

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción

Un pavimento está constituido por un conjunto de capas superpuestas, relativamente horizontales, que se diseñan y construyen técnicamente con materiales apropiados y adecuadamente compactados con capacidad de resistir efectivamente los esfuerzos que las cargas repetidas del tránsito le transmiten durante el periodo para el cual fue diseñada

Los materiales granulares que conforman las capas superpuestas no se encuentran con facilidad en forma natural y de algún modo se deben ligar con materiales artificiales y naturales logrando que estas absorban los esfuerzos generados por el tránsito y eviten las deformaciones en el terreno contribuyendo a la durabilidad de la carretera.

Estas funciones hacen que los materiales empleados en la estructura cumplan con unas especificaciones o normas que garanticen el buen funcionamiento de las capas granulares, logrando la resistencia deseada durante el periodo de diseño, en caso de que este material granular no cumpla se hace necesario adicionar algún elemento o tener un proceso constructivo diferente para satisfacer los requerimientos mínimos estipulados por la normatividad.

Esta investigación pretende abarcar la parte en la cual se analizaran materiales granulares normalmente utilizados al mezclarlas con un porcentaje de material maicillo, esta mezcla de materiales tendrá uso en capas bases con fines de pavimentación, determinando las características físicas y mecánicas de la mezcla, como: granulometría, límites de Atterberg, resistencia (C.B.R.) y durabilidad.

1.2. Justificación

La conectividad y logística entre sectores urbanos y rurales son puntos primordiales dentro del marco nacional, bajo esta premisa nace la inquietud de estudiar materiales que aumenten los estándares de nuestros caminos reduciendo las mantenciones de los mismos.

Las vías en la actualidad presentan un sin número de problemas, principalmente el rápido deterioro, esto debido al mal desarrollo constructivo, o al no cumplimiento de las especificaciones y normas a las que se deben regir , pero a su vez, muchas ocasionadas por la mala calidad de los materiales con los cuales se construyen estas vías.

El fin con el que se realizó esta investigación, es de dotar con información veraz y confiable relacionada a materiales alternativos para la construcción de caminos, a la colectividad de estudiantes, además que servirá de apoyo a toda la comunidad tanto universitaria como general, para ello es de suma importancia que se difunda esta información, la cual se encaminará a cumplir todas las normativas locales que existan para el uso de Bases

Es importante garantizar la durabilidad y resistencia de los pavimentos, para ello es importante analizar la calidad del árido.

Por lo tanto es necesario el estudio del comportamiento de materiales granulares no tratados (maicillo) en bases debido a que podrían afectar la construcción y diseño de pavimentos flexibles con este material a lo largo del tiempo, un estudio podría determinar los efectos benéficos o de degradación del material de base con la adición de este material.

También podría beneficiar a otros investigadores que tengan la misma línea de investigación al caracterizar este material maicillo y someterlo a diferentes ensayos de laboratorio.

1.3. Diseño Teórico

1.3.1. Planteamiento del problema

1.3.1.1. Situación problemática

Un pavimento debe ser diseñado de tal manera que las cargas impuestas por el tránsito no generen deformaciones permanentes excesivas. En el caso de los pavimentos flexibles estas deformaciones se producen en cada una de las capas. Los métodos de diseño de pavimentos suponen que la mayor parte de la acumulación de la deformación permanente ocurre en la subrasante. Sin embargo, en vías donde se construyen capas asfálticas delgadas o de baja rigidez (vías de bajo tráfico) las capas granulares de base y sub-base (compuestas por materiales granulares no tratados) soportan el esfuerzo aplicado casi en su totalidad y la magnitud de dichos esfuerzos puede llegar a generar valores elevados de deformación permanente. Adicionalmente diversas investigaciones realizadas sobre pistas de pruebas han demostrado que gran parte de la deformación permanente se produce en las capas granulares. Si a lo anterior se suma que la tendencia del parque automotor en Bolivia y el mundo en los últimos 30 años ha sido incrementar en número y magnitud de cargas, es evidente entonces pensar que como criterio de diseño, las metodologías empíricas o mecanicistas deben darle mayor importancia a las deformaciones que se producen en estas capas.

La deficiencia de ciertos materiales utilizados como base en la estructura de pavimentos, ha ocasionado que las carreteras carezcan de resistencia, estabilidad y durabilidad, además de tener costos elevados para su construcción y mantenimiento.

