

CORPORACIÓN UNIVERSITARIA MINUTO DE DIOS
ZIPAQUIRÁ

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO Y VERIFICACIÓN DEL APORTE ESTRUCTURAL DE LA GEOMALLA EN CAPAS
GRANULARES PARA PAVIMENTOS.

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:
KATERIN VANESSA RODRIGUEZ ARANGO
DAVID FERNANDO MORA NEIRA

DIRECTOR:
JORGE GIOVANNI CORREA MEJÍA

ZIPAQUIRÁ, DICIEMBRE DE 2013

ABSTRACT

Por métodos como diseño de pavimentos flexibles AASHTO 93 y sistema multicapa de Jones se diseña la estructura de un pavimento con capas de material seleccionado y caracterizado como lo estipula el artículo 300-07 de Invias. Con el método AASHTO se realiza el diseño de la estructura con las capas: base, subbase y subrasante, se procede a verificar los esfuerzos y deformaciones con el método Jones. Consecuente se emplea la metodología de PAVCO para la implementación de geomallas biaxiales P-BX12, está arroja los nuevos espesores de capas granulares y la estructura queda con un diseño de: base, subbase, geomalla, subrasante como respuesta se optimiza el diseño y comprueba que los esfuerzos y deformaciones son admisibles. Se construye una pista de prueba en donde se comprueba el aporte estructural de las geomallas en las capas granulares para pavimentos.

By procedures such as resilient flooring AASHTO 93 design and Jones multi-layer system, the structure of flooring with layers of selected and characterized material is created in accordance with the Article 300-07 of INVIAS (National Institute of Roads). With the AASHTO method, the structure design with the layers: base, subbase and subgrade is made. Now proceed to verify the efforts and distortions with Jones system. Therefore PAVCO methodology is used for the biaxial geogrids P-BX12 implementation, this generates the new granular layer thicknesses and the structure results with a design: base, subbase, geogrid, subgrade. In response the design is optimized and is checked that the efforts and distortions are admissibles. A test track is built where the structural contribution of geogrids in the granular layers is proved for flooring.

AGRADECIMIENTOS

Se reconoce y agradece a todas las personas que hicieron parte del proceso, estructuración y elaboración de este proyecto, a nuestro: director, asesor, profesionales colaboradores, señores Cantera los Cerro y a la Universidad.

TITULO

DISEÑO Y VERIFICACIÓN DEL APOORTE ESTRUCTURAL DE LA GEOMALLA EN CAPAS GRANULARES PARA PAVIMENTOS.

HIPÓTESIS

NULA: La inclusión en capas granulares de pavimentos flexibles, no generan diferencias significativas en su capacidad estructural.

ALTERNATIVA: La inclusión de geomallas en capas granulares de pavimentos flexibles, genera diferencias significativas en su capacidad estructural.

OBJETIVOS

Objetivo General:

- Estudiar el aporte estructural de la geomalla en las capas granulares de los pavimentos, a través del análisis y la construcción de la pista de prueba.

Objetivos Específicos:

- Realizar una revisión del estado del arte, identificando los parámetros importantes que se deben tener en cuenta en el diseño de pavimentos flexibles.
- Diseñar la estructura de pavimentos con el método AASHTO 93 y Jones analizando el aporte estructural que hace a las capas granulares de un pavimento flexible las geomallas.
- Analizar por el método Jones las deformaciones y esfuerzos de la estructura a diseñar y el aporte de la geomalla en las capas granulares.
- Construir y evaluar estructuralmente una sección de pavimento o pista de prueba hasta el nivel de base granular variando espesores de capas granulares, que sean resultado del diseño AASHTO 93.

INTRODUCCIÓN

Con el fin de predecir el efecto de los refuerzos instalados en materiales granulares en cuanto a deflexión en un pavimento flexible. La metodología empleada consiste en: la caracterización del material a emplear acorde a lo estipulado en el artículo 300-07 de las especificaciones de construcción de carreteras de INVIAS, se diseña el pavimento flexible sin capa de rodadura con el método AASHTO 93 para establecer los espesores de las capas granulares del pavimento, consecuente se determinan los esfuerzos y deformaciones por el método Jones. Al tener esta información se procede a realizar la evaluación de la geomalla como geo sintético para refuerzo de terrenos e implemento con alto módulo de elasticidad y se elige la geomalla con características especiales como lo son: resistencia a la tensión en sentido longitudinal de 11.8 kN y sentido transversal de 19.6kN, rigidez flexural 750 mg - cm x 1000, rigidez torsional 6.5 kg - cm/deg, se recalcularán los espesores por el método AASHTO y los esfuerzos y deformaciones entre capas contemplando la geomalla por el método Jones. Sucesivo al hallazgo teórico se construye una pista de prueba con los datos hallados y con un método indirecto se halla la deflexión del terreno. Para finalizar en base a la información obtenida teórico-práctica se determinará el aporte estructural de la geomalla con las características designadas en las capas granulares para pavimentos.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO I	11
CARACTERIZACIÓN DE SUBRASANTE Y MATERIALES	11
1.1. Subrasante.....	11
1.2. Capas granulares base y subbase.....	11
1.2.1. Dureza	11
1.2.2. Limpieza.....	11
1.2.3. Geometría de partículas.....	12
1.2.4. Capacidad de soporte.....	13
Capítulo II.....	16
GEOMALLAS COMO GEOSINTETICOS PARA EL MEJORAMIENTO DE PAVIMENTOS	16
2.1. Geosintéticos.....	16
2.2. Geomallas coextruídas	16
2.2.1. Generalidades geomallas biaxiales	17
2.3. Empresas en Colombia productoras de geomallas	18
PAVCO	18
GEOMATRIX S.A.....	19
GEOPOLIMEROS S.A.S	19
GEOMEMBRANAS S.A.S.....	20
DURMAN	21
COMPARACIÓN DE PROPIEDADES	22
Capítulo III.....	23
DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO	23
3.1. Pavimento	23
3.1.1. Pavimento flexible.....	23
3.2. Diseño de pavimento por el método AASHTO 1993	24
3.2.1. Parametros de diseño	24

3.2.2.	El numero estructural del pavimento basado en el transito, SN	25
3.3.	El numero estructural del pavimento basado en la estructura, SN: El	27
3.3.1.	Coeficiente estructural	28
3.3.2.	Coeficientes de drenaje de capas granulares.....	28
Capítulo IV.....		31
ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO		31
4.1.	Modelo de Boussinesq	31
4.2.	Sistema multicapa	33
Capítulo V.....		39
METODOLOGÍA CONTEMPLADA (RECOMENDADA POR EXPERTOS CON EL MANEJO DE GEOMALLAS)		39
5.1.	Calculo del nuevo espesor de la capa de subbase con refuerzo.....	40
5.2.	Calculo del aporte estructural de la capa reforzada.	41
5.3.	Calculo de nuevas espesores de base y subbase granular.....	41
Capítulo VI.....		42
RECAULCULACION DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES IMPLEMENTANDO LA GEOMALLA.....		42
7.1.	Método Jones incluyendo la geomalla biaxial	42
Capítulo VII.....		45
CONSTRUCCION DE LA PISTA DE PRUEBA.....		45
7.1.	LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	45
7.2.	DISEÑO GEOMETRICO DE LA PISTA DE PRUEBA	49
7.3.	PERFIL ESTRATIGRÁFICO TERRENO	49
7.4.	NIVELACIÓN Y COMPACTACIÓN DE LA SUBRASANTE	50
7.5.	REFUERZO CON GEOMALLA BIAxIAL Y COMPACTACIÓN DE MATERIAL SUBBASE GRANULAR	51
7.6.	MATERIAL BASEGRANULAR NIVELACIÓN Y COMPACTACIÓN.....	53
7.7.	MÉTODO INDIRECTO PARA MEDIR DEFLEXIÓN EN TERRENO DE PRUEBA	55
Capítulo VIII.....		58

RESULTADOS OBTENIDOS	58
Representación grafica.....	58
Espesores de capas granulares.....	58
Esfuerzos verticales y radiales.....	59
Deformaciones verticales y radiales.....	61
BALANCE ECONOMICO.....	62
Glosario.....	64
Conclusiones	65
Bibliografía	67
ANEXOS.....	69
ANEXO 1	69
ANEXO 2	70
DESGASTE MAQUINA DE LOS ANGELES NORMA IVNE 219.....	70
ANEXO 3	71
LIMITES.....	71
ANEXO 4	72
GEOMETRIA DE PARTICULAS I.N.V.E 227 Y 230	72
ANEXO 5	73
ENSAYO DE CBR NORMA I.N.V.E 148	73
ANEXO 6	77
PROCTOR INVE-142 SUBBASE	77
PROCTOR INVE-142 BASE.....	78
GRANULOMETRIA	79

LISTADO DE TABLAS

TABLA. Propiedades de las geomallas de algunas empresas productoras de Colombia	22
TABLA 1. Características de las capas del pavimento diseñado por el método AASHTO	30
TABLA 2. Módulos de elasticidad obtenidos a partir del cbr, método AASHTO	33
TABLA 3. Factores de tensión para sistemas de 3 capas, método JONES	34
TABLA 4. Esfuerzos capas granulares, método JONES	36
TABLA 5. Deformaciones capas granulares, método JONES	37
TABLA 6. Factores de tensión para sistemas de 3 capas incluida la geomalla, método JONES	43
TABLA 7. Esfuerzos capas granulares incluida la geomalla, método JONES	43
TABLA 8. Deformaciones capas granulares incluida la geomalla, método JONES	43

CAPÍTULO I

CARACTERIZACIÓN DE SUBRASANTE Y MATERIALES

1.1. Subrasante

La subrasante en donde se elaborará la pista de prueba cuenta con un CBR hallado en campo con un cono dinámico, instrumento que se utilizó para estimar el valor del CBR por número de golpes acumulados para los respectivos datos, con PCD Penetrometro dinámico de cono se mide la penetración dinámica por golpes, a través del terreno natural, siendo este un método no destructivo, se realizan las lecturas en la regla de medición sujeta al instrumento y se obtiene los resultados de CBR 3%. [Anexo 1](#)

1.2. Capas granulares base y subbase

El material a utilizar es proveniente de trituración de piedra de cantera, se tuvo especial cuidado en que estuviesen exentos de materias vegetales, basuras terrones de arcilla, sustancias que pueden influir en el comportamiento del pavimento. Acorde con lo estipulado en el artículo 300-07 de las especificaciones de construcción de carreteras de INVIAS para cumplir con los requisitos de los agregados de **bases granulares y subbases granulares**, se realizaron ensayos de: dureza, durabilidad, limpieza, geometría de partículas y capacidad de soporte.

1.2.1. **Dureza**, se realiza el ensayo de resistencia al desgaste basado en la norma I.N.V.E-218-07 por medio de la máquina de los Ángeles, método que se emplea para determinar la resistencia al desgaste de agregados naturales o triturados, empleando la citada máquina con una carga abrasiva. (I.N.V.E-218, 2007)¹ De esta manera se obtuvo como resultado: base 32%, apto según establece IDU en la Imagen 1 y subbase 40%, apto según establece IDU en la Imagen 2. [Anexo 2](#) el ensayo se realizó con la toma de 10.000g por cada material, para la subbase el número de esferas fue 12 a 1.000 revoluciones, se procesa a la toma de muestra del peso seco y lavado sobre el tamiz No. 12 con un resultado de 7113g, y se obtuvo el desgaste. Para la base se toma el mismo peso 10.000g de muestra con No. De esferas 12 a revoluciones y se obtiene el peso seco y lavado sobre el tamiz No. 12, resultado 7.584g y se obtuvo el desgaste.

1.2.2. **Limpieza**, se realiza el ensayo de límite líquido de los suelos I.N.V.E-125-07 en donde el límite líquido de un suelo es el contenido de humedad expresado en porcentaje del

¹ I.N.V.E-218. (2007). RESISTENCIA AL DESGASTE DE LOS AGREGADOS DE TAMAÑOS MENORES DE 37.5 mm (1½") POR MEDIO DE LA MÁQUINA DE LOS ANGELES. Bogotá.

suelo secado en el horno, cuando éste se halla en el límite entre el estado líquido y el estado plástico. (I.N.V.E-125, 2007)² De esta manera se obtuvo como resultado: base 17%, apto según establece IDU en la Imagen 1 y subbase 23%, apto según establece IDU en la Imagen 2 Anexo 3 Se realiza el procedimiento como lo dice la norma y se emplea como número de golpes 33, 23 y 15, se referencian los recipientes, se toman los datos del peso recipiente con el suelo húmedo y el suelo seco, en este orden de ideas los resultados obtenidos en la subbase granular fueron: peso recipiente más suelo húmedo: 15.26, 16.03 y 14.87, el peso del recipiente con el suelo seco fue 14.35, 14.98 y 14.02. Se determina el contenido de humedad, se halla el promedio entre estos resultados y se obtiene el límite líquido. Se repite el procedimiento para la base granular y los resultados hallados fueron: peso recipiente más suelo húmedo: 18.95, 16.87 y 15.04, el peso recipiente más suelo seco 17, 14.9, 14.96, se obtiene el contenido de humedad y se promedia y halla el límite líquido.

De igual manera para establecer el índice de plasticidad se sigue a cabo el procedimiento establecido por la norma I.N.V.E-126-07, expresada como un porcentaje de la masa seca de suelo, dentro del cual el material está en un estado plástico. Este índice corresponde a la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico del suelo. (I.N.V.E-126, 2007)³. De esta manera se obtuvo como resultado: base 1.06, apto según establece IDU en la Imagen 1 y subbase 6.5, apto según establece IDU en la Imagen 2 Anexo 3 con los resultados hallados en la prueba de límite líquido se realizan dos pruebas para cada material y se establece el límite plástico en este caso para subbase granular el peso recipiente más suelo húmedo fue 8.67 y 8.39, para la base granular 8.94 y 8.79 se procede a la toma de datos del peso de recipiente y suelo seco y se obtiene para la subbase granular 8.35 y 8.05, para la base granular 8.42 y 8.33, se halla el contenido de humedad. Una vez obtenido el límite líquido y el límite plástico se restan estos valores y de esta forma se obtiene el índice plástico para cada material.

- 1.2.3. **Geometría de partículas**, se realizó el ensayo de partículas fracturadas mecánicamente según lo establece la norma I.N.V.E-227-07 porcentaje de caras fracturadas en los agregados, en se determina el porcentaje, en masa o por conteo de una muestra de agregado grueso compuesta por partículas fracturadas que cumplen con los requisitos específicos. (I.N.V.E-227-07, 2007)⁴. De esta manera se obtuvo como

² I.N.V.E-125. (2007). DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE LOS SUELOS . Bogotá: Invias.

³ I.N.V.E-126. (2007). LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS . Bogotá: Invias.

⁴ I.N.V.E-227-07. (2007). PORCENTAJE DE CARAS FRACTURADAS EN LOS AGREGADOS. Bogotá: Invias.

resultado: base 90% , apto según establece IDU Imagen 1 [Anexo 4](#) Para la base granular se siguen las indicaciones de la norma se toma la masa de partículas fracturadas, mas partículas en la categoría cuestionable y la masa de la categoría no fracturada, se obtiene el resultado en porcentaje.

Como se encuentra establecido en la norma I.N.V.E-230-07, se realiza el ensayo para la determinarlos índices de aplanamiento y de alargamiento, de los agregados que se van a emplear en la construcción de carreteras. (I.N.V.E-230, 2007)Se obtuvo como resultado en la base granular: Índice de aplanamiento 36% e índice de alargamiento 26.4%, apto según establece IDU en la Imagen 1 [Anexo 4](#) se tamiza la muestra a masa inicial de 15.000g y se obtiene la masa retenida por cada uno se obtiene como resultado en el tamiz No. 1 ½" de 300g, 1" 600g, ¾" 750g, ½" 750g y 3/8" 500g. Se procede a determinar el índice de aplanamiento y alargamiento en gramos, para el índice de aplanamiento la pesa en gramos que pasa es 0, 37.9, 35.4, 169.5, 141 y 55 respectivamente y para el índice de alargamiento es 0, 41.1, 123, 13.8, 37.2 y 39.7 y se obtiene como resultado los porcentajes.

- 1.2.4. **Capacidad de soporte**, con el ensayo establecido en la norma I.N.V.E-148-07 se determinó el CBR cuya prueba se emplea para evaluar la resistencia potencial de materiales de la base, incluyendo materiales reciclados para empleo en pavimentos de carreteras y pistas de aterrizaje. El valor de CBR obtenido en esta prueba forma parte integral de varios métodos de diseño de pavimentos flexibles. (I.N.V.E-148, 2007)⁵De esta manera se obtuvo como resultado: base 95%, apto según establece IDU en la Imagen 1 y subbase 88%, apto según establece IDU en la Imagen 2 [Anexo 5](#)

⁵ .N.V.E-148. (2007). *RELACIÓN DE SOPORTE DEL SUELO EN EL LABORATORIO (CBR DE LABORATORIO)* . Bogotá: Invias.

Tabla 400.2
Requisitos de los agregados para bases granulares

Ensayo		Norma de Ensayo	Clase de Base Granular		
			BG C	BG B	BG A
Petrografía					
Análisis petrográfico		ASTM C-295	Reportar	Reportar	Reportar
Dureza					
Desgaste Los Angeles (Gradación A)	- En seco, 500 revoluciones, % máximo	INV E-218	35	30	30
	- En seco, 100 revoluciones, % máximo		7 (RO)	6 (RO)	6 (RO)
	- Después de 48 horas de inmersión, 500 revoluciones, % máximo (1)		55 (RO)	50 (RO)	45
	- Relación húmedo/seco, 500 revoluciones, máximo		2 (RO)	2 (RO)	2
Micro Deval, % máximo	- Agregado Grueso (FT)	ASTM D-6928	30	25	20
10% de finos	- Valor en seco, kN mínimo - Relación húmedo/seco, % mínimo	BS 812 PART 111	60 (RO) 75 (RO)	75 (RO) 75 (RO)	100 75
Durabilidad					
Pérdidas en ensayo de solidez en sulfatos, % máximo	- Sulfato de Magnesio	INV E-220	18	18	18
Limpieza					
Límite Líquido, % máximo		INV E-125	25	25	25
Índice de Plasticidad, % máximo		INV E-126	3	No plástico	No plástico
Equivalente de Arena, % mínimo		INV E-133	25	25	25
Valor de Azul de Metileno, máximo		EN-933-9	8	8	8
Terrones de arcilla y partículas deleznable, % máximo		INV E-211	2	2	2
Geometría de las Partículas					
Partículas Fracturadas Mecánicamente, % mínimo	- 1 cara	INVE-227	60	85	85
	- 2 caras		40	60	60
Índice de Aplanamiento, % máximo (2)		INV E-230	35	35	35
Índice de Alargamiento, % máximo (3)		INV E-230	35	35	35
Angularidad del Agregado Fino, % mínimo (RO)		AASHTO T-304	35	35	35
Capacidad de Soporte					
CBR, % mínimo - Referido al 100 % de la densidad seca máxima, según el ensayo INV E-142 (AASHTO T 180), método D, después de 4 días de inmersión.		INV E-148	80	100	100

Imagen 1, Tabla 400.2 Especificaciones IDU-ET-2005 (IDU, 2005)⁶

⁶ IDU. (2005). *Especificaciones técnicas generales de materiales y construcción para proyectos de infraestructura vial*. Bogotá DC: Alcaldía Mayor de Bogotá DC.

Tabla 400.3
Requisitos de los agregados para subbases granulares

Ensayo		Norma de Ensayo	Clase de Subbase Granular		
			SBG_C	SBG_B	SBG_A
Petrografía					
Análisis petrográfico		ASTM C-295	Reportar	Reportar	Reportar
Dureza					
Desgaste Los Angeles (Gradación A)	- En seco, 500 revoluciones, % máximo	INV E-218	40	35	35
	- En seco, 100 revoluciones, % máximo		8 (RO)	7 (RO)	7 (RO)
	- Después de 48 horas de inmersión, 500 revoluciones, % máximo (1)		60 (RO)	55 (RO)	55
	- Relación húmedo/seco, 500 revoluciones, máximo		2 (RO)	2 (RO)	2
Micro Deval, % máximo	- Agregado Grueso (FT)	ASTM D-6928	35	30	30
10% de finos	- Valor en seco, kN mínimo	BS 812 PART 111	40 (RO)	50 (RO)	60 (RO)
	- Relación húmedo/seco, % mínimo		65 (RO)	70 (RO)	75 (RO)
Durabilidad					
Pérdidas en ensayo de solidez en sulfatos, % máximo	- Sulfato de Magnesio	INV E-220	18	18	18
Limpieza					
Límite Líquido, % máximo		INV E-125	25	25	25
Índice de Plasticidad, % máximo		INV E-126	6	3	3
Equivalente de Arena, % mínimo		INV E-133	20	20	20
Valor de Azul de Metileno, máximo		EN-933-9	10	10	10
Terrones de arcilla y partículas deleznable, % máximo		INV E-211	2	2	2
Geometría de las Partículas					
Partículas Fracturadas Mecánicamente, % mínimo	- 1 cara	INVE-227	NA	50	50
	- 2 caras		NA	NA	30
Índice de Aplanamiento, % máximo (2)		INV E-230	NA	NA	NA
Índice de Alargamiento, % máximo (3)		INV E-230	NA	NA	NA
Angularidad del Agregado Fino, % mínimo (RO)		AASHTO T-304	NA	NA	NA
Capacidad de Soporte					
CBR, % mínimo - Referido al 95 % de la densidad seca máxima, según el ensayo INV E-142 (AASHTO T 180), método D, después de 4 días de inmersión.		INV E-148	30	40	60

Imagen 2, Tabla 400.3 Especificaciones IDU-ET-2005 (IDU, 2005)⁷

⁷ IDU. (2005). *Especificaciones técnicas generales de materiales y construcción para proyectos de infraestructura vial*. Bogotá DC: Alcaldía Mayor de Bogotá DC.

