0.00
COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				0.53
COSTOS INDIRECTOS 20 %				0.11
PRECIO UNITARIO				0.64
OBSERVAC:				

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA VIA LA CEIBA - GARZA REAL
 FECHA : SEPTIEMBRE DE 2017
 ITEM : 006
 RUBRO : CARPETA ASFALTICA 2"
 UNIDAD : M2
 ESPEC:

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
MEZCLA ASFALTICA CALIENTE	M3	0.055	140.00	7.70

				7.70
B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
ACABADORA DE PAVIMENTO ASFAL.		0.010	35.00	0.35
RODILLO LISO TANDEM		0.010	25.00	0.25
RODILLO NEUMATICO		0.010	25.00	0.25

				0.85
C.- MANO DE OBRA		CATEG HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
OPERADOR PAVIMENTADORA		0.010	3.64	0.04
OPERADOR RODILLO		0.020	3.64	0.07
PEON		0.100	3.41	0.34

				0.45
D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL

				0.00
COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				9.00
COSTOS INDIRECTOS 20 %				1.80
PRECIO UNITARIO				10.80
OBSERVAC:				

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA VIA LA CEIBA - GARZA REAL
 FECHA : SEPTIEMBRE DE 2017
 ITEM : 007
 RUBRO : TRANSPORTE DE MATERIAL
 UNIDAD : M3/KM
 ESPEC:

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL

				0.00
B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
VOLQUETE 12 M3		0.006	40.00	0.24

				0.24
C.- MANO DE OBRA		CATEG HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
CHOFER TIPO E		0.006	5.00	0.03

				0.03
D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL

				0.00
COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				0.27
COSTOS INDIRECTOS 20 %				0.05
PRECIO UNITARIO				0.32
OBSERVAC:				

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA VIA LA CEIBA - GARZA REAL
 FECHA : SEPTIEMBRE DE 2017
 ITEM : 008
 RUBRO : DOBLE TRATAMIENTO SUPERFICIAL BITUMINOSO
 UNIDAD : M2
 ESPEC:

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
ASFALTO	LT	3.10	0.3985	1.24
MATERIAL TRITURADO 3/4"	M3	0.024	14.00	0.34
MATERIAL TRITURADO 3/8"	M3	0.014	16.00	0.22

				1.80
B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
DISTRIBUIDOR DE ASFALTO		0.0055	35.00	0.19
DISTRIBUIDOR DE AGREGADOS		0.0055	30.00	0.17
RODILLO LISO TANDEM		0.0055	25.00	0.14
RODILLO NEUMATICO		0.0055	25.00	0.14

				0.63
C.- MANO DE OBRA		CATEG HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
OPERADOR RODILLO		0.011	3.64	0.04
OPERADOR DISTRIBUIDOR ASFALTO		0.0055	3.64	0.02
OPERADOR DISTRIBUIDOR AGREGADO		0.0055	3.64	0.02
PEON		0.055	3.41	0.19

				0.27
D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL

				0.00
COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				2.70
COSTOS INDIRECTOS 20 %				0.54
PRECIO UNITARIO				3.23
OBSERVAC:				

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APU)

PROYECTO: MEJORAMIENTO DE LA VIA LA CEIBA - GARZA REAL
 FECHA : SEPTIEMBRE DE 2017
 ITEM : 009
 RUBRO : MATERIAL DE MEJORAMIENTO ESTABILIZADO (6% CAL)
 UNIDAD : M3
 ESPEC:

A.- MATERIALES	UNID.	CANTIDAD	PRECIO.UNIT	SUBTOTAL
MATERIAL DE MEJORAMIENTO	M3	1.15	2.70	3.11
CAL	KG	90.00	0.05	4.50
AGUA	M3	0.07	0.50	0.04

				7.64
B.- MAQUINARIA Y HERRAMIENTAS		HORAS-EQUIPO	COSTO x HORA	SUBTOTAL
MOTONIVELADORA		0.01429	45.00	0.64
RODILLO LISO VIBRATORIO		0.01429	30.00	0.43
CAMION CISTERNA		0.01429	30.00	0.43

				1.50
C.- MANO DE OBRA		CATEG HORAS-HOMBRE	COSTO x HORA	SUBTOTAL
OPERADOR MOTONIVELADORA		0.01429	3.82	0.05
OPERADOR RODILLO		0.01429	3.64	0.05
CHOFER TIPO E		0.01429	5.00	0.07
AYUDANTE MAQUINARIA		0.04287	3.45	0.15

				0.33
D.- TRANSPORTE	UNID.	CANTIDAD	PREC.TRASP	SUBTOTAL

				0.00
COSTOS DIRECTOS (A+B+C+D)				9.47
COSTOS INDIRECTOS 20 %				1.89
PRECIO UNITARIO				11.36
OBSERVAC:				

PRESUPUESTOS

DISEÑO CONVENCIONAL CON CARPETA ASFALTICA					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
1	ACABADO DE OBRA BASICA EXISTENTE	M2	7.200,00	0,39	2.808,00
2	MATERIAL DE MEJORAMIENTO	M3	2.736,00	6,27	17.154,72
3	SUBASE GRANULAR	M3	1.080,00	17,28	18.662,40
4	BASE GRANULAR	M3	720,00	18,78	13.521,60
5	IMPRIMACIÓN ASAFALTICA	Lt	10.800,00	0,64	6.912,00
6	CARPETA ASFALTICA 2"	M2	7.200,00	10,80	77.760,00
7	TRANSPORTE DE MATERIAL	M3 - Km	38.268,00	0,32	12.245,76
TOTAL : US\$.					149.064,48

DISEÑO CONVENCIONAL CON DTSB					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
1	ACABADO DE OBRA BASICA EXISTENTE	M2	7.200,00	0,39	2.808,00
2	MATERIAL DE MEJORAMIENTO	M3	3.240,00	6,27	20.314,80
3	SUBASE GRANULAR	M3	1.080,00	17,28	18.662,40
4	BASE GRANULAR	M3	1.080,00	18,78	20.282,40
5	IMPRIMACIÓN ASAFALTICA	Lt	10.800,00	0,64	6.912,00
6	DOBLE TRAT. SUPERFICIAL BITUMINOSO	M2	7.200,00	3,23	23.256,00
7	TRANSPORTE DE MATERIAL	M3 - Km	45.360,00	0,32	14.515,20
TOTAL : US\$.					106.750,80

DISEÑO PROPUESTO CON BASE ESTABILIZADA Y DTSB					
ITEM	RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
1	ACABADO DE OBRA BASICA EXISTENTE	M2	7.200,00	0,39	2.808,00
2	MATERIAL MEJORAMIENTO ESTABILIZADO	M3	2.880,00	11,36	32.716,80
3	BASE GRANULAR	M3	1.080,00	18,78	20.282,40
4	IMPRIMACIÓN ASAFALTICA	Lt	10.800,00	0,64	6.912,00
5	DOBLE TRAT. SUPERFICIAL BITUMINOSO	M2	7.200,00	3,23	23.256,00
6	TRANSPORTE DE MATERIAL	M3 - Km	39.060,00	0,32	12.499,20
TOTAL : US\$.					98.474,40