El planteamiento que resulte de los diferentes ensayos realizados al material mejoramiento debe estar basada en los resultados que brinde el laboratorio en cada uno de los ensayos, para ello es necesario estudiar, analizar, ordenar y procesar todos los resultados para priorizar las dosificaciones, que el mejoramiento necesite de la adición de maicillo.

Al ser este un problema que acrecienta con el paso del tiempo y teniendo en cuenta que este tipo de estudios no se han realizado en el medio, se considera viable el proyecto de investigación.

1.3.1.2. Problema

¿Cómo se manifiesta el comportamiento físico mecánico en bases con adición de material de maicillo?

1.4. Objetivos de investigación

1.4.1. Objetivo general

Determinar el comportamiento físico - mecánico de las bases granulares con una adición de maicillo mediante ensayos de laboratorio para que cumpla las funciones de base en la estructura del pavimento.

1.4.2. Objetivos específicos

- Recopilación de la información teórica.
- Analizar los principios teóricos del mejoramiento de capas granulares.
- Analizar el comportamiento de las características de las bases granulares con adición de maicillo, y si éstos modifican sus propiedades.
- Identificar la zona de extracción de material maicillo.
- Realizar la caracterización de los materiales utilizados para la base granular con adición de maicillo.
- Realizar el ensayo de CBR, y permeabilidad.
- Aplicar estrategias para obtener resultados de las muestras tratadas con los diferentes porcentajes de material maicillo.

- Analizar el parámetro de permeabilidad en bases granulares con una adición de maicillo.
- Analizar la capacidad portante del material granular base con adición de maicillo
- Analizar y comparar resultados de los diferentes ensayos aplicados a la mezcla de base granular con maicillo, con los requisitos exigidos por la normativa vigente.
- Determinar el porcentaje de maicillo que mejor resultado presente (contenido optimo)
- Establecer conclusiones y recomendaciones sobre la investigación realizada.

1.5. Hipótesis

Si la base granular que tienen características y propiedades standard se mezclan con diferentes porcentajes de maicillo (sapolito granítico), entonces se podrá obtener diferentes propiedades físico mecánicas que serán de utilidad para el mejoramiento de la base en la estructura del pavimento flexible.

1.6. Definición de variables conceptuales y operacionales

Variable Independiente: Base con material granular

Variable Dependiente: Propiedades de la base mejorada con maicillo.

1.6.1. Variable independiente

Tabla 1.1. Variable independiente

Variable	Dimensión	Indicador	Valor o acción
Base con material granular	Graduación	TM-50b, TM-50c o TM-25	Norma A.A.S.T.H.O
	C.B.R.	≥ 80	
	Desgaste de los ángeles	$\leq 35\%$	
	Límite líquido base	Máx. 25	
	Índice de plasticidad base	6%	
	Material chancado	$> 50\%$	

Fuente: Elaboración propia

1.6.2. Variable dependiente

Tabla 1.2. Variable dependiente

Variable	Dimensión	Indicador	Valor o acción
Propiedades de la base mejorada con maicillo	Graduación	TM-50b, TM-50c o TM-25	Norma A.A.S.T.H.O
	C.B.R.	≥ 80	
	Desgaste de los ángeles	$\leq 35\%$	
	Límite líquido base	Máx. 25	
	Índice de plasticidad base	6%	
	Material chancado	$> 50\%$	

Fuente: Elaboración propia

1.7. Diseño metodológico

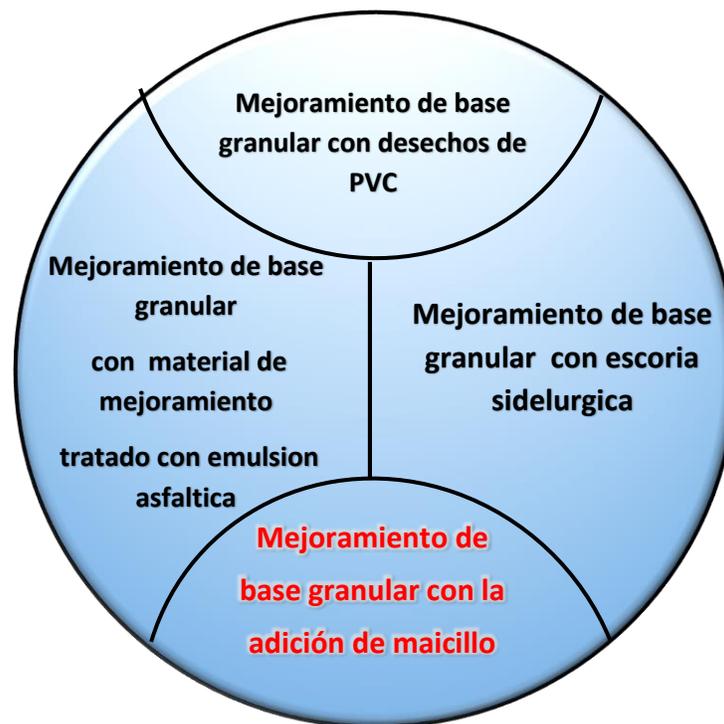
1.7.1. Unidades de estudio y decisión muestral