Capítulo II

GEOMALLAS COMO GEOSINTÉTICOS PARA EL MEJORAMIENTO DE PAVIMENTOS

2.1. Geosintéticos

Es un producto en el que, por lo menos, uno de sus componentes es a base de polímero sintético o natural, y se presenta en forma de filtro, manto, lámina o estructura tridimensional, usada en contacto con el suelo o con otros materiales dentro del campo de la geotecnia. Entre ellos existen: Geotextil, Geomalla, Geocompuesto, Geomembranas, Geoceldas. (Tapia, Barona, & Inga Moran)⁸

La estabilidad del pavimento a tratar es con **geomallas** basado en que estas son estructuras bidimensionales elaboradas con aberturas de suficiente tamaño para permitir el entrapado del suelo, piedra u otro material geotécnico circundante.

2.2. Geomallas coextruídas

La principal función de las geomallas coextruídas es indiscutiblemente el refuerzo. Este es compactado de manera que se produzca una interacción entre las capas de suelo que rodean la geomalla.

En Colombia encontramos diferentes empresas que elaboran geomallas, entre ellas se encuentran: PAVCO S.A., GEOMATRIX S.A., GEOPOLIMEROS S.A.S, GEOMEMBRANAS S.A.S, COVAL DRUMAN, entre otras empresa cuya misión es responder a las necesidades en infraestructura vial, presenta como una solución para el mejoramiento de suelos, el uso de Geomallas Uniaxiales y Biaxiales Coextruídas y de Fibra de Vidrio. (Geosistemas PAVCO de Mexichem)⁹. Se analizó la viabilidad de elección de la geomalla a trabajar y se estableció que debía ser una cuya resistencia a la tensión en el sentido longitudinal fuese de 11,8kN y transversal 19.6kN, capacidad de transferencia de carga de 93%, resistencia a la rigidez flexural 750 mg - cm x 1000, .Resistencia en el plano rotacional de movimiento medida mediante la aplicación de un momento de 20 kg-cm en la junta central 6.5 kg -

⁸ Tapia, A. R., Barona, F. E., & Inga Moran, L. *DISEÑO DE UN PAVIMENTO UTILIZANDO GEOMALLAS EN TRAMO DE LA CARRETERA BAJADA DE CHANDUY – AGUAS VERDES - POCITO*. Escuela Superior Politécnica del Litoral, Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra , Guayaquil.

⁹ Geosistemas PAVCO de Mexichem. (s.f.). Geomallas. *Geomallas Construidas y de fibra de vidrio* . (Mexichem, Ed.) Colombia.

cm/deg, Resistencia a la pérdida de capacidad de carga o integridad estructural cuando la muestra es sometida a esfuerzos de instalación mecánica en arena arcillosa y material grueso clasificado como grava pobremente gradada mero a 90. Con los tres tipos de accesibilidad que se encontró y cada una con características particulares y después de realizar el análisis respectivo y dar el enfoque referente al objetivo que se pretende se elige la geomalla biaxial P-BX12 de Pavco.

2.2.1. Generalidades geomallas biaxiales

Las Geomallas Biaxiales son estructuras bidimensionales fabricadas de polipropileno, químicamente inertes y con características uniformes y homogéneas, producidas mediante un proceso de extrusión y luego estiradas longitudinal y transversalmente. Este tipo de Geomalla se compone de elementos y nudos rígidos en los cuales el material granular es confinado por trabazón. (Geosistemas PAVCO de Mexichem, pág. 4)¹⁰. Tal producto nos conlleva a determinar que es la que cumple con las expectativas del trabajo a desarrollar. Las geomallas coextruidas generan un incremento en la resistencia al corte del suelo. Durante la aplicación de una carga normal al suelo, este es compactado de manera que se produzca una interacción entre las capas de suelo que rodean la geomalla. Con estas condiciones se requeriría una carga considerablemente mayor para producir un movimiento en el suelo. El compuesto suelo-geomalla reduce la resistencia al movimiento, por tanto, el uso de las geomallas produce una condición de cohesión, inclusive en materiales granulares. El compuesto combina la resistencia a la compresión del suelo con la tensión de la geomalla, para crear un sistema que presenta una mayor rigidez y estabilidad que un suelo sin ningún elemento que soporte estos esfuerzos. La capacidad que tiene la geomalla para distribuir las fuerzas sobre su superficie incrementan las características de resistencia contra los desplazamientos de la estructura durante el sometimiento de esta a cargas tanto estáticas como dinámicas. (Geosistemas, 2012)¹¹. En este caso, las Geomallas Biaxiales tienen la función de distribuir, en un área mayor, las cargas transmitidas por los vehículos, aumentando la capacidad de carga de los suelos de base, reduciendo las deformaciones sobre la superficie de rodamiento, otorgando mayor vida útil a las estructuras de pavimento y ahorros en futuras rehabilitaciones. (Han, Acharya, Thakur Jitendra, Parsons, Corey, & Christopher, 2012) Esto se puede evitar, incrementando la capacidad de carga del suelo de cimentación y limitando los movimientos del suelo de base. Las Geomallas refuerzan la base de la vía y limitan los movimientos horizontales

¹⁰ Geosistemas PAVCO de Mexichem. (s.f.). Geomallas. *Geomallas Construidas y de fibra de vidrio*. (Mexichem, Ed.) Colombia. Pag 4.

¹¹ Geosistemas, D. d. (2012). *MANUAL DE DISEÑO CON GEOSINTÉTICOS* (Novena Edición ed.). Bogotá D.C., Colombia: Geosistemas PAVCD, una empresa Mexichem .

y verticales del suelo. De esta forma, las Geomallas mejoran considerablemente la capacidad de carga de la base para un mismo espesor o reducen espesores para una misma capacidad de carga.

Proporcionar una herramienta que permita determinar correctamente un espesor de material granular apropiado, que en conjunto con un geosintético de refuerzo en este caso la geomalla permita brindar una plataforma de trabajo adecuada mediante la estabilización, buscando mejorar el desempeño del pavimento, disminuyendo los esfuerzos aplicados sobre la subrasante buscando una sección reforzada que permite una mayor aplicación de cargas y menores deformaciones que una sección sin refuerzo.

2.3. Empresas en Colombia productoras de geomallas

A continuación se evidenciara las propiedades de las geomallas de algunas de las empresas productoras de Colombia:

PAVCO

Geosistemas Pavco SA ofrece una solución de refuerzo enfocada a la estabilización de suelos, refuerzo en cimentaciones, pavimentos y terraplenes para proporcionar un confinamiento lateral en el suelo, aumentando su resistencia con las geomallas biaxiales.

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	P-BX11 ¹	P-BX12 ¹	NOTAS
Resistencia a la tensión 2% deformación (SL/ST) ²	ASTM D6637	(4.1/6.6) kN/m	(6.0/9.0) kN/m	
Resistencia a la tensión 5% deformación (SL/ST) ²	ASTM D6637	(8.5/13.4) kN/m	(11.8/19.6) kN/m	
Resistencia a la tensión pico (SL/ST) ²	ASTM D6637	(12.4/19.0) kN/m	(19.2/28.8) kN/m	
Eficiencia en los nodos ³	GRI-GG2	93%	93%	
Rigidez flexural ⁴	ASTM D1388	250 mg - cm x 1000	750 mg - cm x 1000	
Rigidez torsional (J) ⁵	US ARMY COE	3.2 kg - cm/deg	6.5 kg - cm/deg	
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	P-BX11	P-BX12	
Tamaño de abertura (SL/ST) ²	Medido	(25/33) mm	(25/33) mm	
Espesor de costillas (SL/ST) ²	ASTM D1777	(0.76/0.76) mm	(1.27/1.27) mm	
Área abierta	CW 02215	75%	80%	
Resistencia a los daños de instalación ⁶	ASTM D6637	(>90) %SC/%SW/%GP	(>90) %SC/%SW/%GP	
Resistencia a la degradación a largo plazo ⁷	ASTM D4355-05	>100%	>100%	
PRESENTACIÓN	NORMA	P-BX11	P-BX12	
Ancho del rollo	Medido	4.0 m	4.0 m	
Longitud del rollo	Medido	75 m	50 m	
Área del rollo	Medido	300 m ²	200 m ²	

Imagen 3.1, Especificaciones geomallas (Pavco, 2012)¹²

¹² Pavco, G. (2012). Especificaciones técnicas P-BX11 / P-BX12. En M. s. integrales, *GEOMALLA BIAxIAL COEXTRUIDA* (pág. 2). Bogotá.

GEOMATRIX S.A

Geomatrix produce y vende entre sus productos la geomalla para refuerzo biaxial en suelos o asfaltos de vías, aeropuertos, vías férreas y parqueaderos entre otros. Se produce con fibras de poliéster de alto peso molecular y alto módulo, con tamaños de aberturas ortogonales adecuadas para lograr una óptima interacción con el asfalto ó suelo, garantizando un óptimo desempeño en estabilización de subrasantes y fundaciones, refuerzo de capas granulares y refuerzo de capas asfálticas. (Geomatrix G.)

Geomallas		Hoja Técnica	
FORTGRID®		valores VMPR ⁽⁹⁾	
	DESCRIPCION	NORMA	UNIDAD
PROPIEDADES MECÁNICAS	Resistencia última MD(1) / TD (2)		kN/m
	Elongación última MD(1) / TD(2)		%
	Resistencia @ 2% deformación MD(1) / TD(2)	ASTM D 6637	kN/m
	Resistencia @ 5% deformación MD(1) / TD(2)		kN/m
	Módulo secante al 2% deformación		kN/m
	Coefficiente de interacción por Pull Out CJ @ 24 kPa (4)	ASTM D 6706	kN/m
RESISTENCIA DISPONIBLE	Resistencia máxima disponible para diseño MD(1) / TD (2) (5)	GRI GG4(b)*	kN/m
	Factor de reducción por Plastoformación (Creep) RFcr a 75 años	ASTM D 5262 ASTM D 6992	
	Factor de reducción mínimo por durabilidad del polímero Rfd	GRI GG7 GRI GG8	
	Factor de reducción mínimo por daño durante la instalación Rfd	FHWA NHI 00 043	
PROPIEDADES FÍSICAS	Tipo de polímero		
	Resistencia a altas temperaturas (punto de ablandamiento)	ASTM D 276	°C
	Tamaño de abertura MD(1) x TD (2)	MEDIDO	mm
DURABILIDAD	Resistencia a UV (% Retención a 500 horas)	ASTM D 4355	%
	Peso Molecular Fibr(7)	GRI GG8	g/m
	Nivel de Grupo Carboxilo(7)	GRI GG7	m mol/kg

Solicite nuestro portafolio de geomallas y sus características técnicas

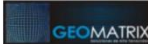


Imagen 3.2, Especificaciones geomallas (Geomatrix, 2006) ¹³

GEOPOLIMEROS S.A.S

Geopolimeros produce y vende geomallas bidimensionales que se elaboran en diferentes polímeros para que interactúen con el suelo, de tal manera que complementen la resistencia a la tensión de este, y así crear una resistencia Geomalla-suelo competente para recibir cargas y distribuirlas uniformemente. (Geopolimeros, Geomallas, 2013)

¹³ Geomatrix, G. (s.f.). Geomatrix. Recuperado el 8 de Dic de 2013, de <http://www.geomatrix.com.co/content/view/full/238>

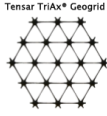
Tensar
INTERNATIONAL

Product Specification - TriAx® TX160 Geogrid

Tensar International Corporation reserves the right to change its product specifications at any time. It is the responsibility of the person specifying the use of this product and of the purchaser to ensure that product specifications refer upon for design or procurement purposes are current and that the product is suitable for its intended use in each instance.

General

- The geogrid is manufactured from a punched polypropylene sheet, which is then oriented in three substantially equilateral directions so that the resulting ribs shall have a high degree of molecular orientation, which continues at least in part through the mass of the integral node.
- The properties contributing to the performance of a mechanically stabilized layer include the following:



Index Properties

	Longitudinal	Diagonal	Transverse	General
• Rib pitch ⁽¹⁾ , mm (in)	40 (1.60)	40 (1.60)	-	
• Mid-rib depth ⁽²⁾ , mm (in)	-	1.6 (0.06)	1.4 (0.06)	
• Mid-rib width ⁽³⁾ , mm (in)	-	1.0 (0.04)	1.2 (0.05)	
• Rib shape				rectangular
• Aperture shape				triangular

Structural Integrity

• Junction efficiency ⁽⁴⁾ , %				93
• Aperture stability ⁽⁶⁾ , kg-cm/deg @ 5.0kg-cm (l)				3.6
• Radial stiffness at low strain ⁽⁵⁾ , kN/m @ 0.5% strain (lb/ft @ 0.5% strain)				300 (20,580)

Durability

• Resistance to chemical degradation ⁽⁸⁾				100%
• Resistance to ultra-violet light and weathering ⁽⁷⁾				100%

Dimensions and Delivery

The TX geogrid shall be delivered to the jobsite in roll form with each roll individually identified and nominally measuring 3.0 meters (9.8 feet) and/or 4.0 meters (13.1 feet) in width and 75 meters (246 feet) in length.

Notes

- Unless indicated otherwise, values shown are minimum average roll values determined in accordance with ASTM D4759-02. Brief descriptions of test procedures are given in the following notes.
- Nominal dimensions.
- Load transfer capability determined in accordance with GRI-CG2-87 and GRI-CG1-87 and expressed as a percentage of ultimate tensile strength.
- In-plane torsional rigidity measured by applying a moment to the central junction of a 225mm x 225mm specimen restrained at its perimeter in accordance with U.S. Army Corps of Engineers Methodology for measurement of Torsional Rigidity, (Kinney, T.C., Aperture Stability Modulus ref 3, 3.1.2000).
- Radial stiffness is determined from tensile stiffness measured in any in-plane axis from testing in accordance with ASTM D6637-01.
- Resistance to loss of load capacity or structural integrity when subjected to chemically aggressive environments in accordance with EPA 9090 immersion testing.
- Resistance to loss of load capacity or structural integrity when subjected to 500 hours of ultraviolet light and aggressive weathering in accordance with ASTM D4355-05.

Tensar International Corporation
5883 Glenridge Drive, Suite 200
Atlanta, Georgia 30328-5363
Phone: 800-TENSAK-1
www.tensar-international.com

This specification supersedes any and all prior specifications for the product designated above and is not applicable to any product shipped prior to March 29, 2010. Tensar and TriAx are trademarks of Tensar International Corporation or its affiliates in the US and many other countries. TriAx® geogrids and the web brand are products of U.S. Patent No. 7,001,112. Patents or patent applications also exist in other countries. Full indemnification of the liability of the above-mentioned information or product to the user, contractor, and its insurer is the sole responsibility of the user. Tensar International Corporation disclaims any and all express, implied, or statutory warranties, including but not limited to, any warranty of merchantability or fitness for a particular purpose regarding this product or the Company's other products, technologies or services. The information contained herein does not constitute engineering advice.

Imagen 3.3, Especificaciones geomallas (Geopolimeros, IGS, 2013)¹⁴

GEOMEMBRANAS S.A.S

Geomembranas produce y vende geomallas biaxiales con el avance en la tecnología actual ha llevado al uso de materiales geosintéticos los cuales han sido desarrollados para obtener confinamiento lateral y resistencia a la tensión, entre los cuales tenemos los geotextiles tejidos y las geomallas.

Las geomallas son geosintéticos en grupo de costillas paralelas tensionadas con aperturas de suficiente tamaño para permitir el entrabe de suelos u otro material pétreo que se encuentre circundante en la zona.

Las más usuales y las que se encuentran con mayor frecuencia en el mercado son fabricadas a base de Polietileno de alta densidad y Poliéster. (Geomembranas, 2013)

¹⁴ Geopolimeros. (2013). Geomallas Geopolimeros. Recuperado el 8 de Dic de 2013, de IGS: http://www.geopolimeros.net/index.php?option=com_content&view=article&id=9&Itemid=14

FICHA TECNICA				
9. GEOSINTETICO		2. REFERENCIA		
9.5 GEOMALLAS		TIPO BI ORIENTADAS LBO 202		
<p>Las Geomallas Bi-orientadas o biaxiales son especialmente diseñadas para la estabilización de suelos y aplicaciones de refuerzo. Las Geomallas son fabricadas con una única tecnología de extrusión usando polímeros de alta calidad. Las Geomallas son estructuras bidimensionales de polipropileno, químicamente inertes, producidas mediante un proceso de extrusión, garantizando alta resistencia a la tensión y un alto módulo de elasticidad. Proporciona excelente resistencia frente a posibles daños de instalación y exposición ambiental.</p>				
PROPIEDAD	NORMA	UNIDAD	VALOR TÍPICO	
PROPIEDADES MECÁNICAS	Método Grab			
	Resistencia a la Tensión 2% deformación s/ret	ASTM D 6637	kN (m)	4,1 / 6,6
	Resistencia a la Tensión 5% deformación s/ret	ASTM D 6637	kN (m)	8,5 / 13,5
	Resistencia a la tensión pico longitudinal	ASTM D 6637	kN (m)	13.0
	Resistencia a la tensión pico transversal	ASTM D 6637	kN (m)	20.5
	Resistencia en la junta	GRI G62	%	93.0
PROPIEDADES FÍSICAS	Rigidez flexural	ASTM D-1388	mg /cm	500 / 1000
	Rigidez torsional	US ARMY CODE	kg-cm/deg	3.5
	Tamaño de Abertura sentido longitudinal	Medido	mm	27/ 37
PRESENTACION	Espesor en las juntas	ASTM D 1777	mm	3
	Espesor de Costillas (SI / ST)	ASTM D 1777	mm	1,0 / 1,0
	Área abierta	CW 02215	%	75
	Resistencia a los daños de instalación	ASTM D 5818	%	>90
	Masa por Unidad de Área	ISO 9864	g/m ²	210
PRESENTACION	Tipo de polímero	Fabricante		HDPE
	Rollo Ancho	Medido	m	3.85
	Rollo Largo	Medido	m	100
	Rollo Área	Medido	m ²	385.00
	Diámetro del rollo	Medido	m	0.35
	Volúmen del rollo	Medido	m ³	0.13

CONVENCIONES
 ASTM: American Society for Testing and Materials
 HDPE: Polietileno de Alta Densidad DM: Dirección de Máquina DT: Dirección transversal NA: No aplica 1: Valores MARV
 TEXAS DOT: Texas Department of Transportation
 NOTAS
 Nos reservamos el derecho de modificar las especificaciones que consideremos necesarias para garantizar la óptima calidad y funcionalidad de sus

1-Aug-11

Imagen 3.4, Especificaciones geomallas (Geomembranas, especificaciones geomallas, 2013)¹⁵

DURMAN

Las geomallas Durman de polipropileno y polietileno de alta densidad, brindan refuerzo interno a la estructura y los materiales de relleno. Son inertes a la degradación química, pueden utilizarse con rellenos no seleccionados o incluso con piedra triturada. (Durman, 2013)

¹⁵ Geomembranas. (2013). Recuperado el 8 de Diciembre de 2013, de <http://geomembranas.com.co/productos/geosinteticos/geomallas/>

PROPIEDADES	NORMA	UNIDAD DE MEDIDA	VALORES ESPECÍFICOS					
Resistencia a la rotura	ASTM D 6683	kN/m	20 MIL	30 MIL	40 MIL	60 MIL	80 MIL	100 MIL
Elongación a la rotura	ASTM D 6683	%	17	19	27	40	53	67
Resistencia al rasgado	ASTM D 1504	N	700	700	700	700	700	700
Resistencia a punzonamiento	ASTM D 4833	N	80	90	126	187	249	311
Espesor nominal	ASTM D 5199	mm	200	220	320	480	640	800
Densidad	ASTM D 792 / D 1505	g/cm ³	0.50	0.75	1.0	1.5	2.0	2.5
Contenido de negro de humo	ASTM D 1603	%	>0,941	>0,941	>0,941	>0,941	>0,941	>0,941
Resistencia al stress crack	ASTM D 5397	Hr	2-3	2-3	2-3	2-3	2-3	2-3
			200	200	200	200	200	200

INDUSTRIA COLOMBIANA
www.durman.com.co



Imagen 3.5, Especificaciones geomallas (durman, 2013)¹⁶

COMPARACIÓN DE PROPIEDADES

Para las propiedades de las geomallas las empresas PAVCO S.A., GEOMATRIX S.A., GEOPOLIMEROS S.A.S, GEOMEMBRANAS S.A.S, COVAL DURMAN deben cumplir con diferentes normas, a continuación se evidencia una comparación entre los valores obtenidos por cada una de ellas según el tipo de ensayo:

- Norma ASTM D 6637 método de prueba estándar para la determinación de las propiedades de tracción de geomallas por el método a tracción, cubre la determinación de las propiedades de resistencia a la tracción de geomallas sometiendo tiras de ancho a cargas.
- Las geomallas son sometidas a la prueba de la norma ASTM D 1388 método de ensayo para la medición de las propiedades de rigidez de los tejidos, longitud de flexión y rigidez a la flexión.
- También son sometidas a la prueba GRI-GR2 de capacidad de transferencia de carga expresada como un porcentaje de resistencia a la tracción final.
- Norma ASTM D1777 se determina la medición del espesor de los materiales textiles.