1.7.1.1. Unidades de estudio

- Efecto en las propiedades físico mecánicas modificadas en bases granulares con la adición de maicillo (saprolito granítico).

1.7.1.2. Población

Figura 1.1. Tipos de mejoramiento de base Granular



1.7.1.3. Muestra

Es el mejoramiento de una base granular con la adición de maicillo (saprolito granítico).

1.7.1.4. Muestreo

Para las muestras de maicillo se hará un muestreo a cada una de la zonas de extracción para obtener el suelo, se dividirá en partes iguales viendo que sean homogéneas.

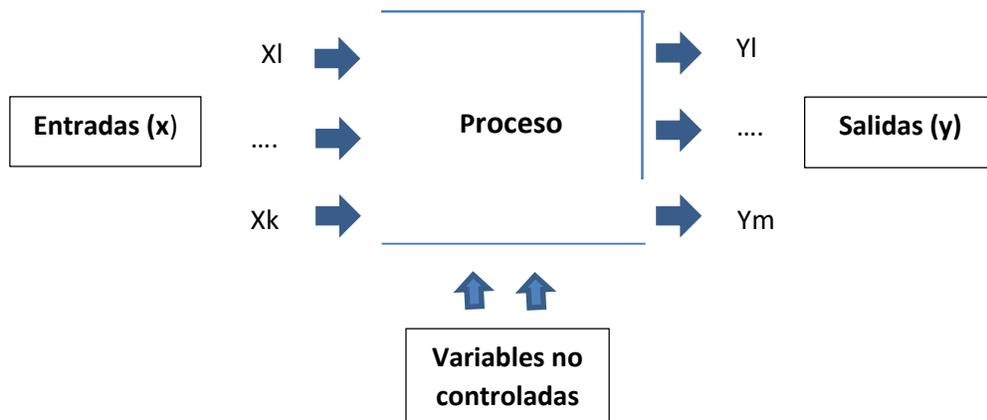
Estas están ubicadas en el departamento de Tarija, tales muestras serán extraídas de los siguientes lugares:

- Comunidad de Rejara
- Entre Ríos

1.8. Métodos y técnicas empleadas

El diseño experimental es un método estadístico que se aplica en investigaciones experimentales en diferentes áreas: agricultura, industria, medicina, ciencia de la conducta, etc. Permite conocer mejor las variables involucradas en un proceso como una caja negra mostrado en la figura siguiente:

Figura 1.2. Proceso tipo caja negra



Fuente: Análisis de los resultados de un diseño factorial con datos faltantes
universidad politécnica de Cataluña

En este tipo de sistemas se tiene un conjunto de variables de entrada independientes (x) controlables llamadas factores que al participar en un proceso generan variables de salidas dependientes (y) llamadas respuestas. Estas variables pueden o no depender de otras variables más que no son controladas no se requiere conocer la relación de los factores (x) y respuestas (y).

1.8.1. Técnica

Con la base granular y saprolito granítico (maicillo) se utilizará la técnica experimental con ensayos de laboratorios que caracterizarán dichos materiales, se procede a diseñar la mezcla, y haciendo variar los porcentajes del maicillo, obteniendo así la base mejorada.

Para ello es necesario determinar la cantidad de ensayos que se deben realizar, se realizaran un total de 15 ensayos de caracterización de la base granular (material chancado) con porcentajes de maicillo (saprolito granitico), más los 10 ensayos de caracterización solo de base granular 100% y otros 5 solo de maicillo (saprolito granitico) 100% haciendo un total de 30 ensayos.

1.8.2. Experimentales

La realización de la investigación se planteará como experimental ya que se realizarán ensayos de caracterización en el laboratorio del comportamiento del saprolito granítico en la base granular.

Ensayo: los ensayos se harán para las muestras las cuales serán extraídas de los lugares mencionados para el análisis del suelo, será llevado al laboratorio.

1.8.3. Experimento

Se realizarán ensayos de caracterización a todos los materiales, que son los siguientes:

Análisis granulométrico (ASTM D422 AASHTO T88).

Determinación del límite líquido de los suelos (ASTM D4318 AASHTO T89)

Determinación del límite plástico e índice de plasticidad (ASTM D4318 AASHTO T90).

Relación de soporte de california (ASTM D1883-99)

Proctor según: AASHTO T-180/ASTM D1557.

Determinación de la permeabilidad

Determinación del desgaste máquina de los ángeles (ASTM C 131 AASHTO T96)

Determinación del peso específico de los suelos (ASTM D854 AASHTO T100)

1.8.4. Descripción de equipos e instrumentos

Extracción y preparación de muestras

Picota: para cavar las muestras del lugar donde se analizará.

Pala: para recolectar los suelos.

Bolsas: serán usadas para traer las muestras al laboratorio y estas no pierdan humedad.

Horno eléctrico: será usado para secar los suelos y estará a una temperatura constante.

Balanza: será usada para obtener los distintos pesos de los suelos. Deberá tener una sensibilidad de 0.1 g.

Granulometría según la norma (ASTM D422 AASHTO T88).

Tamiz: se usará todos los tamices necesarios, tapa y fondo.

Determinación del límite líquido según la norma (ASTM D4318 AASHTO T89).

Equipo de casa grande: el cual será usado para determinar el límite líquido a un determinado número de golpes al suelo.

Determinación del límite plástico según la norma (ASTM D4318 AASHTO T89).

Superficie de amasado: será una placa de vidrio esmerillado de 20*20 cm.

Determinación del PROCTOR según (AASHTO T-180/ASTM D1557).

T-180: se determinará la densidad máxima del suelo y el contenido óptimo de humedad.

Determinación de la relación de soporte de california (ASTM D1883-99).

Molde cilíndrico: se usará para determinar la capacidad de soporte del suelo.

Determinación de la permeabilidad

Permeámetro de carga variable

Determinación del desgaste mediante la máquina de los Ángeles

Máquina de los Ángeles.

1.8.5. Procedimiento de aplicación

Se plantea disponer de muestras de maicillo (saprolito granítico) procedentes de las zonas de extracción, Los suelos serán extraídos de los bancos de préstamos de la comunidad de Rejara previamente ubicados mediante el uso de mapas geológicos.

El material usado como base granular será extraído de un banco de material de un tramo carretero que cumpla con los requerimientos de una base granular que indique la norma boliviana.

Este plan de trabajo consiste en trabajar con diferentes proporciones de maicillo, para que en base al análisis de las propiedades físicas y mecánicas más relevantes de cada una de las combinaciones se pueda estimar el contenido adecuado de maicillo (saprolito granítico) a fin de obtener un mejoramiento de la capa base.

Por otro lado también cuando se proceda a someter los especímenes de suelos a pruebas de compactación, C.B.R., permeabilidad, desgaste de los Ángeles, límites de Atterberg

y tomando como referencia los resultados de los distintos ensayos se hará un análisis de la adición de maicillo (sapolito granítico) y su influencia en las propiedades físico mecánicas de la base granular.

Las mezclas con maicillo se darán entre un 10, 20 y 30%.

100% base

90% base + 10 (%) maicillo

80% base+ 20 (%) maicillo

70% base+ 30 (%) maicillo

Cabe mencionar que también se realizaran ensayos con un 100% de material maicillo y otro con base granular al 100%.

1.8.6. Tratamiento estadístico

1.8.6.1. Método del error experimental promedio

Para este estudio se utilizará la estadística descriptiva que es una rama de las matemáticas que recolecta, presenta y caracteriza un conjunto de datos, con el fin de describir apropiadamente las diversas características de ese conjunto.

Media aritmética

$$X = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x$$

Dónde:

X= Datos de la serie

n=Número de datos de la serie

Moda

La moda de un conjunto de datos numéricos es el valor que más se repite, es decir, el que tiene el mayor número de frecuencias absolutas. La moda puede ser no única e inclusive no existir.