TABLA. Propiedades de las geomallas de algunas empresas productoras de Colombia

PROPIEDADES DE LAS GEOMALLAS DETERMINADAS BAJO PRUEBAS				
	ASTM D 6637	ASTM D 1388	GRI -GR2	ASTM D 1777
PAVCO SA	6,0/9,0kN/m	750mg-cmx1000	93%	1,27/1,27mm
GEOMATRIX SA	6,5/9,0kN/m	NP	93%	2,2/2,2mm
GEOPOLIMEROS SA	20/580lb/ft	3,6kg-cm/deg	93%	2,25/2,25mm
GEOMEMBRANAS SAS	4,1/6,6kN/m	500mg/1000cm	93%	1,0/1,0mm
DURMAN	7,2/9,8kN/m	650mg-cmx1000	93%	2,0/2,0mm

¹⁶ Durman. (2013). Recuperado el 9 de Diciembre de 2013, de <http://www.durman.com.co/Productos/Geomallas.html>

Capítulo III

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

3.1. Pavimento

Entendiéndose por pavimento, una estructura vial compuesta por una o más capas de material seleccionado y técnicamente construido sobre el suelo de fundación o subrasante que puede soportar y transmitir las cargas compuestas por el tránsito y la acción de los factores climáticos y ambientales llevándolos al suelo de fundación en magnitudes tolerables.

3.1.1. **Pavimento flexible** está compuesto por varias capas de material, cada capa recibe las cargas y transmite a la capa inferior a menor proporción. Las capas son: Subrasante, subbase granular, base granular y capa asfáltica.

Funciones de las capas:

- Subrasante: Suelo de fundación para la estructura
- Subbase granular: Sirve como filtro entre la subrasante y la base granular, adopta los cambios de volumen, transmite los esfuerzos de la base granular a la subrasante.
- Base granular: Transmitir esfuerzos de la carpeta asfáltica a la base granular, sirve para reducir los costos de la estructura del pavimento y como capa drenante
- Capa asfáltica: transmitir esfuerzos del tránsito a la base granular, disipar esfuerzos, impermeabilizar la estructura del pavimento y como capa de rodadura.

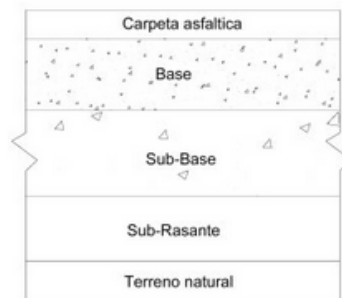


Imagen PF, Estructura pavimentos flexibles (Ingeniería, 2012)¹⁷

¹⁷ Ingeniería, I. e. (21 de marzo de 2012). Pavimentación de las postas aéreas. *Pasión por Volar*, 3.

El objetivo de estabilizar un pavimento flexible con geomallas de este proyecto toma relevancia en la composición estructural y la metodología de diseño AASHTO 93 y método Shell, conociendo las capas que conforman el pavimento se considera despreciar en este caso la capa asfáltica. Al determinar un pavimento sin capa asfáltica se pretende que las funciones de la base y la subbase granular disipen las cargas compuestas por el tránsito a la subrasante, se contemplarán una estructura típica de pavimento flexible, se hallarán esfuerzos y deformaciones, para así determinar la altura a la que se posicionara la geomalla en donde actuará su confinamiento. El valor determinante será el módulo de elasticidad que conlleva a el hallazgo de los esfuerzos y deformaciones de cada capa o interface que se encuentre.

3.2. Diseño de pavimento por el método AASHTO 1993

3.2.1. Parámetros de diseño

El método de la “ American Association of State Highway Transportation Officials” (AASHTO) considera como parámetros de cálculo: el tránsito, el nivel de confianza con que se desea calcular el pavimento, el error normal combinado, el nivel de servicialidad, el módulo resiliente de la subrasante, el número estructural del pavimento, la calidad de drenaje y los módulos dinámicos de las diferentes capas de la estructura del pavimento.

El método AASHTO introduce conceptos mecanicistas para adecuar algunos parámetros a condiciones diferentes a las que imperaron en el lugar del ensayo original de pavimentos en EEUU. (Tapia, Barona, & Inga Moran, págs. 6-8)¹⁸

Parámetros de diseño:

$$\text{Log } W_{18} = Z_r \times S_o + \left[9.36 \log (SN+1) - 0.20 + \frac{\text{Log} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.4 + \frac{1094}{[(SN+1)^{0.19}]}} + 2.32 \times \log (M_r - 8.07) \right]$$

Confiabilidad estadística

Reducción de serviceabilidad

Número estructural (SN) (Capacidad estructural)

Valor soporte de suelo (subrasante-fundación)

Repeticiones de carga (ejes equivalentes EE según el modelo)

Figura 1: Ecuación de diseño AASHTO-93

Imagen4, Ecuacion de diseño AASHTO (Jugo B, 2010)¹⁹

¹⁸ Tapia, A. R., Barona, F. E., & Inga Moran, L. *DISEÑO DE UN PAVIMENTO UTILIZANDO GEOMALLAS EN TRAMO DE LA CARRETERA BAJADA DE CHANDUY – AGUAS VERDES - POCITO*. Escuela Superior Politécnica del Litoral, Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra, Guayaquil. Págs 6-8

3.2.2. **El numero estructural del pavimento basado en el transito, SN** es una cifra abstracta que representa la resistencia total de un pavimento para unas determinadas condiciones, se obtiene:

$$\text{Log}(N) = Z_r * S_o + 9.36 * \text{Log}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5}\right)}{0.40 + \frac{1.094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 * \log(Mr) - 8.07$$

Ecuación 1

$$\text{Log}(0.5 * 10^6) = -0.253 * 0.4 + 9.36 * \text{Log}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{-2}{4.2-1.5}\right)}{0.40 + \frac{1.094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 * \log(7000) - 8.07$$

$$SN = 2.4579$$

Para hallar el SN estructural se toma la ecuación 1 y determina el numero de ejes, desviacion estandar, error normal combinado de la previsin del transito y del comportamiento, la diferencia entre el indice de servicialidad inicial y final, modulo resilente de la subrasante, asi:

Número de ejes equivalente de 18000 libras (8,2 Ton) en carril de diseño, por ser una via terciaria y estrecha como se determina en el manual de diseño de INVIAS, se toma con N: $0.5 * 10^6$

DESIGNACIÓN	RANGOS DE TRANSITO ACUMULADO POR CARRIL DE DISEÑO
T1	0.5 - 1.0*10 ⁶
T2	1.0 - 2.0*10 ⁶
T3	2.0 - 4.0*10 ⁶
T4	4.0 - 6.0*10 ⁶
T5	6.0 - 10.0*10 ⁶
T6	10.0 - 15.0*10 ⁶
T7	15.0 - 20.0*10 ⁶
T8	20.0 - 30.0*10 ⁶
T9	30.0 - 40.0*10 ⁶

Cuadro 1, rangos de transito contemplados para pavimentos flexibles (INVIAS, 1998)²⁰

¹⁹ Jugo B, A. (2010). *Metodología para diseño de pavimentos asfálticos para vias de bajo volumen de trafico*. PhD.

²⁰ INVIAS. (1998). *Manual de diseño de pavimentos asfálticos en vias con medios y altos volúmenes de transito*. Bogota.

Desviación normal estándar, se establece el nivel de confianza para carretera local en el cuadro 2 r (%) 50.0 – 80.0, se elige entre ese rango que sea 60.0 y se determina Zr como medida que incluyen algún grado de seguridad en el proceso de diseño cuadro 3, y se halla que Zr -0.253.

TIPO DE CARRERA	NIVEL DE CONFIABILIDAD, R (%)	
	Urbana	Interurbana
Autopistas y carreteras principales	85.0 - 99.9	85.0 - 99.9
Arterias principales	80.0 - 99.0	75.0 - 95.0
Colectoras	80.0 - 95.0	75.0 - 95.0
Locales	50.0 - 80.0	50.0 - 80.0

Cuadro 2, Niveles de confiabilidad sugeridos para varios tipos de carreteras. (AASHTO, 1993, págs. II-9)²¹

CONFIABILIDAD (%)	DESVIACIÓN NORMAL ESTANDAR, Zr
50	0.000
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.340
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.090
99.99	-3.750

Cuadro3, desviacion normal estandar, Zr. (AASHTO, 1993, pág. 69)²²

²¹ AASHTO. (1993). *Guide for design of pavement structures* (II ed.). Washington D.C. pág II-9

²² AASHTO. (1993). *Guide for design of pavement structures* (II ed.). Washington D.C., pág 69

Error normal combinado, al diseñar pavimentos flexibles se tiene en cuenta el error o desviación del diseño, la variación de las propiedades de los materiales, la variación de las propiedades de la subrasante, estimación del tránsito condiciones climáticas y calidad de construcción, el valor elegido del cuadro 4 es el menor.

PROYECTO DE PAVIMENTO	DESVIACIÓN ESTÁNDAR, S_o
Rango para pavimentos flexibles	0.40 – 0.50
Construcción nueva	0.45
Sobrecapas	0.50

Cuadro 4, Error normal combinado para pavimentos flexibles, S_o . (AASHTO, 1993, págs. I-62)²³

Nivel de serviciabilidad ΔPSI , tiene en cuenta el comportamiento del pavimento y queda definido por una calificación de 1 a 5, es la diferencia entre P_o serviciabilidad inicial y P_t serviciabilidad final del cuadro 5, como no tenemos capa asfáltica se desprecia la serviciabilidad inicial P_o obteniendo que ΔPSI es -2, el pavimento de referencia será urbano secundario.

TIPO DE PAVIMENTO	SERVICIABILIDAD INICIAL, P_o
Concreto	4.5
Asfalto	4.2

TIPO DE VIA	SERVICIABILIDAD FINAL, P_t
Autopista	2.5 – 3.0
Carreteras	2.0 – 2.5
Zonas industriales	
Pavimento urbano principal	1.5 – 2.0
Pavimento urbano secundario	1.5 – 2.0

Cuadro 5, Serviciabilidad inicial P_o y final P_t . (AASHTO, 1993, págs. II-10)²⁴

- 3.3. **El número estructural del pavimento basado en la estructura, SN:** El número estructural requerido se convierte en los espesores reales de base y subbase multiplicado cada uno, por los coeficientes de capa respectivos representando el esfuerzo relativo de los materiales de construcción y la capacidad de drenaje. La ecuación de diseño usada es la siguiente:

²³ AASHTO. (1993). *Guide for design of pavement structures* (II ed.). Washington D.C., pág I-62

²⁴ AASHTO. (1993). *Guide for design of pavement structures* (II ed.). Washington D.C., págs II-10

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Ecuación 2

Para determinar el SN estructural de la ecuación 2 se contempla datos de coeficiente estructural de la capa, espesor de la capa, coeficiente de drenaje de las capas granulares, así:

- 3.3.1. **Coeficiente estructural**, se puede determinar a partir del CBR, modulo resiliente o con la guía AASHTO. Como se han hallado en laboratorio los CBR se aplican las ecuaciones 2.a y 2.b.

Para bases granulares se emplea la fórmula:

$$a_2 = 0.032 CBR^{0.32}$$

Ecuación 2.a

$$a_2 = 0.032 \cdot 95^{0.32}$$

$$a_2 = 0.137411$$

Y para subbases granulares:

$$a_3 = 0.058 CBR^{0.19}$$

Ecuación 2.b

$$a_3 = 0.058 \cdot 88^{0.19}$$

$$a_3 = 0.135794$$

- 3.3.2. **Coeficientes de drenaje de capas granulares**, se selecciona de acuerdo con las características del material, la calidad del drenaje y el porcentaje de tiempo en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad a saturación, se toman datos de referencia del cuadro 6 y se procede con el porcentaje de tiempo expuesto a grados de humedad a ubicar el m correspondiente en el cuadro 7.

La base tiene un drenaje regular y está expuesta a grados de humedad entre 1-5 % el m_2 es 1,15. La subbase tiene un drenaje regular y está expuesta a grados de humedad entre 5-25 % el m_3 es 1.

CALIDAD DEL DRENAJE	TIEMPO QUE TARDA EL AGUA EN SER EVACUADA
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Muy malo	El agua no evacua

Cuadro 6, Calidad de drenaje. (AASHTO, 1993, págs. II-22)²⁵

²⁵ AASHTO. (1993). *Guide for design of pavement structures* (II ed.). Washington D.C., pág II-22

CARACTERÍSTICAS DEL DRENAJE	PORCENTAJE DEL TIEMPO QUE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO ESTA EXPUESTA A GRADOS DE HUMEDAD PROXIMOS A LA SATURACIÓN			
	Menos de 1%	1 – 5%	5 – 25%	Mas de 25%
Exelente	1.40 – 1.35	q.35 – 1.30	1.30 – 1.20	1.20
Bueno	1.35 – 1.25	1.25 – 1.15	1.15 – 1.00	1.00
Regular	1.25 – 1.15	1.15 – 1.05	1.00 – 0.80	0.80
Pobre	1.15 – 1.05	1.05 – 0.80	0.80 – 0.60	0.60
Muy malo	1.05 – 0.95	0.95 – 0.75	0.75 – 0.40	0.40

Cuadro 7, Valores de m recomendados para corregir los coeficientes estructurales de las bases y subbases granulares (AASHTO, 1993, págs. II-25)²⁶

Con los datos en relacion del SN de la estructura se opta por un espesor minimo de 4.0 pulgadas como los establece la ASSHTO cuadro 7 para el transito de diseño y como se establecio desde un pricipio no se tendra encuesta la capa asfaltica y se hace un tratamiento superficial.

TRANSITO DE DISEÑO (Ejes equivalentes de 18,000 libras)	CONCRETO ASFALTO (Pulgadas)	BASE GRANULAR (Pulgadas)
Menor a 50.000	1 o Tratamiento superficial	4.0
50.001 – 150.000	2.0	4.0
150.001 – 500.000	2.5	4.0
500.001 – 2.000.000	3.0	6.0
2.000.001 – 7.000.000	3.5	6.0
Mayor a 7.000.000	4.0	6.0

Cuadro 8, Espesores minimos recomendados por la AASHTO (AASHTO, 1993, págs. II-35)²⁷

Con los datos obtenidos en la ecuacion 2a y 2b del coeficiente estructural de las capas granulares, y el coeficiente de drenaje obtenido con el cuadro 7. La ecuación 2 queda de la siguiente manera:

$$SN = 0 + a_2 D_2 * 1.15 + a_3 D_3 * 1$$

²⁶ AASHTO. (1993). *Guide for design of pavement structures* (II ed.). Washington D.C., pág II-25

²⁷ AASHTO. (1993). *Guide for design of pavement structures* (II ed.). Washington D.C., pág II-35

$$SN = 0 + 0.137411 * 6.0 * 1.15 + 0.135794 * 12.0 * 1$$

$$SN = 2.577$$

Se debe cumplir la condición de que el número estructural (SN tránsito) para el tránsito de diseño sea menor o igual al número estructural (SN estructural) total del pavimento, calculado mediante la expresión general del número estructural.

$$SN_{transito} \leq SN_{Estructura}$$

Ecuación 3

Ya se tienen los datos de la ecuación 1 y ecuación 2 SN de tránsito y SN de la estructura, se cumple la ecuación 3 para que los espesores adaptados en el modelo estructural sean los adecuados

$$2.4579_{transito} \leq 2.577_{Estructura}$$

TABLA 1. Características de las capas del pavimento diseñado por el método AASHTO

CAPA	ESPESOR, D_j pulgadas	COEFICIENTE ESTRUCTURAL, a_i (/pulgada)	COEFICIENTE DE DRENAJE, m_i	SN
Base granular	6.0	0.137	1.15	0.948
Subbase granular	12.0	0.135	1.0	1.629

Capítulo IV

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

4.1. Modelo de Boussinesq La siguiente sección toma como referencia las tablas de Jones, Boussinesq quien trabajo bajo la teoría de la elasticidad, propuso una expresión para calcular la distribución de los esfuerzos inducidos por una carga superficial concentrada, a través de la masa de suelo homogénea e isotrópica de dimensiones semi-infinitas. Los pavimentos flexibles se estructuran al considerar que los módulos de elasticidad de las capas que los constituyen tienen un valor menor, a medida que se localizan a mayor profundidad. Por este motivo el efecto causado por la presión de un neumático sobre el pavimento disminuirá conforme aumente la altura (h) del mismo, y así satisfacer la selección del material y que los esfuerzos sean llevados al suelo de fundacion en magnitudes tolerables.

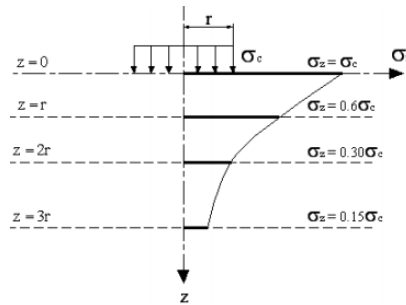


Imagen 5, distribución de presiones medio semi-infinito (Boussinesq)²⁸

El esfuerzo vertical varía con la profundidad, al cambiar los valores de las cargas y las presiones. Las formas de distribución de (σ_z) hacia la subrasante depende de la relación de módulos de elasticidad del pavimento y el suelo natural, donde determinará el tipo de pavimento a diseñar.

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2 \left(1 + \left(\frac{z}{r}\right)^2\right)^{5/2}}$$

Se toma como 8,2 toneladas de un camión cargado, y una profundidad de 0.1m de profundidad lo que nos resulta el esfuerzo generado por el peso de la volqueta será 104.69 psi.

El suelo natural de soporte se supone elástico con un módulo de elasticidad E_2 , y por un coeficiente de Poisson. Este suelo solo puede resistir, sin deformarse exageradamente, un esfuerzo vertical admisible σ_z no mayor a σ_{adm} , inferior a la presión σ_c .

²⁸ Método Boussinesq

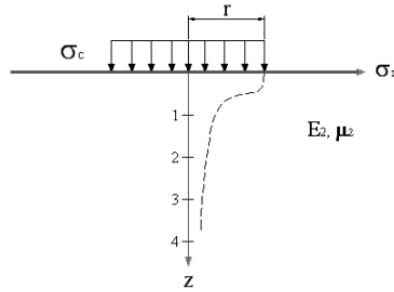


Imagen 6, Difusión del esfuerzo vertical σ_z (Boussinesq)

Los módulos de elasticidad de cada capa son tomados con referencia a la AASHTO que contempla el CBR y el coeficiente estructural hallado en las ecuaciones 2a y 2b para base y subbase granular respectivamente.

$$a_2 = 0.249 \text{ Log}(E_{bg}) - 0.977$$

Ecuación 4 a

$$a_3 = 0.277 \text{ Log}(E_{sbg}) - 0.839$$

Ecuación 4 b

Se igualan las ecuaciones 2a y 4a y se obtiene en lb/ pulg²:

$$0.137411 = 0.249 \text{ Log}(E_{bg}) - 0.977$$

$$(E_{bg}) = 29891.4$$

Se igualan las ecuaciones 2b y 4b y se obtiene

$$0.135794 = 0.277 \text{ Log}(E_{sbg}) - 0.839$$

$$(E_{sbg}) = 19690$$

El modulo de elasticidad de la subrasante se determina según el tipo de CBR para los diversos tipos de suelos, siendo 3 el CBR de la subrasante a trabajar se toma 25 MPa de Modulo tipo 1. (Reyes Lizcano, 2003, pág. 26)²⁹

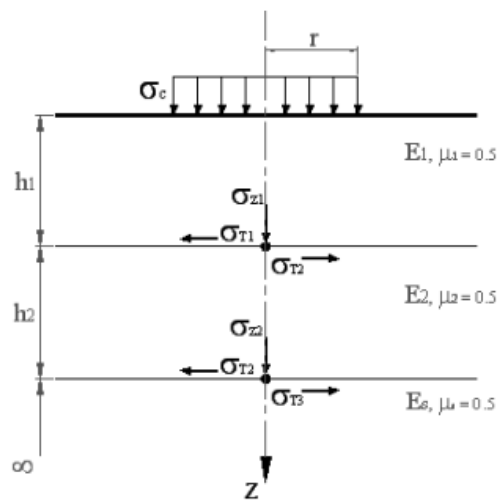
²⁹ Reyes Lizcano, F. A. (2003). *Diseño racional de pavimentos*. Bogotá: Centro Editorial Javeriano.

TABLA 2. Módulos de elasticidad obtenidos a partir del cbr, método AASHTO

CAPA	MODULO DE ELASTICIDAD lb/in^2	
Base granular	29891.4	E_1
Subbase granular	19690	E_2
Subrasante	3625	E_3

4.2. Sistema multicapa

Se han realizado un sinnúmero de investigaciones para establecer el valor de las presiones existentes en un sistema multicapa en base a la relación de módulos de elasticidad partiendo del esquema imagen 7:



Donde:

σ_z : La presión vertical a una profundidad h_i

σ_{T1} : La presión máxima de tracción en el sentido 1

σ_{T2} : La presión máxima de tracción en el sentido 2

σ_{T3} : La presión máxima de tracción en el sentido 3

Imagen 7, Representación de las presiones en un sistema multicapa. (Teferra & Schultze, 1988)³⁰

Este sistema contempla 4 formulas en donde los resultados son llevados a la tabla de Jones imagen 8, con la relación de módulos de elasticidad obtenidos anteriormente, con el factor de tensión en sistemas multicapas. (Teferra & Schultze, 1988, pág. 108)³¹ Con la ecuación 5c se obtendrá la relación modular entre las capas.

$$A = a/h_1$$

Ecuación 5a

³⁰ Teferra, A., & Schultze, E. (1988). Charts and Tables Soil. En *Mechanics and Foundation Engineering Strees in Soils* (pág. 267).

³¹ Teferra, A., & Schultze, E. (1988). Charts and Tables Soil. En *Mechanics and Foundation Engineering Strees in Soils* (pág. 108).

$$H = h_1/h_2$$

Ecuación 5b

$$K_1 = \frac{E_1}{E_2}$$

Ecuación 5c

Para la prueba se empleara un camión con presión de inflado de neumáticos de 80 psi con un radio de 20 pulgadas, se puede obtener la presión que ejerce la rueda sobre el pavimento con la formula $P = pA$ de esta manera se determina que la presión ejercida sobre el pavimento será igual a $p(\pi r^2)$, como resultado se obtiene 25132.8libras, para q se utilizara 80psi, a será 4.8 in. Se remplaza este valor en la ecuación 5a.

$$A = \frac{4.8}{6.0} = 0.8$$

Para encontrar el H relación de alturas del módulo espectro entre las bases granulares se toma la ecuación 5b.

$$H = \frac{6.0}{12.0} = 0.5$$

Para las relaciones modulares entre capa se toma de arriba hacia abajo base – subbase es K_1 y subbase – subrasante será K_2 , en ese orden de ideas se toma la ecuación 5c;

$$K_1 = \frac{29891.4}{19690} = 1.518$$

$$K_2 = \frac{19690}{3625} = 5.43 \approx 5$$

Con los datos obtenidos se ubican los valores correspondientes de la imagen 8, se realiza una regresión lineal ya que el K_2 a trabajar es 5, según Jones esta determinado entre 2 y 20 y en y los resultados obtenidos son:

TABLA 3. Factores de tensión para sistemas de 3 capas, método JONES

K1 - 2	Factores por capa
ZZ1	0.74585
ZZ2	0.20459
(ZZ1 - RR1)	0.94932
(ZZ2 - RR2)	0.49517

TABLE 2.3 STRESS FACTORS FOR THREE LAYER SYSTEMS

H	k ₁	k ₂	K ₁ - 20										K ₁ - 200														
			ZZ1	ZZ2	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	ZZ1	ZZ2	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	ZZ1	ZZ2	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	ZZ1	ZZ2	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)	ZZ1	ZZ2	(ZZ1 - RR1)	(ZZ2 - RR2)					
0.125	2	0.1	0.42950	0.00896	0.70622	0.01716	0.14529	0.00810	1.81178	0.01542	0.03481	0.00549	3.02259	0.00669	0.78424	0.03493	0.97956	0.06647	0.38799	0.03170	3.76886	0.06003	0.11491	0.02167	8.02452	0.03812	
			0.4	0.98044	0.12667	0.70970	0.23531	0.78651	0.11650	5.16717	0.21640	0.08229	0.08229	17.64175	0.14286												
			0.8	0.99434	0.36932	0.22319	0.63003	1.02218	0.34941	3.43631	0.60493	0.72695	0.27307	27.27701	0.45208												
		20	1.6	0.99164	0.72113	-0.19982	0.97707	0.99860	0.69014	1.15211	0.97146	1.00203	0.63916	23.38638	0.90861												
			3.2	0.99922	0.96148	-0.28916	0.84020	0.99893	0.93487	-0.06894	0.88358	1.00828	0.92560	11.87014	0.91469												
			0.1	0.43022	0.00228	0.69332	0.01467	0.14447	0.00182	1.80664	0.02985	0.03336	0.00128	3.17763	0.01980												
	0.25	2	0.1	0.78414	0.00899	0.92086	0.13541	0.38469	0.00716	3.74573	0.11697	0.10228	0.00509	8.66897	0.07827	0.97956	0.02086	0.92086	0.13541	0.38469	0.00716	3.74573	0.11697	0.10228	0.00509	8.66897	0.07827
				0.4	0.97493	0.03392	0.46583	0.49523	0.77394	0.02710	5.05489	0.43263	0.31094	0.01972	20.12259	0.29887											
				0.8	0.97806	0.11350	-0.66555	1.49612	0.98610	0.09861	2.92533	1.33736	0.65934	0.07645	36.29943	1.01094											
			20	1.6	0.96921	0.31263	-2.82859	3.28512	0.93712	0.24528	-1.27093	2.9215	0.87931	0.20963	49.40857	2.64313											
				3.2	0.98591	0.68433	-5.27906	5.05952	0.96330	0.55490	-7.35384	5.06489	0.93309	0.49938	57.84369	4.89955											
				0.1	0.15524	0.00710	0.28362	0.01351	0.04381	0.00330	0.61215	0.00962	0.00989	0.00259	0.96553	0.00407											
0.5		2	0.1	0.42809	0.02781	0.70225	0.05278	0.14282	0.02091	1.83766	0.03781	0.03269	0.01027	3.10763	0.01611	0.78414	0.03006	0.96634	0.19178	0.37882	0.07933	3.86779	0.14159	0.16884	0.04000	8.37852	0.06221
				0.4	0.77939	0.10306	0.96634	0.19178	0.37882	0.07933	3.86779	0.43263	0.31094	0.01972	20.12259	0.29887											
				0.8	0.96703	0.31771	0.66885	0.53211	0.75904	0.26278	5.07996	0.47710	0.30477	0.14513	18.95534	0.21860											
			20	1.6	0.98156	0.66753	0.17331	0.95080	0.98743	0.61673	4.24281	0.90115	0.66786	0.42940	31.18909	0.58553											
				3.2	0.99840	0.93798	-0.05691	0.89390	1.00864	0.91258	1.97494	0.93254	0.98447	0.84545	28.98500	0.89191											
				0.1	0.15436	0.00179	0.25780	0.02728	0.04236	0.00123	0.65803	0.01930	0.00776	0.00865	1.08738	0.00861											
	0.5	2	0.1	0.42462	0.00706	0.67115	0.10710	0.13708	0.00488	1.98693	0.07623	0.02741	0.00257	3.59448	0.03421	0.78414	0.03006	0.96634	0.19178	0.37882	0.07933	3.86779	0.14159	0.16884	0.04000	8.37852	0.06221
				0.4	0.76647	0.02697	0.84462	0.39919	0.35716	0.01888	4.13976	0.29072	0.08634	0.01014	10.30923	0.13655											
				0.8	0.92757	0.09285	0.21951	1.26865	0.68947	0.06741	6.48948	0.98565	0.23137	0.03844	26.41442	0.49135											
			20	1.6	0.91393	0.26454	-1.22411	2.94860	0.85490	0.20115	6.95639	2.55231	0.46835	0.13148	57.46409	1.51833											
				3.2	0.95243	0.60754	-3.04120	4.89878	0.90325	0.48647	6.05854	4.76234	0.71083	0.37342	99.29014	3.60964											
				0.1	0.04130	0.00465	0.08250	0.00878	0.01122	0.00259	0.17997	0.00440	0.00215	0.00094	0.26620	0.00128											
0.5		2	0.1	0.15325	0.01806	0.28318	0.03454	0.04172	0.01028	0.64779	0.01744	0.00826	0.00373	0.98772	0.00809	0.78414	0.03006	0.96634	0.19178	0.37882	0.07933	3.86779	0.14159	0.16884	0.04000	8.37852	0.06221
				0.4	0.42077	0.06974	0.70119	0.12954	0.13480	0.03998	1.89817	0.06722	0.02946	0.01474	3.19580	0.01996											
				0.8	0.75683	0.23256	0.96681	0.41187	0.35175	0.14419	4.09592	0.23476	0.09508	0.05622	8.71973	0.07434											
			20	1.6	0.93447	0.56298	0.70726	0.85930	0.70221	0.42106	6.22002	0.62046	0.27135	0.19358	20.15765	0.23838											
				3.2	0.98801	0.88655	0.33878	0.96353	0.97420	0.82256	5.41828	0.93831	0.62399	0.52912	34.25229	0.54913											
				0.1	0.04193	0.00117	0.08044	0.01778	0.00990	0.00663	0.19872	0.00911	0.00149	0.00023	0.31847	0.00257											
	0.5	2	0.1	0.14808	0.00464	0.27574	0.03648	0.03648	0.00251	0.72264	0.03620	0.00564	0.00094	0.19598	0.00125	0.78414	0.03006	0.96634	0.19178	0.37882	0.07933	3.86779	0.14159	0.16884	0.04000	8.37852	0.06221
				0.4	0.40086	0.01799	0.67174	0.28817	0.11448	0.00988	2.19520	0.14116	0.09111	0.00372	1.02732	0.01047											
				0.8	0.69098	0.06476	0.86191	0.91168	0.27934	0.03731	5.24726	0.51585	0.05574	0.01453	12.00885	0.15452											
			20	1.6	0.79138	0.19803	0.19588	2.38377	0.50790	0.12654	10.30212	1.59341	0.13946	0.05399	32.77028	0.53846											
				3.2	0.85940	0.49238	-0.41078	4.47022	0.70903	0.35807	16.38530	3.69109	0.30247	0.18091	77.62943	1.45619											
				0.1	0.04193	0.00117	0.08044	0.01778	0.00990	0.00663	0.19872	0.00911	0.00149	0.00023	0.31847	0.00257											

Imagen 8, Stress factors for three layers system (Jones, 1962)³²

³² Jones. (1962). Sorce.

Con los valores de la tabla 3 se procede a examinar la estructura y determinar en qué punto existe valores negativos, estos indicarían que el suelo trabaja a tracción cosa que no es lógica, por tal motivo se establece que en el momento que se encuentre un valor negativo se adapte la instalación de la geomalla ya que por su modulo de elasticidad es alto la estructura quedaría totalmente estabilizada y se retomaría a hacer los cambios del diseño de espesores de las capas granulares.

Se utiliza las ecuaciones de sistema multicapa de Jones con los datos de la tabla 3: el esfuerzo vertical de la interface 1 (base granular) se halla con la ecuación 6a; el esfuerzo vertical de la interface 2 (subbase granular) se halla con la ecuación 6b; el esfuerzo radial de la interface 1 con la ecuación 6c; el esfuerzo radial de la interface 2 con la ecuación 6d.

$$\sigma_{z1} = q(ZZ_1)$$

Ecuación 6a

$$\sigma_{z2} = q(ZZ_2)$$

Ecuación 6b

$$\sigma_{z1} - \sigma_{r1} = q(ZZ_1 - RR_1)$$

Ecuación 6c

$$\sigma_{z2} - \sigma_{r2} = q(ZZ_2 - RR_2)$$

Ecuación 6d

Los esfuerzos radiales y verticales obtenidos se encuentran en la tabla 4, que fueron hallados con el método de Jones.

TABLA 4. Esfuerzos capas granulares, método JONES

ESFUERZOS		Interface 1 Base Granular (psi)	Interface 2 Subbase Granular (psi)
Esfuerzo vertical	σ_z	59.668	16.367
Esfuerzo radial	σ_r	-16.227	-23.246
	σ_r'	9.071	8.444

Al encontrar los esfuerzos en cada capa se procede a encontrar los esfuerzos de la capa inferior con respecto al esfuerzo radial de cada capa, para comprobar que cada capa cumple con la función de disipar los esfuerzos, con las ecuaciones 6e y 6f, los resultados se encuentran en la tabla 4.

$$\sigma_{z1} - \sigma_{r1}' = \frac{\sigma_{z1} - \sigma_{r1}}{k_1}$$

Ecuación 6e

$$\sigma_{z2} - \sigma_{r2}' = \frac{\sigma_{z2} - \sigma_{r2}}{k_2}$$

Ecuación 6f

Mediante las gráficas y tablas obtenidas de los estudios de Jones y Pesttit, es posible conocer diferentes esfuerzos en las superficies de contacto; las deformaciones se pueden calcular con las ecuaciones generales de la teoría de la elasticidad. Para encontrar la deformación vertical y radial se utilizan las ecuaciones 7a, 7b, 7c y 7d.

TABLA 5. Deformaciones capas granulares, método JONES

DEFORMACIONES		Interface 1 Base Granular (pulgadas)	Interface 2 Subbase Granular (pulgadas)
Deformación vertical	ϵ_z	$2.539 \cdot 10^{-3}$	$2.012 \cdot 10^{-3}$
Deformación radial	ϵ_r	$-1.269 \cdot 10^{-3}$	$-1.005 \cdot 10^{-3}$

Se establece la distribución típica de esfuerzos cortantes en un sistema de tres capas, la magnitud de las deformaciones está en función directa de los esfuerzos actuantes, los mismos factores que los hacen disminuir, reducirán las deformaciones. Los resultados se encuentran en la tabla 5.

$$\epsilon_{z1} = \frac{1}{E_1} \sigma_{z1} - \sigma_{r1}$$

Ecuación 7a

$$\epsilon_{z2} = \frac{1}{E_2} \sigma_{z2} - \sigma_{r2}$$

Ecuación 7b

$$\epsilon_{r1} = \frac{-1}{2E_1} \sigma_{z1} - \sigma_{r1}$$

Ecuación 7c

$$\epsilon_{r2} = \frac{-1}{2E_2} \sigma_{z2} - \sigma_{r2}$$

Ecuación 7d

Como el resultado de la deformación radial es un número negativo indica que el suelo trabaja a tracción cosa que no es posible este dato nos sirve como prueba fehaciente que la estructura del pavimento diseñada puede ser más razonable se establece insertar en este punto la geomalla para así con su módulo de elasticidad disminuir las deformaciones. Los módulos de elasticidad que establece para la geomalla caracterizada son 300 kN/m @ 2% en este caso se empleara la geomalla seleccionada P-BX12 con un $E_{GM} = 8702$ psi, y se procede a recálcularse la estructura incluyendo la geomalla entre la subrasante y la subbase granular para establecer el nuevo espesor de las capas granulares. Capítulo VI

Capítulo V

METODOLOGÍA CONTEMPLADA (RECOMENDADA POR EXPERTOS CON EL MANEJO DE GEOMALLAS)

La siguiente sección compara la metodología de diseño para la estimación del número estructural requerido y el diseño de la estructura calculados en el Capítulo III usando las ecuaciones del método AASHTO para pavimentos flexibles, y la introducción del LayerCoefficient Ratio -LCR-(Relación del coeficiente de capa) imagen 9, de la geomalla biaxial, el cual cuantifica la contribución estructural de la geomalla a la estructura de pavimento. (Geosistemas, 2012, pág. 155).³³ Este sistema LCR es obtenido de conclusiones obtenidas en ensayos de secciones reforzadas y no reforzadas realizadas a través de gráficos en función de la resistencia del suelo de la subrasante, número de ciclos y coeficiente de las capas, estos gráficos permiten a los Ingenieros diseñar correctamente, estructuras de pavimento flexible utilizando refuerzo con geomallas coextruidas.

La contribución estructural de una geomalla en un sistema de pavimento flexible puede cuantificarse con el incremento al esfuerzo del coeficiente de la capa de la base de la vía. Por lo anterior, la ecuación 2 se convierte ahora en:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 LCR D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Ecuación 8

Basándose en la ecuación 8 se puede calcular el valor de LCR el se encuentra establecido por PAVCO. En la imagen 9 se presenta el LCR basado en los ensayos de pavimentos empíricos para la estructura sin refuerzo y reforzada con Geomallas de 19 KN/m y 29 KN/m de resistencia a la tensión. (Geosistemas PAVCO de Mexichem, pág. 170).³⁴

³³ Geosistemas, D. d. (2012). *MANUAL DE DISEÑO CON GEOSINTÉTICOS* (Novena Edición ed.). Bogotá D.C., Colombia: Geosistemas PAVCO, una empresa Mexichem . pag 155

³⁴ Geosistemas PAVCO de Mexichem. (s.f.). *Geomallas. Geomallas Construidas y de fibra de vidrio* . (Mexichem, Ed.) Colombia. Pag 170

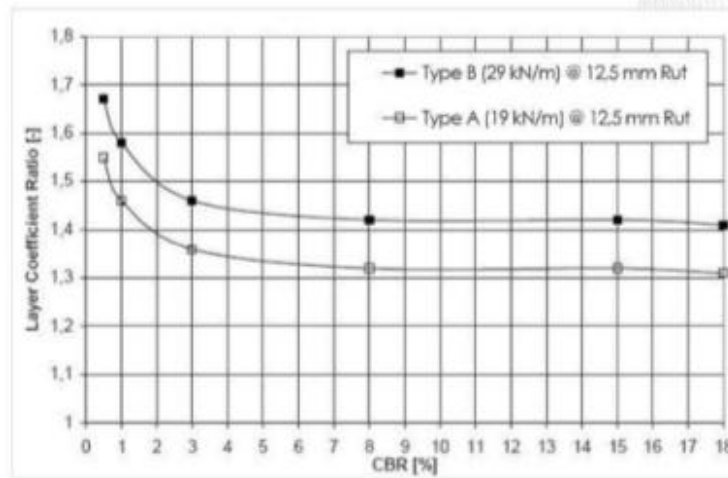


Figura 6.8 LCR Vs. CBR para dos profundidades de ahuellamiento.

Imagen 9, LCR Vs CBR para dos profundidades de ahuellamiento³⁵

Con el número estructural inicial de la ecuación 2. Se realiza una sustitución de la base granular por subbase granular, determinando espesores equivalentes obteniendo el mismo valor numérico del numero estructural inicial. Este nuevo espesor se denomina D_3' .

$$SN = a_1 D_1 + a_3 D_3' m_3$$

Ecuación 8a

$$2.577 = 0 + 0.135794 D_3' 1$$

$$D_3 1 = 18$$

5.1. Cálculo del nuevo espesor de la capa de subbase con refuerzo.

Empleando una geomalla P-BX12 de 29 KN/m (Tipo B), para una subrasante con CBR = 3%, se obtiene de la imagen 9 un valor de LCR coeficiente de aporte de la geomalla a la capa granular de la estructura de 1.45.