La moda es una medida de tendencia central muy importante, porque permite planificar, organizar y producir para satisfacer las necesidades de la mayoría.

Mediana

La mediana es el punto central de una serie de datos ordenados de forma ascendente o descendente.

Desviación estándar

$$S^2 = \frac{(X_1 - \bar{X})^2 + \dots + (X_n - \bar{X})^2}{n-1} = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}$$

Varianza

La varianza mide la mayor o menor dispersión de los valores de la variable respecto a la media aritmética. Cuanto mayor sea la varianza mayor dispersión existirá y por tanto, menor representatividad tendrá la media aritmética. La varianza se expresa en las mismas unidades que la variable analizada, pero elevadas al cuadrado.

La varianza de un conjunto de datos se define como el cuadrado de la desviación estándar y está dada por:

$$v = s^2$$

Coefficiente de variación

Cuando se quiere comparar el grado de dispersión de dos distribuciones que no vienen dadas en las mismas unidades o que las medias no son iguales se utiliza el coeficiente

de variación de Pearson que se define como el cociente entre la desviación estándar y el valor absoluto de la media aritmética:

$$\% CV = \frac{S^2}{\bar{X}} * 100$$

Este coeficiente, representa el porcentaje que la desviación estándar contiene a la media aritmética y por lo tanto cuanto mayor es CV mayor es la dispersión y menor la representatividad de la media.

1.9. Alcance de la Investigación

La siguiente investigación busca determinar el comportamiento de bases granulares con una adición de maicillo en ciertos porcentajes, con tal estudio se pretende analizar materiales granulares y las propiedades físico-mecánicas que presenta una base granular con estas características.

En el primer capítulo, se describe de manera general de que trata la investigación para el contenido de saprolito granítico que se aplicará en la base granular, la situación problemática, los objetivos, la justificación y la Hipótesis del presente proyecto.

En el segundo capítulo comprende la parte teórica, se definirá conceptualmente, varias definiciones e información importante para el desarrollo de la investigación.

El tercer capítulo, describe los medios y criterios para obtener los datos de caracterización de los materiales granulares de aportación, que luego son procesados y analizados según normas.

Una vez determinado eso se dosificará la base granular con maicillo en diferentes porcentajes del 10%, 20% y 30%, se hará la compactación, C.B.R., Permeabilidad, Límites de Atterberg y luego se buscará el más adecuado para saber si cumple con la características que se necesita para una Base.

También se estudian los diferentes resultados obtenidos luego de procesar y realizar los ensayos de laboratorios, logrando comparar dichos resultados con los parámetros

especificados en la norma, según las metodologías desarrolladas en el fundamento teórico.

En el cuarto capítulo se establece las conclusiones a partir de lo planteado en los objetivos, dándose a conocer los resultados finales de las comparaciones que se tendrá de la mezcla del presente proyecto y las recomendaciones para la correcta aplicación y ejecución de este trabajo.

De esta manera fijar una base para posteriores estudios y análisis en otros tipos de suelos y aplicaciones que se vayan a hacer en el mejoramiento de bases granulares para pavimento flexible.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTO TEÓRICO DE BASE GRANULAR Y GEOTECNIA DEL SAPROLITO GRANÍTICO

2. Fundamentación teórica

2.1. Concepto y clases de pavimentos

2.1.1. Pavimento

Los pavimentos son estructuras que se componen por varias capas de suelo que cumplen características ideales con las que no cuenta el suelo natural para resistir las sollicitaciones requeridas, estas capas tienen como finalidad el distribuir las cargas vehiculares aplicadas en la sub-rasante.

Una estructura de pavimento está formada por varias capas de materiales para mejorar el suelo, colocadas una sobre otra, relativamente horizontales, que se construye y se diseña con los materiales de características adecuadas y compactados, proporcionando la superficie de rodamiento para que se pueda efectuar el tránsito de una forma cómoda y rápida.

La estructura de pavimento debería tener la capacidad de proveer.