Se procede a realiza el cálculo del nuevo espesor de la capa granular con el refuerzo incluido como parte integral de la estructura según la ecuación $SN_r = SN_{Estructura}$, se toma la ecuación 8a en función de la ecuación 8 y se obtiene:

$$SN_r = a_1 D_1 + a_3 LCR D_3 m_3$$

Ecuación 8b

³⁵ Geosistemas PAVCO de Mexichem. (s.f.). Geomallas. *Geomallas Construidas y de fibra de vidrio*. (Mexichem, Ed.) Colombia. Pag 154

$$D_{3r} = \frac{SN_r - a_1 D_1}{a_3 LCR m_3}$$

$$D_{3r} = \frac{2.577 - 0}{0.135794 * 1.45 * 1}$$

$$D_{3r} = 13.08 \text{ pulg}$$

5.2. Calculo del aporte estructural de la capa reforzada.

Una vez hallado el nuevo espesor de la capa granular, por la utilización de la geomalla, se calcula el número estructural de la misma.

$$SN_{GR} = a_3 D_{3r} m_3$$

Ecuación 8c

$$SN_{GR} = 0.135794 * 13.08 * 1 = 1.776$$

5.3. Calculo de nuevos espesores de base y subbase granular.

Como la estructura seguirá manteniendo la misma conformación de materiales de base y subbase, se deben calcular los nuevos espesores de dichas capas en función del número estructural de la capa de subbase obtenido en el paso anterior y con sus coeficientes de capa respectivos.

$$SN_{GR} = a_2 D_{2r} m_2 + a_3 D_{3r} m_3$$

Ecuación 8d

$$1.776 = 0.137411 D_{2r} 1.15 + 0.135794 D_{3r} 1$$

Debido a que se tienen dos incógnitas y una sola ecuación, se debe realizar un proceso de iteración para obtener unos espesores de capa razonables para la estructura. Para el espesor de la base granular se tomara como referencia 5 pulgadas y se reemplaza en la ecuación 8d se opta que el espesor de la capa granular sea de 6 pulgadas el mismo de diseño ya que es el menor espesor que recomienda la norma y el nuevo espesor de la subbase granular será de 6.02 pulgadas.

$$1.776 = 0.137411 * 6 * 1.15 + 0.135794 D_{3r} 1$$

$$D_{3r} = 6.02 \text{ pulg}$$

Capítulo VI

RECAULCULACION DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES IMPLEMENTANDO LA GEOMALLA

7.1. Método Jones incluyendo la geomalla biaxial

Las tablas de Jones suministran valores de factores de esfuerzos como diferencia de esfuerzos (ZZ1 – RR1) (ZZ2 –RR2) (ZZ2 – RR3), con los cuales se pueden calcular los esfuerzos horizontales:

$$\sigma_{z1}-\sigma_{R1} = q^*(ZZ1-RR1)$$

$$\sigma_{z2}-\sigma_{R2} = q^*(ZZ2-RR2)$$

$$\sigma_{z2}-\sigma_{R3} = q^*(ZZ2-RR3)$$

Conociendo σ_{R1} y σ_{Z1} se puede determinar la deformación horizontal en el fondo de la capa 1 $\epsilon = (s_{R1}- s_{Z1})/2E1$ para $\mu = 0.5$ (Sabogal)³⁶. Tablas de Jones que ya están enunciadas en el texto.

Se re calculan los esfuerzos y deformaciones por el método Jones con los nuevos espesores hallados en el Capítulo V, para este nuevo proceso se necesita el módulo de elasticidad de la geomalla que es $E_{GM} = 8702$ psi, y con las ecuaciones 5, 6 y 7 se encuentran los esfuerzos y deformaciones radiales y verticales.

Ecuaciones 5a, 5b y 5c para estructura con geomalla:

$$A = \frac{4.8}{6.0} = 0.8$$

$$H = \frac{6.0}{6.02} = 0.99 \approx 1$$

$$K_1 = \frac{29891.4}{19690} = 1.518$$

El valor de K_2 cambia por el modulo de elasticidad de la geomalla y se obtiene:

$$K_2 = \frac{19690}{8702} = 2.26 \approx 2$$

Con los datos obtenidos se hallan los factores de capa con la imagen 10, y se obtienen los resultados:

³⁶ Sabogal, F. S. (s.f.). *Escuela ing copernico*. Recuperado el 30 de 11 de 2013, de Escuela ing Copernico: http://copernico.escuelaing.edu.co/vias/pagina_via/modulos/MODULO%202.pdf

TABLA 6. Factores de tensión para sistemas de 3 capas incluida la geomalla, método JONES

K1 - 2	Factores por capa
ZZ1	0.39942
ZZ2	0.13401
(ZZ1 - RR1)	0.71341
(ZZ2 - RR2)	0.24250

Se utiliza las ecuaciones de sistema multicapa de Jones con los datos de la tabla 6 y las ecuaciones 6a, 6b, 6c y 6d para encontrar los esfuerzos verticales y radiales de las capas granulares con el aporte de la geomalla. Se halla es esfuerzo radial del contacto entre la base y la subbase granular con la ecuación 6e y consecuente la subbase granular en contacto con la geomalla biaxial se utilizan las ecuaciones 6f y se obtiene:

TABLA 7. Esfuerzos capas granulares incluida la geomalla, método JONES

ESFUERZOS		Interface 1 Base Granular (psi)	Interface 2 Subbase Granular (psi)
Esfuerzo vertical	σ_z	31.953	10.721
Esfuerzo radial	σ_r	-25.119	-8.679
	σ_r'	-6.095	5.021

Una vez hallados los esfuerzos verticales y radiales de la capa granular con la inclusión de la geomalla, se procede a encontrar las deformaciones en cada capa.

TABLA 8. Deformaciones capas granulares incluida la geomalla, método JONES

DEFORMACIONES		Interface 1 Base Granular (pulgadas)	Interface 2 Subbase Granular (pulgadas)
Deformación vertical	ϵ_z	$1.909 \cdot 10^{-3}$	$9.85 \cdot 10^{-4}$
Deformación radial	ϵ_r	$-9.54 \cdot 10^{-4}$	$-4.92 \cdot 10^{-4}$

0.1	0.04193	0.00117	0.08044	0.01778	0.06990	0.00663	0.19872	0.00911	0.00149	0.00023	0.31847	0.00257
0.2	0.14808	0.00464	0.27574	0.07037	0.07648	0.00251	0.72264	0.03620	0.00564	0.00094	1.19598	0.01025
20	0.4	0.40086	0.01799	0.67174	0.11448	0.00998	2.19520	0.14116	0.01911	0.00372	1.02732	0.01047
0.8	0.69098	0.06476	0.86191	0.91168	0.27934	0.03731	5.24726	0.51585	0.05574	0.01453	12.00085	0.15452
1.6	0.79138	0.19801	0.95888	2.38177	0.50790	0.12654	10.20212	1.93441	0.13946	0.05399	32.77028	0.53836
3.2	0.85940	0.49238	-0.41078	4.70222	0.70903	0.35807	16.38520	3.69109	0.30247	0.18091	77.62943	1.56409
K=20 (221-001) (222-002) 221 222 (221-001) (222-002)												
0.1	0.01083	0.00241	0.02179	0.04453	0.00263	0.00100	0.04751	0.00160	0.00049	0.00029	0.06883	0.00015
0.2	0.04176	0.00958	0.08337	0.01797	0.01029	0.00347	0.18481	0.00637	0.00195	0.00116	0.26966	0.00138
2	0.4	0.14665	0.03724	0.28491	0.06034	0.03810	0.01565	0.02498	0.00746	0.00460	1.00131	0.00545
0.8	0.39942	0.13401	0.71341	0.24250	0.12173	0.05938	1.97428	0.09268	0.02647	0.01797	3.24971	0.02992
1.6	0.71032	0.38690	1.02680	0.36331	-0.31575	0.20098	4.37407	0.29253	0.08556	0.06671	8.92442	0.02335
3.2	0.92112	0.75805	0.90482	0.97509	0.66041	0.53398	6.97695	0.65446	0.25186	0.22047	20.83387	0.21268
K=20 (221-001) (222-002) 221 222 (221-001) (222-002)												
0.1	0.00963	0.00061	0.02249	0.00920	0.00193	0.00024	0.05737	0.00322	0.00027	0.00007	0.08469	0.00002
0.2	0.03697	0.00241	0.08618	0.03654	0.00751	0.00098	0.22418	0.01263	0.00104	0.00028	0.33312	0.00248
20	0.4	0.12805	0.00950	0.29640	0.14241	0.00387	0.82410	0.05063	0.00384	0.00110	1.25495	0.00985
0.8	0.33263	0.03578	0.76292	0.51815	0.08027	0.01507	2.59672	0.19267	0.01236	0.00436	4.26100	0.03825
1.6	0.52721	0.12007	1.25168	1.56503	0.17961	0.05549	6.77014	0.68326	0.03379	0.01683	12.91809	0.11989
3.2	0.65220	0.31669	1.70723	3.51128	0.34355	0.18344	15.23252	1.88634	0.08859	0.06167	36.04291	0.45544
K=20 (221-001) (222-002) 221 222 (221-001) (222-002)												
0.1	0.00250	0.00100	0.00555	0.00188	0.00059	0.00033	0.01219	0.00051	0.00011	0.00008	0.01737	0.00009
0.2	0.00991	0.00197	0.02199	0.00750	0.00235	0.00130	0.04843	0.00203	0.00045	0.00033	0.06913	0.00036
2	0.4	0.03832	0.01569	0.08465	0.02950	0.00518	0.18857	0.00803	0.00179	0.00070	0.27103	0.00142
0.8	0.13516	0.05974	0.29365	0.11080	0.03412	0.02023	0.68382	0.03093	0.00685	0.00520	1.00808	0.00553
1.6	0.36644	0.20145	0.75087	0.35515	0.10918	0.07444	2.04134	0.10864	0.02441	0.02003	3.27590	0.02043
3.2	0.67384	0.51156	1.17294	0.77434	0.29183	0.21852	4.60426	0.30709	0.00861	0.07248	9.02195	0.06618
K=20 (221-001) (222-002) 221 222 (221-001) (222-002)												
0.1	0.00181	0.00025	0.00652	0.00378	0.00033	0.00008	0.01568	0.00094	0.00005	0.00002	0.02160	0.00014
0.2	0.00716	0.00099	0.02586	0.01507	0.00130	0.00031	0.06236	0.00374	0.00018	0.00007	0.08604	0.00058
20	0.4	0.02746	0.00394	0.10017	0.05958	0.00503	0.24425	0.01486	0.00071	0.00030	0.33866	0.00229
0.8	0.09396	0.01535	0.35641	0.22795	0.01782	0.00485	0.90594	0.05789	0.00261	0.00119	1.27835	0.00901
1.6	0.23065	0.05599	1.00785	0.78347	0.05012	0.01862	2.91994	0.21190	0.00819	0.00467	4.35311	0.03390
3.2	0.37001	0.17843	2.16033	2.13215	0.11331	0.06728	7.95104	0.67732	0.02341	0.01784	13.26873	0.11666
K=20 (221-001) (222-002) 221 222 (221-001) (222-002)												
0.1	0.00057	0.00034	0.00147	0.00065	0.00013	0.00010	0.00312	0.00015	0.00003	0.00002	0.00437	0.00002
0.2	0.00228	0.00117	0.00587	0.00260	0.00054	0.00039	0.01245	0.00029	0.00011	0.00009	0.01746	0.00009
2	0.4	0.00905	0.00544	0.02324	0.00214	0.00154	0.04944	0.00235	0.00042	0.00036	0.06947	0.00036
0.8	0.03500	0.02135	0.08957	0.04031	0.00837	0.00610	0.19247	0.00924	0.00168	0.00142	0.27221	0.00144
1.6	0.12154	0.07972	0.31215	0.14735	0.03109	0.02358	0.69749	0.03488	0.00646	0.00560	1.01140	0.00553
3.2	0.34121	0.25441	0.81908	0.43632	0.10140	0.08444	2.09449	0.11553	0.02332	0.02126	3.28913	0.01951
K=20 (221-001) (222-002) 221 222 (221-001) (222-002)												
0.1	0.00030	0.00008	0.00201	0.00128	0.00005	0.00002	0.00413	0.00025	0.00001	0.00000	0.00545	0.00003
0.2	0.00119	0.00034	0.00803	0.00510	0.00021	0.00009	0.01651	0.00099	0.00003	0.00002	0.02178	0.00014
20	0.4	0.00469	0.00134	0.03191	0.02032	0.00035	0.06569	0.00396	0.00013	0.00008	0.08673	0.00054
0.8	0.01790	0.00532	0.12427	0.07991	0.00318	0.00138	0.25739	0.01565	0.00050	0.00031	0.34131	0.00215
1.6	0.06045	0.02049	0.45100	0.29991	0.01130	0.00542	0.95622	0.05993	0.00186	0.00124	1.28773	0.00833
3.2	0.14979	0.07294	1.36427	0.97701	0.03258	0.02061	3.10980	0.29906	0.00612	0.00483	4.38974	0.01010

Source: After Jones (1962).

Imagen 10, Stress factors for three layers system (Jones, 1962, pag. 77)³⁷

³⁷ Jones. (1962). Sorce. Pag 77

Capítulo VII

CONSTRUCCION DE LA PISTA DE PRUEBA

La pista de prueba consta de las siguientes etapas:

1. Levantamiento Topográfico
2. Diseño geométrico de la pista de prueba
3. Perfil estratigráfico
4. Nivelación y compactación de subrasante
5. Refuerzo con geomalla biaxial y compactación de material B200
6. Material granular B600 nivelación y compactación
7. Método indirecto para medir deflexión en terreno de prueba

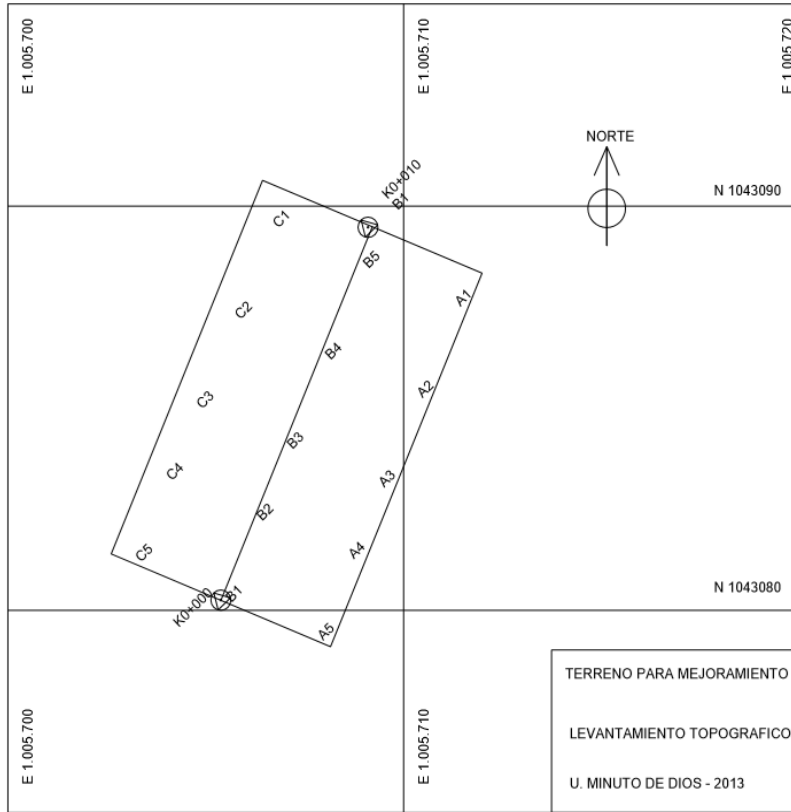
7.1. LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

Se realiza el levantamiento topográfico de la pista a mejorar, de esta forma poder tomar los cálculos adecuados para calcular cantidad de material se debe excavar, y determinar la limitación del mejoramiento del terreno.

Terreno a replantear, ubicación los cerros K4+750

Nivel vía Zipaquirá -Ubate2652 msnm.

Materiales arcillas y limos



CARTERA DE TRANSITO

Estación	Punto	Alt. Instr.	Alt. Prisma	Azimut			Az. rad	Dist. Incl.	Delta N	Delta E	Ang. Hor			Ang. Vert.			Ang. V. rad	Norte	Este	Cota
				g	m	s					g	m	s	g	m	s				
D1=K0+000		1.500															1,043,080.250	1,005,705.380	2653.004	
D2=K0+010			1.50	222	300		0.39	10.00	9.239	3.827	000	89	46	55	1.56675	1,043,089.489	1,005,709.207	2653.008		



Fotografías excavación terreno W-E



Fotografía levantamiento topográfico W-E

COTA SUBRASANTE						
ABSCISA		Punto	V+	ALT.Instr.	VI	COTA
SECCIÓN	DETALLE		2.546	2654.546		2652
K0+000.00	Izq	C1			1.538	2653.008
	Eje	B1			1.542	2653.004
	Der	A1			1.537	2653.009
K0+002.50	Izq	C2			1.65	2652.896
	Eje	B2			1.514	2653.032
	Der	A2			1.558	2652.988
K0+005.00	Izq	C3			1.553	2652.993
	Eje	B3			1.534	2653.012
	Der	A3			1.651	2652.895
K0+007.50	Izq	C4			1.603	2652.943
	Eje	B4			1.555	2652.991
	Der	A4			1.514	2653.032
K0+010.00	Izq	C5			1.651	2652.895
	Eje	A5			1.521	2653.025
	Der	B5			1.538	2653.008

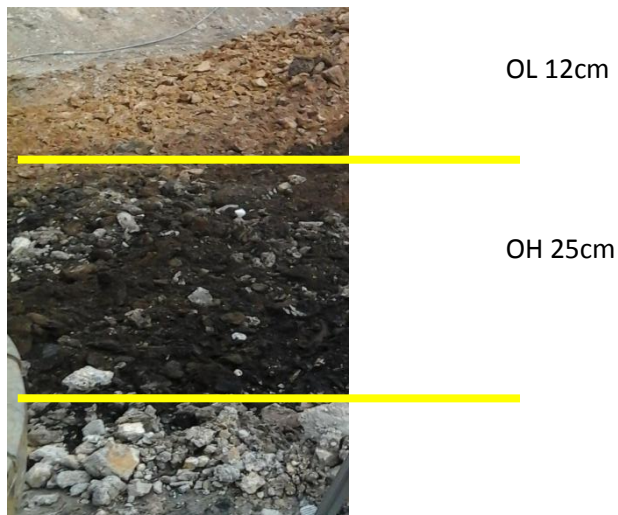
7.2. DISEÑO GEOMETRICO DE LA PISTA DE PRUEBA

Con los espesores hallados en el numeral 5.3 se establece que la construcción para el mejoramiento es del terreo se debe incluir la geomalla biaxial P-BX12 con un tamaño de abertura de (25/25 mm) y un espesor de costilla de (1.76/1.76 mm) para mejoramiento de la subrasante. Luego incluir una capa compactada de 6" de subbase (B200) el cual las especificaciones están en el capítulo 1 y por último compactar una capa de 6" de base granular material de B600 y tomar las deflexiones correspondientes en cual se encuentra enfocado el ensayo en terreno en cual la mitad de la pista se encuentra con geomalla y la otra no de esta forma determinar la deflexión del material.

Material BASEGRANULAR e: 0.15m	
Material SUBBASE GRANULAR e: 0.15 m	
	Geomalla Biaxial
Subrasante	

7.3. PERFIL ESTRATIGRÁFICO TERRENO

Se realiza una inspección visual de los materiales que conforman el subsuelo, y se encuentran limos arcillas OL a una profundidad de 12 cm, Arcillas orgánicas OH a una profundidad de 25cm, como se muestra en la fotografía.



Fotografía perfil estratigráfico W-E

7.4. NIVELACIÓN Y COMPACTACIÓN DE LA SUBRASANTE

COTA EXCAVACIÓN						
ABSCISA	DETALLE	Punto	V+	ALT.Instr.	VI	COTA
SECCIÓN			2.546	2654.546		2652
K0+000.00	Izq	C1			1.841	2652.705
	Eje	B1			1.854	2652.692
	Der	A1			1.851	2652.695
K0+002.50	Izq	C2			1.901	2652.645
	Eje	B2			1.853	2652.693
	Der	A2			1.882	2652.664
K0+005.00	Izq	C3			1.865	2652.681
	Eje	B3			1.864	2652.682
	Der	A3			1.864	2652.682
K0+007.50	Izq	C4			1.893	2652.653
	Eje	B4			1.87	2652.676
	Der	A4			1.845	2652.701
K0+010.00	Izq	C5			1.911	2652.635
	Eje	B5			1.851	2652.695
	Der	A5			1.834	2652.712

Excavación con retroexcavadora de oruga KOMATSU 200 utilizando 2 volquetas de 14 m³ el cual se sacan 18.5 m³ de terreno natural llegado a subrasante, Promedio de excavación 0.308 m, excavación 18.508 m³



Fotografías excavación E-W

7.5. REFUERZO CON GEOMALLA BIAXIAL Y COMPACTACIÓN DE MATERIAL SUBBASE GRANULAR

En la mitad de la pista incluir la geomalla biaxial PBX-12 para luego poder incluir el material de relleno granular B200 y compactar con un cilindro de 15 Ton para dejar la primera capa granular con espesor de 15 cm.

COTA SUBBASE GRANULAR						
ABSCISA	DETALLE	Punto	V+	ALT.Instr.	VI	COTA
SECCIÓN			2.546	2654.546		2652
K0+000.00	Izq	C1			1.711	2652.835
	Eje	B1			1.721	2652.825
	Der	A1			1.721	2652.825
K0+002.50	Izq	C2			1.711	2652.835
	Eje	B2			1.713	2652.833
	Der	A2			1.729	2652.817
K0+005.00	Izq	C3			1.715	2652.831
	Eje	B3			1.714	2652.832
	Der	A3			1.721	2652.825
K0+007.50	Izq	C4			1.713	2652.833
	Eje	B4			1.72	2652.826
	Der	A4			1.715	2652.831
K0+010.00	Izq	C5			1.721	2652.825
	Eje	B5			1.721	2652.825
	Der	A5			1.714	2652.832



Fotografías adecuación de la geomalla E-W

7.6. MATERIAL BASEGRANULAR NIVELACIÓN Y COMPACTACIÓN

Luego de la compactación del material de relleno B200 se incluye la base granular con un espesor de 15 cm el cual igualmente es compactada con el cilindro de 15 Ton, este material en el cual sus partículas al ser de menor tamaño es fácil su manejo para que el terreno terminado se encuentre con un nivel apropiado y no encontrar aposamientos en la pista de prueba.

COTA BASE GRANULAR						
ABSCISA	DETALLE	Punto	V+	ALT.Instr.	VI	COTA
SECCIÓN			2.546	2654.546		2652
K0+000.00	Izq	C1			1.561	2652.985
	Eje	B1			1.563	2652.983
	Der	A1			1.561	2652.985
K0+002.50	Izq	C2			1.561	2652.985
	Eje	B2			1.563	2652.983
	Der	A2			1.559	2652.987
K0+005.00	Izq	C3			1.562	2652.984
	Eje	B3			1.564	2652.982
	Der	A3			1.561	2652.985
K0+007.50	Izq	C4			1.563	2652.983
	Eje	B4			1.562	2652.984
	Der	A4			1.56	2652.986
K0+010.00	Izq	C5			1.56	2652.986
	Eje	B5			1.561	2652.985
	Der	A5			1.562	2652.984



Fotografía extendida base granular S-N



Fotografía compactación cilindro W-E

7.7. MÉTODO INDIRECTO PARA MEDIR DEFLEXIÓN EN TERRENO DE PRUEBA

En base al método de la viga beckerman decidimos realizar un deformimetro comparador de caratula el cual tiene un rango de 0.0001" – 0.2" el cual lo definimos con un método indirecto, el cual nos va a mostrar la deformación vertical del terreno el cual es generada por una volqueta cargada con 8.2 ton en cada uno de sus ejes, mirando la deformación mínima donde se encuentra con el refuerzo de la geomalla biaxial es 0" y en el costado donde no se incluyó este refuerzo se ve que las deformaciones verticales aumentan, con un valor de 0.0075".



Fotografía medición método indirecto E-W



Tramo geomalla Fotografía caratula W-E



Fotografía caratula W-E tramo sin geomalla



*Fotografía adecuación para medición método indirecto
E-W*

Capítulo VIII

RESULTADOS OBTENIDOS

Con el modelo Boussinesq se halla que el esfuerzo vertical generado por la volqueta a la base granular es de 73.6 psi.

Por medio de los métodos de la AASHTO y de Jones para pavimentos flexibles se hallaron los siguientes resultados.

Resultados		SIN GEOMALLA		CON GEOMALLA	
		BG (psi)	SBG (psi)	BG (psi)	SBG (psi)
Espesores		6	12	6	6
Esfuerzo vertical	σ_z	59.668	16.367	31.953	10.721
Esfuerzo radial	σ_r	-16.227	-23.246	-25.119	-8.679
	σ_r'	9.071	8.444	-6.095	5.021
Deformación vertical	ϵ_z	$2.539 \cdot 10^{-3}$	$2.012 \cdot 10^{-3}$	$1.909 \cdot 10^{-3}$	$9.85 \cdot 10^{-4}$
Deformación radial	ϵ_r	$-1.269 \cdot 10^{-3}$	$-1.005 \cdot 10^{-3}$	$-9.54 \cdot 10^{-4}$	$-4.92 \cdot 10^{-4}$

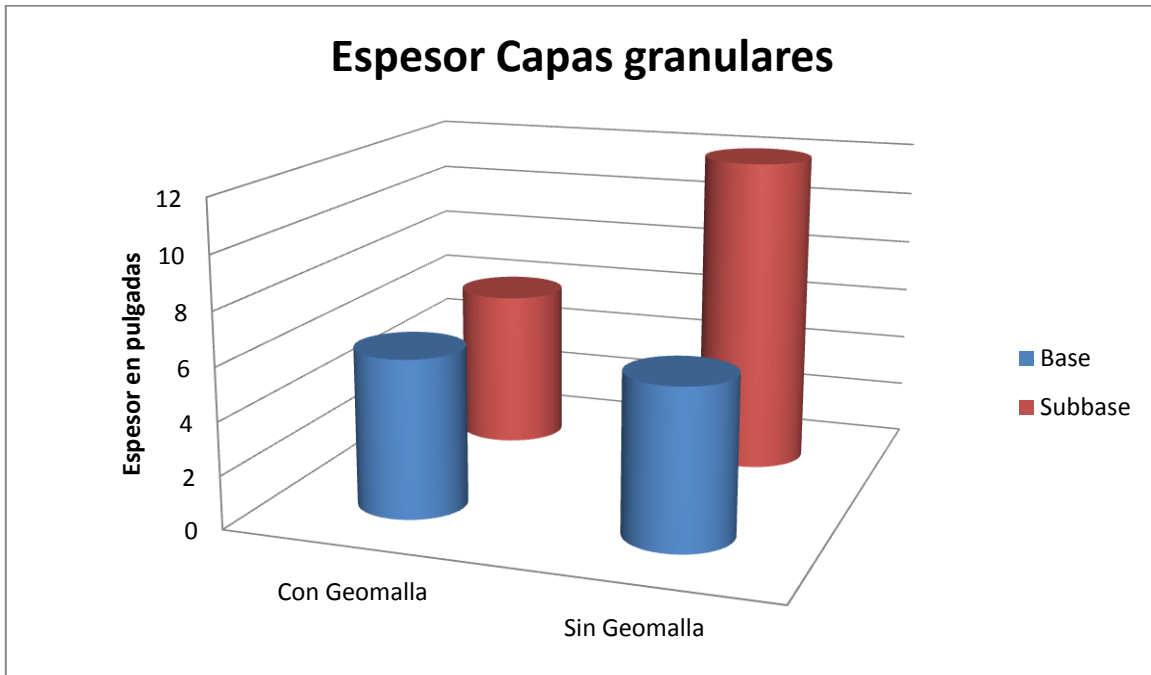
En la observación de la deformación en la estructura construida se encuentra que con el refuerzo de la geomalla biaxial B-PX12 es 0" y en el costado donde no se incluyó este refuerzo las deformaciones verticales aumentan, con un valor de 0.0075".

Representación grafica

A continuación se realizara la comparación de las estructuras diseñadas con base y subbase granular gráficamente, en el siguiente orden:

- Espesor capas granulares.
- Esfuerzos verticales y radiales.
- Deformaciones verticales y radiales.

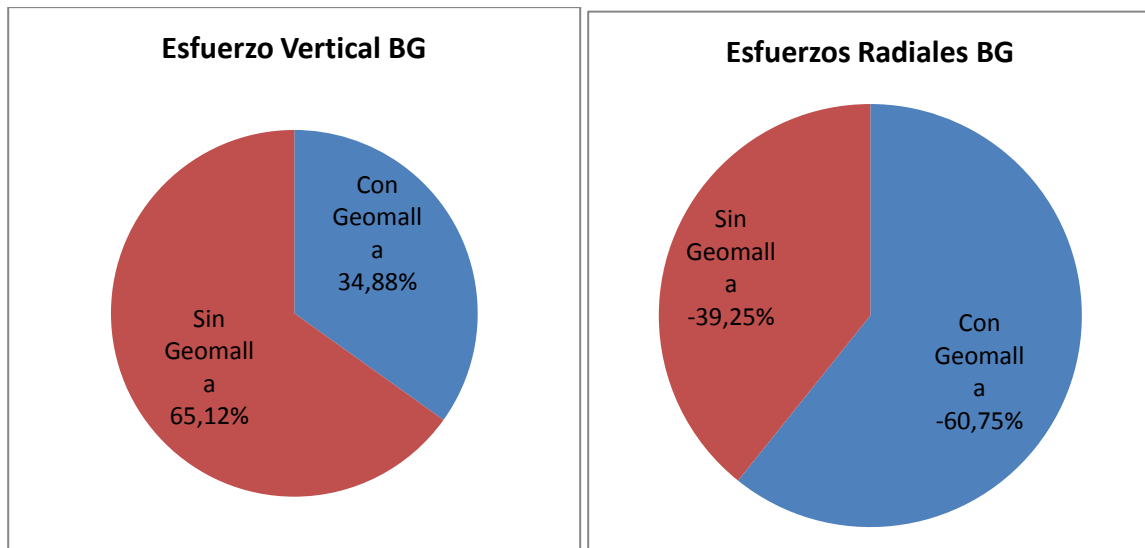
Espesores de capas granulares con geomalla y sin geomalla en pulgadas, se obtiene una reducción del 50% del material en la subbase granular, optimizando de esta manera el diseño.



Gráfica 1, Espesor capas granulares

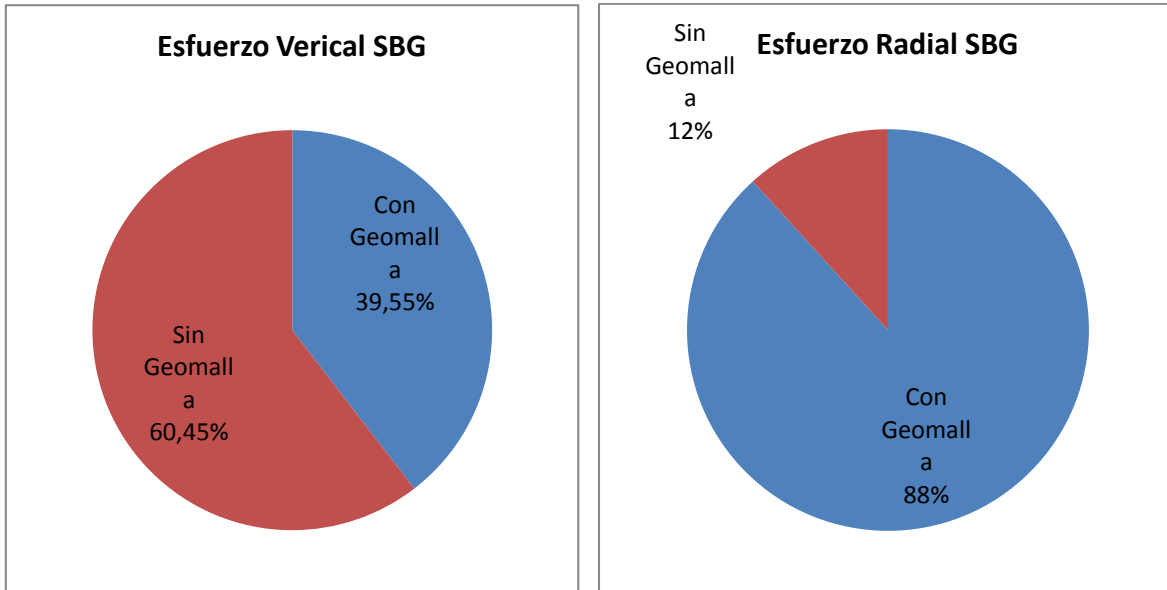
Esfuerzos verticales y radiales

Los esfuerzos en la base granular determinados con el método de Jones nos arroja como resultados una reducción de 30.2% en la estructura con geomalla comparado con la estructura sin geomalla y en los esfuerzos radiales una reducción de 21.50%.

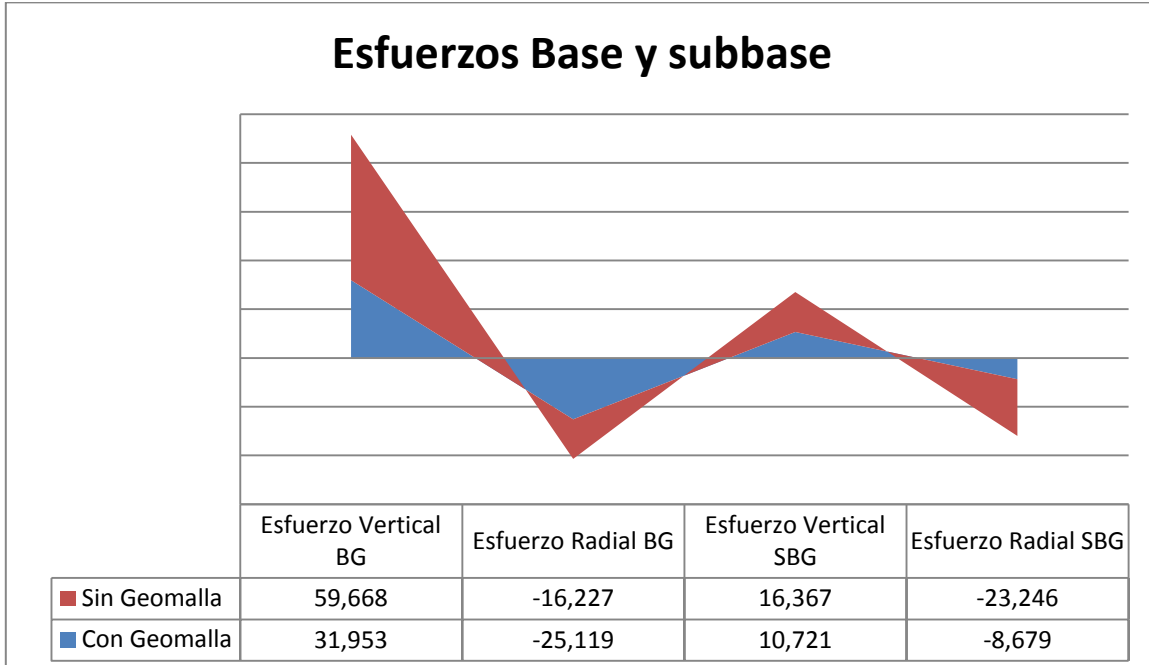


Gráfica 2, Esfuerzos en porcentaje Base Granular

En la subbase granular se halla una reducción de 20.84% en el esfuerzo vertical de la estructura con geomalla comparado con la estructura sin geomalla y los esfuerzos radiales una reducción de 45.62%, como se evidencia en la siguiente gráfica.



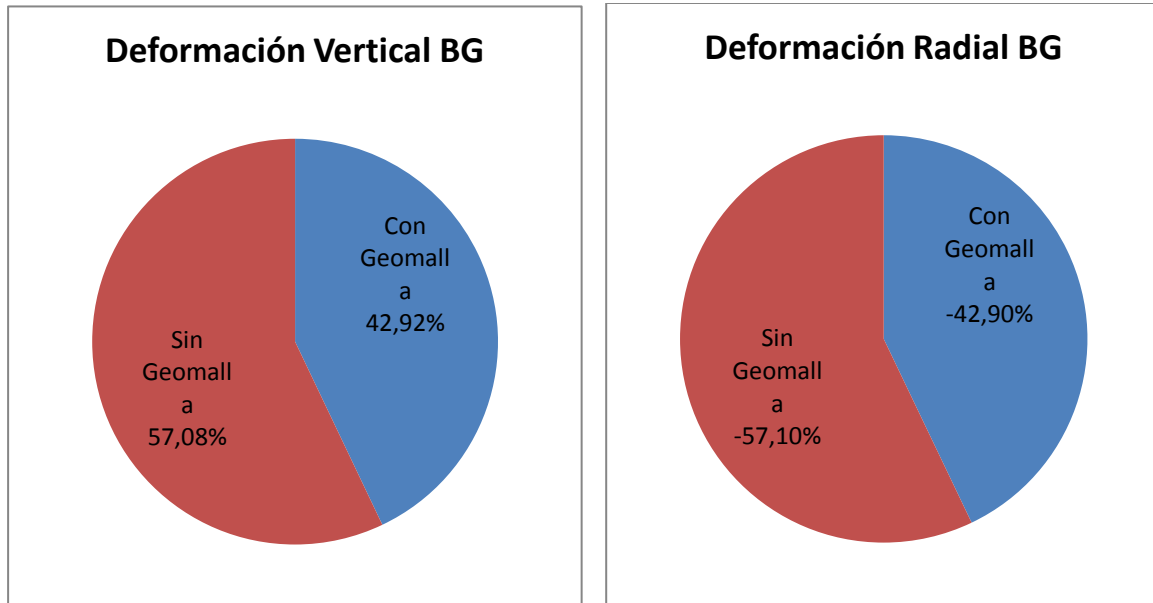
Gráfica 3, Esfuerzos en porcentaje Subbase Granular



Gráfica 4, Esfuerzos de Base y Subbase Granular en psi.

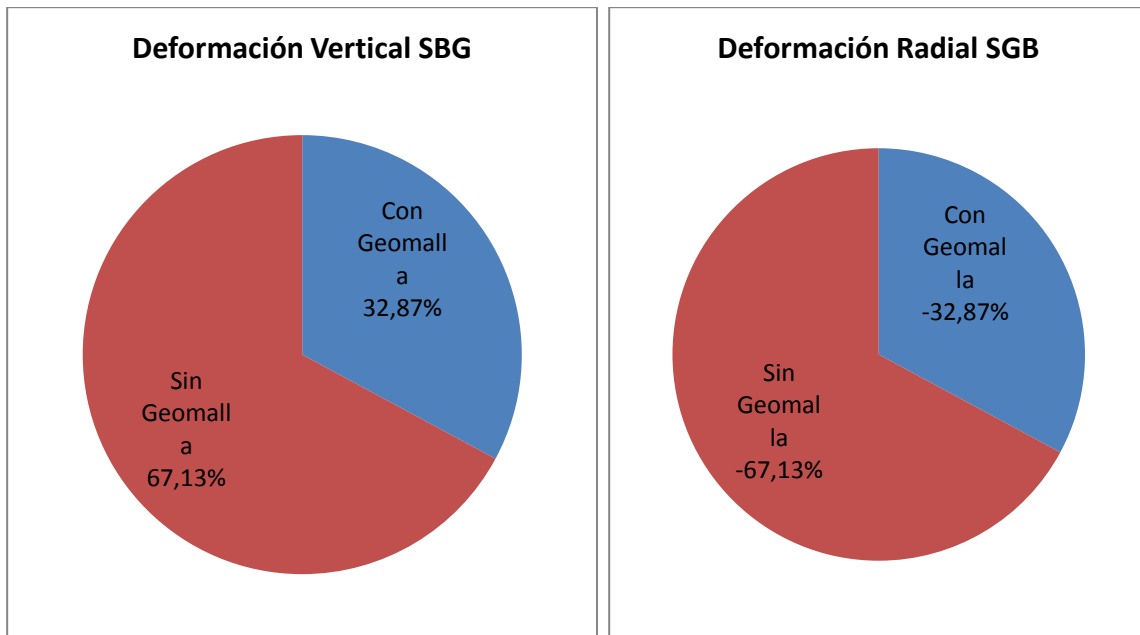
Deformaciones verticales y radiales

Las deformaciones verticales en la base granular determinados con el método de Jones nos arroja como resultados una reducción de 14.16% en la estructura con geomalla comparado con la estructura sin geomalla y en las deformaciones radiales una reducción de 14.17%.

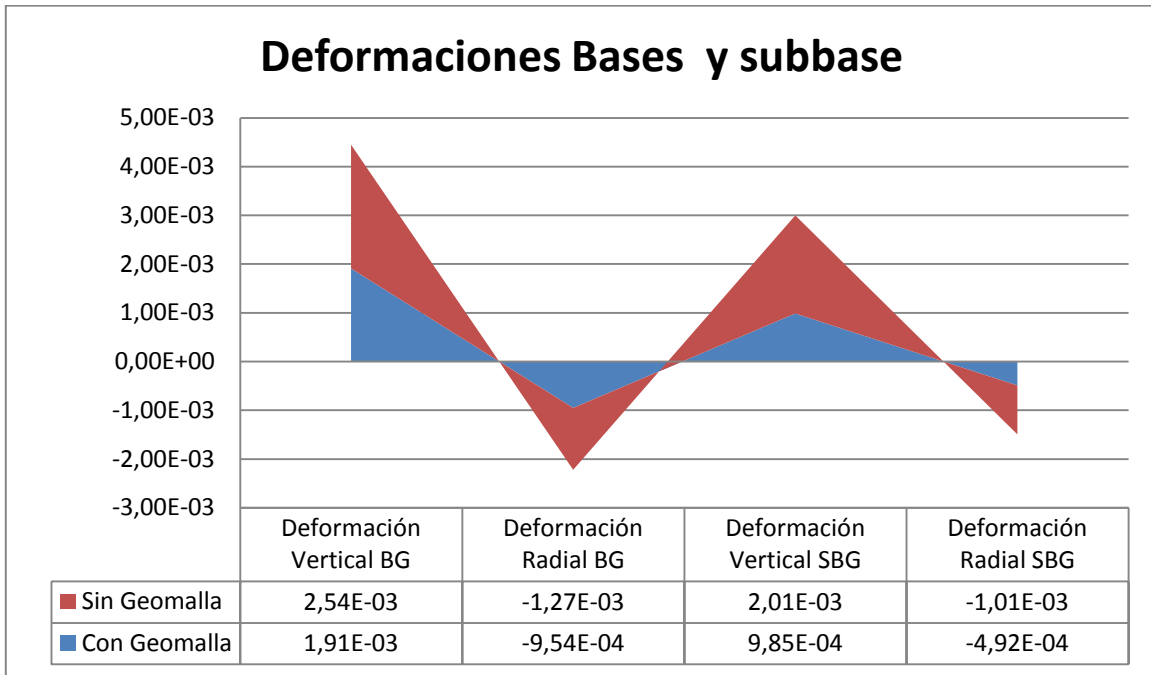


Gráfica 5, Deformación en porcentaje Base Granular

En la subbase granular se halla una reducción de 34.27% en la deformación vertical de la estructura con geomalla comparado con la estructura sin geomalla y las deformaciones radiales una reducción de 34.28%, como se evidencia en la siguiente gráfica.



Gráfica 6, Deformación en porcentaje subbase Granular



Gráfica 7, Deformaciones de Base y Subbase Granular en pulgadas.

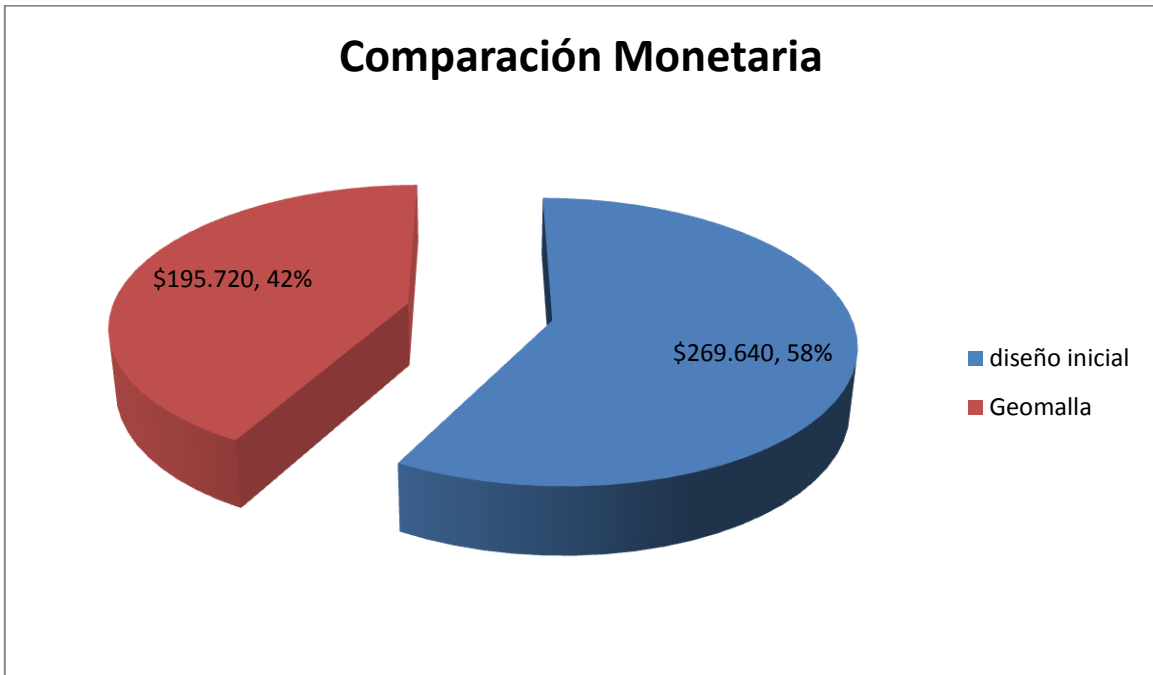
BALANCE ECONOMICO

Balance presupuestario de la pista de prueba frente al ahorro económico de la inclusión de la geomalla y el diseño inicial de la vía. La pista de prueba con geomalla biaxial tiene dimensiones de 6X10x.30m, al realizar la comparación monetaria se tuvo en cuenta:

- Diseño inicial de la vía; compuesto por material granular de base 6 pulgadas y subbase 12 pulgadas. En este caso la reducción en material granular es de 6" de subbase, en la pista de prueba significa una disminución de materia de subbase granular de 3X10X.15m. Lo que indica 4,5m³ con un aumento al compactar de 25% lo que resulta 5.6m³ de material a utilizar.
- Pista de prueba con geomalla; la inclusión de la geomalla se realizó en un tramo de 3X10m (la mitad de la pista), 30m² de geomalla.

	material	Valor	Unidad	Ahorro	Valor total
Diseño inicial	subbase	\$ 48.150	m ³	5,6	\$ 269.640
Inclusión de Geomalla	geomalla	\$ 6.524	m ²	30	\$ 195.720

- El ahorro global en la pista de prueba es de \$73.920, lo que indica \$2.464 por m².



Gráfica 8, Comparación monetaria empleo de geomalla con método tradicional.

Glosario

Geotextiles: Son materiales flexibles y permeables a los fluidos fabricados de fibras sintéticas como el poliéster o polipropileno.

Geomallas: Son estructuras tridimensionales pero con la característica de ser mono o bi-orientadas fabricadas en polietileno de alta densidad, utilizando un proceso de extrusión.

Geocompuestos: Diseñado uniendo un geotextil no tejido a una geomalla, lo que permite una gran interacción con el suelo reforzado.

Geomembranas: Son láminas poliméricas impermeables fabricados en cloruro de polivinilo (PVC), cuya función es la de revestir canales y además controlan la erosión.

Geoceldas: Son sistemas tridimensionales de confinamiento celular fabricadas en paneles de polietileno o polipropileno. Por su alta resistencia sirven para el confinamiento de cargas.

Coextruídas: La coextrusión es el proceso en el que dos o más polímeros son extruidos para formar una película multicapa.

Extrusión: Proceso utilizado para crear objetos con sección transversal definida y fija.

Polipropileno: Polímeros versátiles que cumple una doble tarea, como plástico y como fibra.

Conclusiones

- Se realizó la revisión del arte de diseño de pavimentos flexibles, utilizando como procedimiento principalmente para el diseño el método ASSHTO 93 y por consiguiente la comprobación con métodos multicapa como el de Jones y Boussinesq. La estructura de pavimento flexible diseñada y construida con material seleccionado en la base y subbase, sobre la geomalla soporta y transmite las cargas al suelo de fundación o subrasante en magnitudes tolerables.
- El estructura del pavimento que se diseñó con el método AASHTO determina espesores de: 6" de base y 12" de subbase, al incluir la geomalla biaxial B-PX12 los espesores resultan: 6" de base y 6" subbase. La geomalla reemplaza parte del material de la subbase con una eficiencia del 50%, lo que implica reducción de costos y disminución del impacto ambiental. La reducción en costo en el sistema utilizado con la geomalla comparado con el sistema tradicional, se evidencia en \$2.464 por m² en la estructura, con eficiencia de 8% menos de lo típico.
- El modulo de elasticidad que se encuentra en función del CBR en cada capa del pavimento, determina con el método Jones que los esfuerzos verticales en la base granular de la estructura con geomalla se reducen en 30.24% comparado con la estructura sin geomalla y en la subbase granular se reduce 20.84%. Los esfuerzos radiales en la base granular de la estructura con geomalla son de 21.50% menores que la estructura sin geomalla y en la subbase son de 45.62% menores. Lo que indica que la implementación de la geomalla reduce y aporta mayor consistencia y vida a la estructura de pavimento.
- Se halla que las deformaciones del pavimento con el método de Jones que aunque siendo mínimas y despreciables, en la estructura con la geomalla tienen una reducción vertical en la base granular de 14.16% y las deformaciones radiales presentan una disminución de 14.17%. En la subbase se presenta una reducción de 34.26% en las deformaciones verticales y en las deformaciones radiales las reducciones son de 34.27%. Al reducir las deformaciones sobre la superficie de rodamiento se otorga mayor vida útil a la estructura y ahorros en futuras rehabilitaciones.
- En base al modelo de Boussinesq se encuentra el esfuerzo vertical que genera la presión de contacto aplicada por camión de eje tándem sobre el pavimento para determinar con el método indirecto la deformación del mismo en el modelo practico, hallando que no existe deformación en la estructura con geomalla, contrario a esto la estructura sin geomalla de la pista de prueba presenta deformación de 0.0075", lo que indica que el

diseño y construcción de la pista de prueba con geomalla es bueno y aplicable con su aporte estructural.

- La construcción de la pista de prueba permitió la corroboración de que la estructura diseñada con la geomalla, subbase y base es un pavimento que cumple con las normas INVIAS y es capaz de soportar un tránsito de diseño 500.000 para vías terciarias ya que no existió deformación, por el contrario de lo que ocurrió en la estructura sin geomalla.

Bibliografía

- AASHTO. (1993). *Guide for design of pavement structures* (II ed.). Washington D.C.
- Durman. (2013). Recuperado el 9 de Diciembre de 2013, de <http://www.durman.com.co/Productos/Geomallas.html>
- durman. (2013). *Especificaciones tecnicas Geomallas*.
- Geomatrix. (2006). *Especificaciones tecnicas Geomalla Biaxial*.
- Geomatrix, G. (s.f.). *Geomatrix*. Recuperado el 8 de Dic de 2013, de <http://www.geomatrix.com.co/content/view/full/238>
- Geomembranas. (2013). Recuperado el 8 de Diciembre de 2013, de <http://geomembranas.com.co/productos/geosinteticos/geomallas/>
- Geomembranas. (2013). *especificaciones geomallas*.
- Geopolimeros. (2013). Recuperado el 8 de Diciembre de 2013, de IGS: http://www.geopolimeros.net/index.php?option=com_content&view=article&id=9&Itemid=14
- Geopolimeros. (2013). *Geomallas*. IGS.
- Geosistemas PAVCO de Mexichem. (s.f.). *Geomallas. Geomallas Construidas y de fibra de vidrio* . (Mexichem, Ed.) Colombia.
- Geosistemas, D. d. (2012). *MANUAL DE DISEÑO CON GEOSINTÉTICOS* (Novena Edición ed.). Bogota D.C., Colombia: Geosistemas PAVCD, una empresa Mexichem .
- Han, J., Acharya, B., Thakur Jitendra, Parsons, R., Corey, R., & Christopher, B. (2012). *Assessment of QC/QA Technologies for Evaluating Properties and Performance of Geosynthetics in Roadway Systems*. Nebraska: Mid-America Transportation Center.
- I.N.V.E.-220. (2007). *SANIDAD DE LOS AGREGADOS FRENTE A LA ACCIÓN DE LAS SOLUCIONES DE SULFATO DE SODIO O DE MAGNESIO* . Bogotá: Invias.
- I.N.V.E-125. (2007). *DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO DE LOS SUELOS* . Bogotá: Invias.
- I.N.V.E-126. (2007). *LÍMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD DE SUELOS* . Bogotá: Invias.
- I.N.V.E-148. (2007). *RELACIÓN DE SOPORTE DEL SUELO EN EL LABORATORIO (CBR DE LABORATORIO)* . Bogotá: Invias.

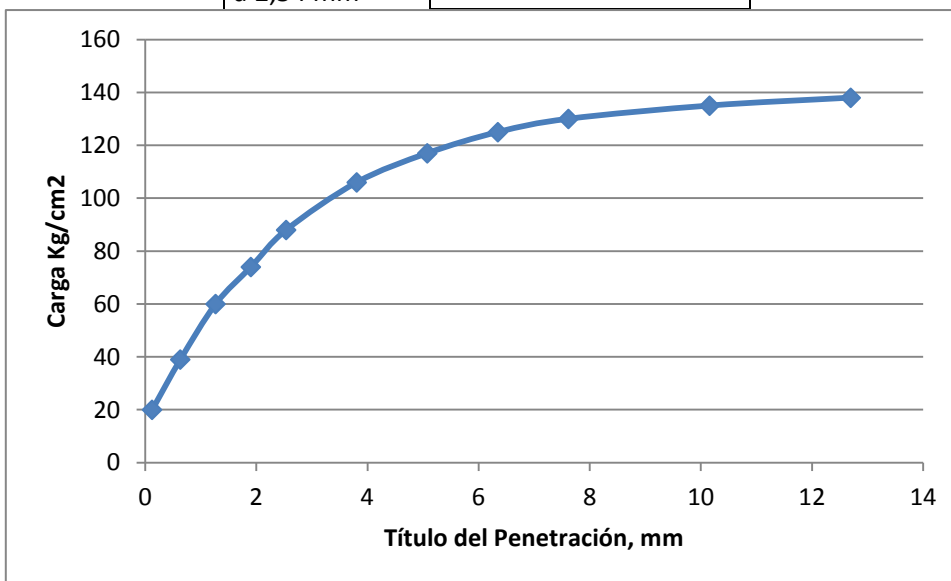
- I.N.V.E-218. (2007). *RESISTENCIA AL DESGASTE DE LOS AGREGADOS DE TAMAÑOS MENORES DE 37.5 mm (1½") POR MEDIO DE LA MAQUINA DE LOS ANGELES*. Bogotá.
- I.N.V.E-227-07. (2007). *PORCENTAJE DE CARAS FRACTURADAS EN LOS AGREGADOS*. Bogotá: Invias.
- I.N.V.E-230. (2007). *ÍNDICE DE APLANAMIENTO Y DE ALARGAMIENTO DE LOS AGREGADOS PARA CARRETERAS*. Bogotá: Invias.
- IDU. (2005). *Especificaciones técnicas generales de materiales y construcción para proyectos de infraestructura vial*. Bogotá DC: Alcaldía Mayor de Bogotá DC.
- Ingeniería, I. e. (21 de marzo de 2012). Pavimentación de las postas aéreas. *Pasión por Volar*, 3.
- INVIAS. (1998). *Manual de diseño de pavimentos asfálticos en vías con medios y altos volúmenes de tránsito*. Bogotá.
- Jones. (1962). Sorce.
- Jugo B, A. (2010). *Metodología para diseño de pavimentos asfálticos para vías de bajo volumen de tráfico*. PhD.
- Pavco, G. (2012). Especificaciones técnicas P-BX11 / P-BX12. En M. s. integrales, *GEOMALLA BIAXIAL COEXTRUIDA* (pág. 2). Bogotá.
- Reyes Lizcano, F. A. (2003). *Diseño racional de pavimentos*. Bogotá: Centro Editorial Javeriano.
- Sabogal, F. S. (s.f.). *Escuela ing copernico*. Recuperado el 30 de 11 de 2013, de Escuela ing Copernico: http://copernico.escuelaing.edu.co/vias/pagina_via/modulos/MODULO%202.pdf
- Tapia, A. R., Barona, F. E., & Inga Moran, L. *DISEÑO DE UN PAVIMENTO UTILIZANDO GEOMALLAS EN TRAMO DE LA CARRETERA BAJADA DE CHANDUY – AGUAS VERDES - POCITO*. Escuela Superior Politécnica del Litoral, Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra, Guayaquil.
- Teferra, A., & Schultze, E. (1988). Charts and Tables Soil. En *Mechanics and Foundation Engineering Strees in Soils* (pág. 267).

ANEXOS

ANEXO 1

Ensayo de CBR inalterado, cono dinámico

penetración mm	Carga	Esfuerzo
0,127	20	0,5
0,635	39	0,9
1,27	60	1,4
1,905	74	1,7
2,54	88	2,1
3,81	106	2,5
5,08	117	2,7
6,35	125	2,9
7,62	130	3
10,16	135	3,2
12,7	138	3,2
Hum de penetración, %	9,3	
CBR corregido a 2,54 mm	2,93	



ANEXO 2
CONTENIDO DE HUMEDAD

PESO HUMEDO = 5686g

PESO SECO = 5055g

HUMEDAD = $(5686 - 5055) / 5055 = 12.5\%$

DESGASTE MAQUINA DE LOS ANGELES NORMA IVNE 219

Tamaño del tamiz				Masa de la muestra para ensayo (g)		
Pasa		Retiene		Granulometrías		
mm	(alt.)	mm	(alt.)	E	F	G
75 mm	(3")	63 mm	(2½")	2500 ± 50
63 mm	(2½")	50 mm	(2")	2500 ± 50
50 mm	(2")	37.5 mm	(1½")	5000 ± 50	5000 ± 50	...
37.5 mm	(1½")	25 mm	(1")	...	5000 ± 25	5000 ± 25
25 mm	(1")	19 mm	(¾")	5000 ± 25
TOTALES				10000 ± 100	10000 ± 75	10000 ± 50

Subbase

PESO INICIAL DE LA MUESTRA = 10000g. (P1)

DE ESFERAS = 12.

DE REVOLUCIONES = 1000.

PESO SECO Y LAVADO SOBRE EL TAMIZ #12 = 7113g. (P2)

DESGASTE = $((10000g - 7113g) / 7113g) * 100 = 41\%$.

Base

PESO INICIAL DE LA MUESTRA = 10000g. (P1)

DE ESFERAS = 12.

DE REVOLUCIONES = 1000.

PESO SECO Y LAVADO SOBRE EL TAMIZ #12 = 7584g. (P2)

DESGASTE = $((10000g - 7584g) / 7584g) * 100 = 32\%$.

ANEXO 3**LIMITES****LIMITES DE ATTERBERG SUBBASE GRANULAR**

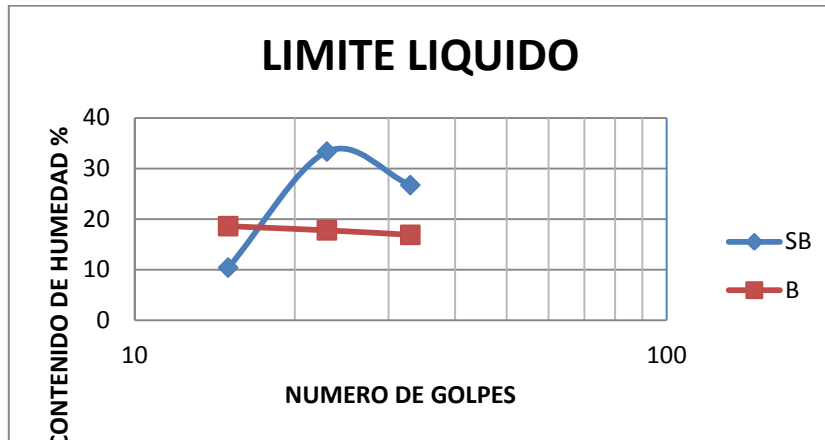
I.N.V.E 125 / 126 -07

	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	33	23	15	PRUEBA 1	PRUEBA 2
NUMERO DE GOLPES	33	23	15	PRUEBA 1	PRUEBA 2
RECIPIENTE	10	23	15	66	13
PESO RECIPIENTE	8,96	9,07	9,45	5,28	5,14
PESO RECIPIENTE + SUELO HUMEDO	15,26	16,03	14,87	8,67	8,39
PESO RECIPIENTE + SUELO SECO	14,35	14,98	14,02	8,35	8,05
CONTENIDO DE HUMEDAD	16,88	17,77	18,60	10,42	11,68
LIMITE LIQUIDO					
LIMITE LIQUIDO	17,6			CLASIFICACION	
LIMITE PLASTICO	11,1			U.S.C.S	A.A.S.H.T.O
INDICE DE PLASTICIDAD	6,5				

LIMITES DE ATTERBERG BASE GRANULAR

I.N.V.E 125 / 126 -07

	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	33	23	15	PRUEBA 1	PRUEBA 2
NUMERO DE GOLPES	33	23	15	PRUEBA 1	PRUEBA 2
RECIPIENTE	24	5	15	32	55
PESO RECIPIENTE	9,7	8,99	9,32	5,35	5,42
PESO RECIPIENTE + SUELO HUMEDO	18,95	16,87	15,04	8,94	8,79
PESO RECIPIENTE + SUELO SECO	17	14,9	14,96	8,42	8,33
CONTENIDO DE HUMEDAD	26,71	33,33	10,41	21,6	23,23
LIMITE LIQUIDO					
LIMITE LIQUIDO	23,48			CLASIFICACION	
LIMITE PLASTICO	22,41			U.S.C.S	A.A.S.H.T.O
INDICE DE PLASTICIDAD	1,06				



ANEXO 4

GEOMETRIA DE PARTICULAS I.N.V.E 227 Y 230

INDICE DE APLANAMIENTO Y ALARGAMIENTO				
TAMIZ	PESO MUESTRA INICIAL	MASA	APLANAMIENTO	ALARGAMIENTO
#	g	R _i (g)	g (pasa)	g (retiene)
2"-1 1/2"	15000,0	417,0	0	0
1 1/2"/1"		300,0	37,9	41,1
1"-3/4"		600,0	35,4	123
3/4"-1/2"		750,0	169,5	13,8
1/2 -3/8"		750,0	141,0	37,2
3/8 -1/4"		500,0	55,0	39,7

ENSAYO DE CARAS FRACTURADAS
El porcentaje de caras fracturadas de este material ,está en el orden del 90%

ANEXO 5

ENSAYO DE CBR NORMA I.N.V.E 148

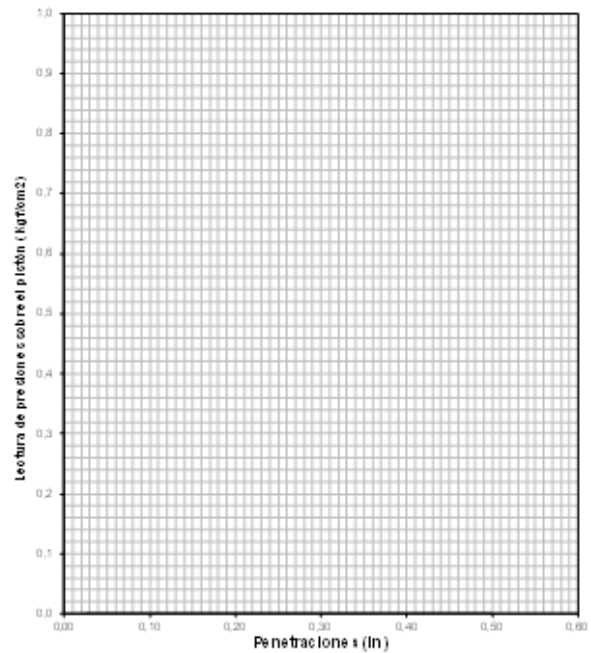
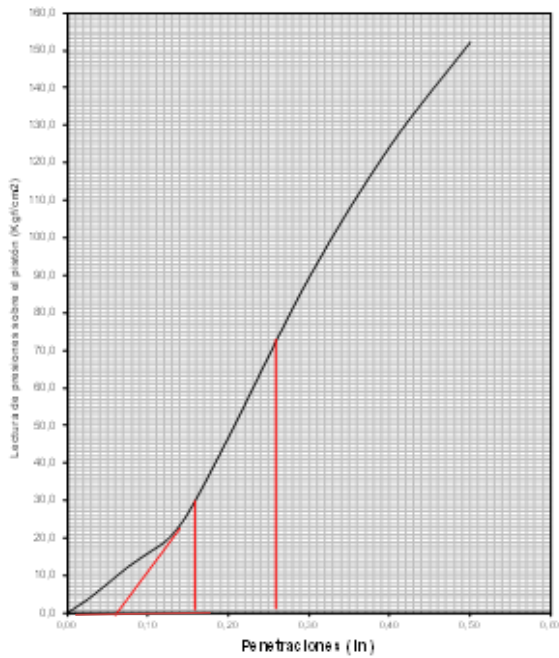
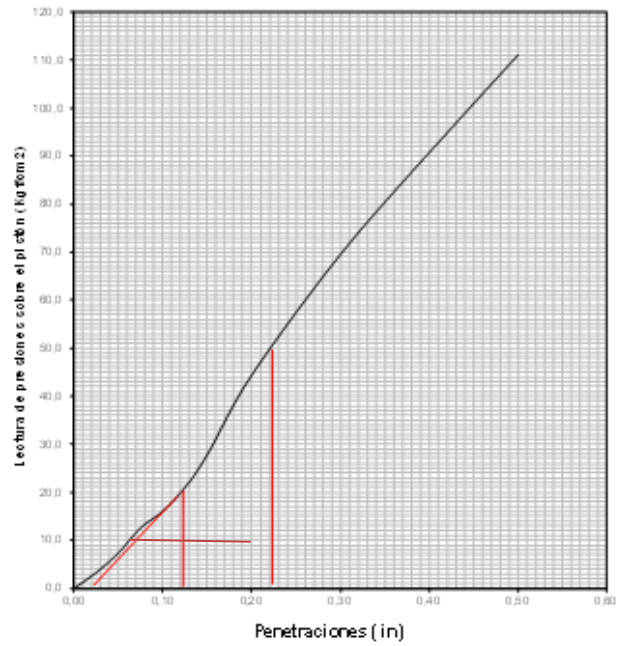
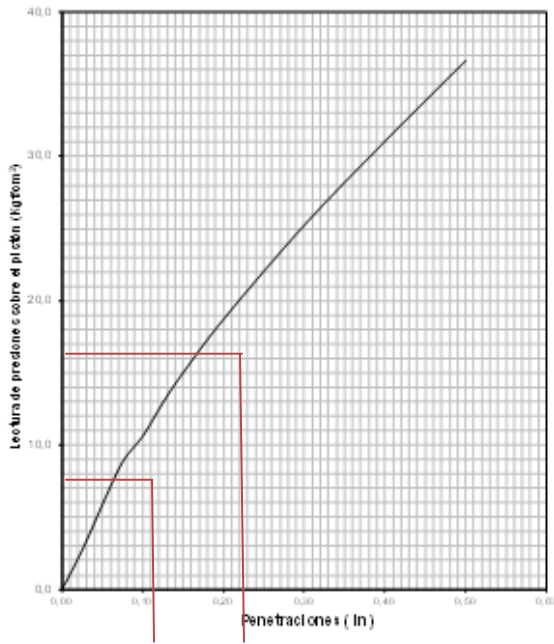
HUMEDAD OPTIMA =10%

PESO UNITARIO SECO MAXIMO =2.0kg/m³

Varia	Molde N°	Unidad	decim	P-0004	P-0005	P-0006
H	Humedad prefijada	%	0	10	10	10
h	Humedad natural de la muestra (INV-E-122)	%	0	7	7	7
W	% de agua a añadir $((H-h)/(100+h))*100$	%	1	3	3	3
wh	Peso muestra húmeda	g	0	4800	4800	4800
ws	Peso de la muestra seca $(wh/(1+(h/100)))$	g	0	4507	4507	4507
	Cantidad agua adicionada $(ws*W)/100$	g	0	148	148	148
Elaboración de especímenes						
	No golpes	-	-	12	26	55
	No capas	-	-	5	5	5
Ph	Peso muestra húmedo+molde	Kg	3	11,679	11,993	12,076
Pm	Peso molde	Kg	3	7,476	7,530	7,384
P1	Peso muestra húmeda= $Ph-Pm$	Kg	3	4,203	4,463	4,692
w1	Humedad muestra (INV-E-122) (ver si se va a sumergir)	%	0	10	10	10
P2	Peso muestra seca = $P1/(1+(w1/100))$	Kg	3	3,814	4,071	4,257
	Diámetro muestra	mm	2	152,57	152,76	152,53
	Altura de la muestra	mm	2	116,28	116,36	116,32
V	Volumen de la muestra	cm ³	1	2125,95	2132,44	2125,52
	Peso unitario seco = $P2/V$	kg/m ³	1	1794	1909,1	2002,8
Inmersión						
	Cargando por encima de kg nunca menor a cada 15 cm de estructura.	Kg	2	4,54	4,54	4,54
L	Altura espécimen	mm	2	116,28	116,36	116,32
L ₀	Lectura inicial	0.001"	0	125	212	154
Penetración						
	Diámetro Pistón	mm	2	50,78	50,78	50,78
	Área Pistón	cm ²	2	20,25	20,25	20,25
p	Peso húmedo+molde	Kg	3	11,867	12,110	12,149
P3	P3=Peso húmedo=p-Pm	Kg	3	4,391	4,580	4,765

Penetración		Unidad	Carga C (kg)	Presión (Kg/cm ²) 2 decimas	Carga C (kg)	Presión (Kg/cm ²) 2 decimas	Carga C (kg)	Presión (Kg/cm ²) 2 decimas
0.0 min	0	in	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5 min	0.025	in	55	2,72	66	3,26	73	3,60
1 min	0.05	in	119	5,88	149	7,36	159	7,85
1.5 min	0.075	in	179	8,84	255	12,59	248	12,25
2 min	0.1	in	215	10,62	325	16,05	323	15,95
2.5 min	0.125	in	262	12,94	425	20,99	400	19,75
3.0 min	0.15	in	304	15,01	563	27,80	540	26,67
4.0 min	0.2	in	379	18,72	898	44,35	948	46,81
6.0 min	0.3	in	511	25,23	1408	69,53	1810	89,38
8.0 min	0.4	in	629	31,06	1837	90,72	2516	124,25
10.0 min	0.5	in	742	36,64	2249	111,06	3079	152,05

CURVA CBR



Resultados Subbase granular

PARA 12 GOLPES $CBR = 40.3 \text{ kg/cm}^2 / 70.31 = 0.57 * 100 = 57\%$.

PARA 26 GOLPES $CBR = 50.8 \text{ kg/cm}^2 / 70.31 = 0.72 * 100 = 72\%$.

PARA CBR 55 GOLPES $= 62 \text{ kg/cm}^2 / 70.31 = 0.88 * 100 = 88\%$.

Resultados base granular

PARA 12 GOLPES CBR = $51 \text{ kg/cm}^2 / 70.31 = 72 * 100 = 72\%$.

PARA 26 GOLPES CBR = $60.9 \text{ kg/cm}^2 / 70.31 = 0.86 * 100 = 86\%$.

PARA CBR 55 GOLPES = $67 \text{ kg/cm}^2 / 70.31 = 0.95 * 100 = 95\%$.

CBR = Para calcular el índice CBR se procede como sigue:

Se dibuja una curva que relacione las presiones (ordenadas) y las penetraciones (abscisas), y se observa si esta curva presenta un punto de Inflexión. Si no presenta punto de inflexión se toman de la curva los valores de presión correspondientes a 2.54 y 5.08 mm (0,1" y 0,2") de penetración. Si la curva presenta un punto de inflexión, la tangente a la curva en ese punto cortará el eje de abscisas en otro punto, (0 corregido), el cual se toma como nuevo origen para la determinación de las presiones correspondientes a 2,54 y 5,08 mm. Con los valores de penetración obtenidos como se acaba de indicar, se calculan los valores de Relación de Soporte correspondientes, dividiendo las presiones correspondientes por los esfuerzos de referencia 6.9 Mpa (1000lb/plg²) y 10.3 Mpa (1500 lb/plg²) respectivamente, y se multiplica por 100. La relación de soporte reportada para el suelo es normalmente la de 2.54 mm (0.1") de penetración. Cuando la relación a 5.08 mm (0.2") de penetración resulta ser mayor, se repite el ensayo. Si el ensayo de comprobación da un resultado similar, se usa la relación de soporte para 5.08 mm (0.2") de penetración. Requiere corrección

6.6 *Valor de la relación de soporte (CBR)* – Se llama valor de la relación de soporte (índice CBR), al tanto por ciento de la presión ejercida por el pistón sobre el suelo, para una penetración determinada, con relación a la presión correspondiente a la misma penetración en una muestra patrón. Las características de la muestra patrón son las siguientes:

Penetración		Presión		
mm	Pulgadas	MPa	Kg./cm ²	lb/plg ²
2.54	0.1	6.90	70.31	1.000
5.08	0.2	10.35	105.46	1.500

ANEXO 6

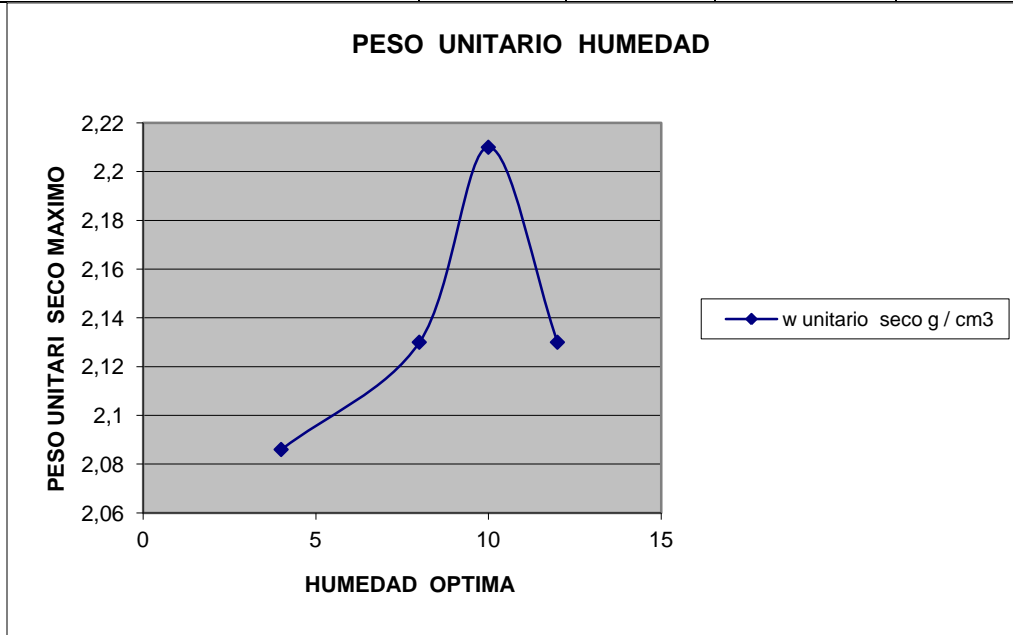
PROCTOR INVE-142 SUBBASE

PESO MOLDE = 2848 g
 DIAMETRO MOLDE= 14,66 cm
 ALTURA MOLDE = 11,11 cm

proctor #	humedad %	peso molde g	volumen mc3	Wmol+suelo g	Wsuelo g	w unitario húmedo g / cm3	w unitario seco g / cm3
1B	4	2848	1875	6917	4069	2,17	2,086
2B	8	2848	1875	7083	4235	2,3	2,13
3B	10	2848	1875	7413	4565	2,43	2,21
4B	12	2848	1875	7316	4468	2,38	2,13

HUMEDAD

	1	2	3	4
RECIPIENTE =	3	25	9	5
W RECIPIENTE =	73,81	73,03	73,55	66,66
W RTE + MATERIAL HUMEDO =	617,46	651,4	556,92	564,02
W RECIPIENTE + MATERIAL SECO =	594,92	610,68	511,19	511,57
COTENIDO DE HUMEDAD =	4	8	10	12



PESO UNITARIO SECO MAXIMO = 2,21 Kg / cm3

HUMEDAD OPTIMA

10%

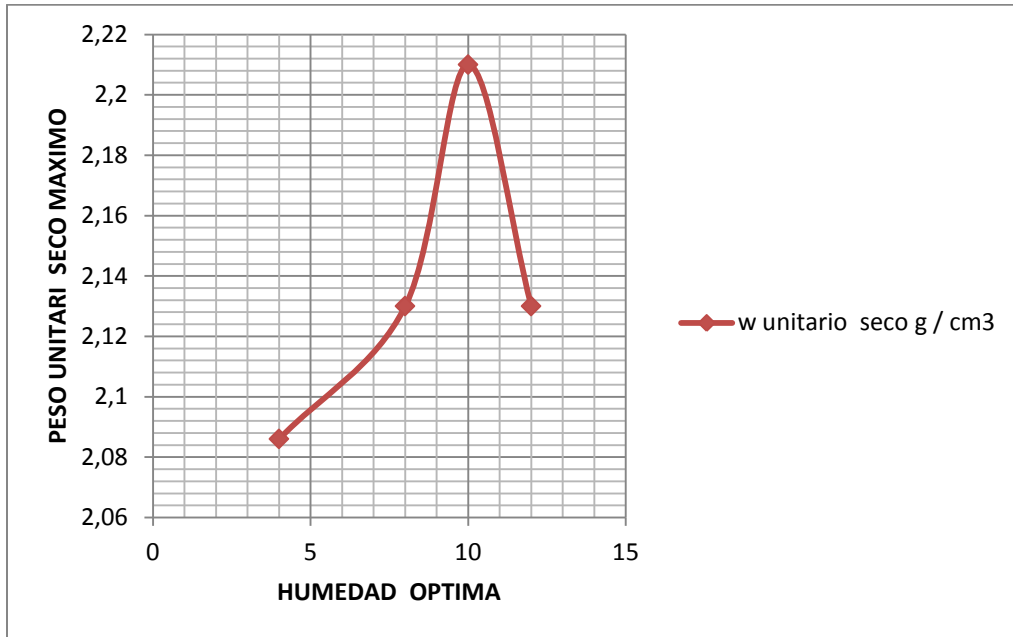
PROCTOR INVE-142 BASE

PESO MOLDE = 3245 g
 DIAMETRO MOLDE= 14,12 cm
 ALTURA MOLDE = 12 cm

proctor #	humedad %	peso molde g	volumen mc3	Wmol+suelo g	Wsuelo g	w unitario húmedo g / cm3	w unitario seco g / cm3
1SB	4	3245	2042	8314	5069	2,48	2,39
2SB	8	3245	2042	8480	5235	2,56	2,30
3SB	10	3245	2042	8631	5386	2,63	2,41
4SB	12	3245	2042	8745	5500	2,69	2,44

HUMEDAD

	1	2	3	4
RECIPIENTE =	7	4	12	31
W RECIPIENTE =	79,2	73,05	75,42	71,66
W RTE + MATERIAL HUMEDO =	625,42	632,5	570,18	664,08
W RECIPIENTE + MATERIAL SECO =	602,88	592,78	525,07	611,63
COTENIDO DE HUMEDAD =	4	8	10	12



PESO UNITARIO SECO MAXIMO = 2,13 Kg / cm3

HUMEDAD OPTIMA 10%

GRANULOMETRIA

Muestra de recebo de color amarillento, de consistencia suelta.

Peso seco inicial = 5055.3 g.

Peso seco lavado sobre el tamiz #200= 3469.4g.

Peso pasa tamiz #200= 1585.9g.

CALCULOS

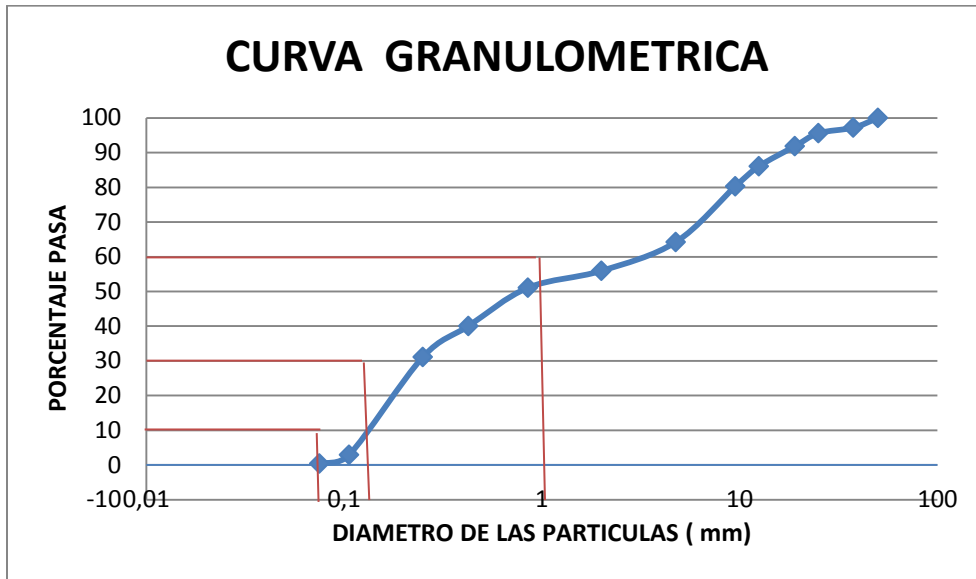
$$RET - CORR = \frac{W_o}{W} \times RET$$

$$RET - ACUM = \sum \%RET$$

$$\%RET = \frac{RET - CORR}{W_o} \times 100$$

$$\%PASA = 100 - RET.ACUMULADO$$

TAMIZ	DIAMETRO mm	P- RETENIDO g	RETENIDO- CORREG g	RETENIDO %	RETENIDO - ACUMUL %	PASA %
2	50	0	0	0	0	100
1 1/2	37,5	96,07	96,628	2,785	2,785	97,215
1	25	55,31	55,631	1,603	4,389	95,611
3/4	19	129,38	130,132	3,751	8,139	91,861
1/2	12,5	199,79	200,951	5,792	13,932	86,068
3/8	9,5	199,43	200,589	5,782	19,713	80,287
4	4,75	553,78	556,997	16,055	35,768	64,232
10	2	285,66	287,320	8,282	44,049	55,951
20	0,85	167,92	168,896	4,868	48,917	51,083
40	0,425	380,94	383,153	11,044	59,961	40,039
60	0,25	307,95	309,739	8,928	68,889	31,111
140	0,106	971,94	977,587	28,177	97,066	2,934
200	0,075	86,75	87,254	2,515	99,581	0,419
fondo		14,44	14,524	0,419	100,000	0,000
lavado			0	0		
total		3449,36	3469,4			



$$D_{60} = \text{interp}(60, \% \text{pasa}, \text{diametro})$$

$$D_{30} = \text{interp}(30, \% \text{pasa}, \text{diametro})$$

$$D_{10} = \text{interp}(10, \% \text{pasa}, \text{diametro})$$

$$(C_U) = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$(C_C) = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}}$$