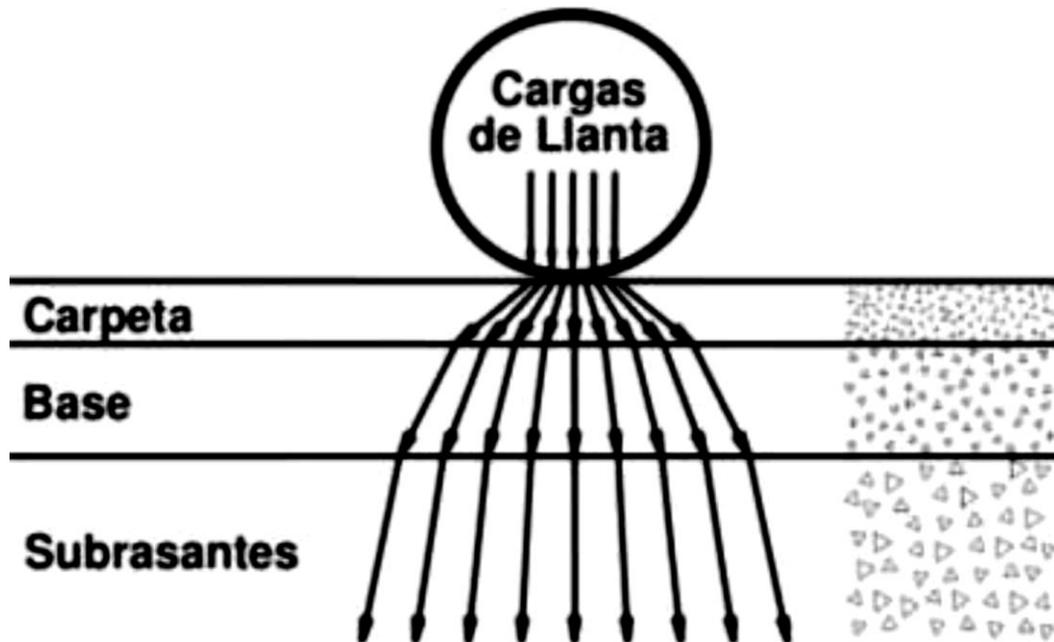
Una capacidad aceptable en la calidad de manejo.

Una resistencia efectiva al deslizamiento, agrietamiento y ahuellamiento.

Un bajo nivel de ruido, y los niveles de reflejos de luz adecuados.

El objetivo final de la estructura es transmitir las cargas de la llanta de tal manera que no se sobrepase la capacidad portante de la sub-rasante. Figura 2.1.

Figura 2.1. Esquema la estructura del pavimento



Fuente: Tesis estudio del comportamiento del material de mejoramiento tratado con emulsión asfáltica para su utilización como base/sub-base en la estructura de pavimentos.

Los pavimentos que generalmente se usan se los define de la siguiente manera:

Pavimentos flexibles o asfálticos

Pavimentos semi-rígidos o semi-flexibles

Pavimentos rígidos

Pavimentos articulados

2.1.2. Pavimentos flexibles o asfálticos

Su superficie de rodamiento está constituido por una capa de material asfáltico, también llamada carpeta asfáltica, la cual se pliega a deformaciones pequeñas de las capas inferiores sin que exista una falla estructural, a las capas inferiores en la que está apoyada la estructura de pavimento se las denomina base y sub-base, sin ser obligatoria

la presencia de una de estas capas, justificándose la presencia de las mismas por características de los materiales que constituyen el pavimento.

2.1.3. Pavimentos semi-rígidos o semi-flexibles

Este tipo de pavimentos tienen una estructura igual a la de los pavimentos flexibles, con la diferencia de que las capas por la cual están conformada se las rigidiza de manera artificial, mediante el uso de aditivos que en la mayoría de los casos se dan los siguientes: Cementos, enzimas, cal, asfalto, emulsión asfáltica, y químicos.

En términos más amplios, los pavimentos semirrígidos están conformados por la combinación de pavimentos flexibles y pavimentos rígidos, esto consiste en que la capa rígida esté por debajo y la capa flexible por encima, lo usual es que la estructura de este tipo de pavimento contenga una capa base rigidizada con concreto PORTLAND junto a una superficie de rodadura de carpeta asfáltica.

La justificación que existe para el uso de los aditivos, viene dado por el mejoramiento de los materiales para que cumplan las características del suelo que no cumplen los materiales cercanos y que pueden cumplir materiales más distantes, por lo que conseguir materiales que están lejos de la obra aunque cumplan las características necesarias puede resultar menos económico que mejorar un suelo cercano con aditivos para hacerlo llegar a las características requeridas.

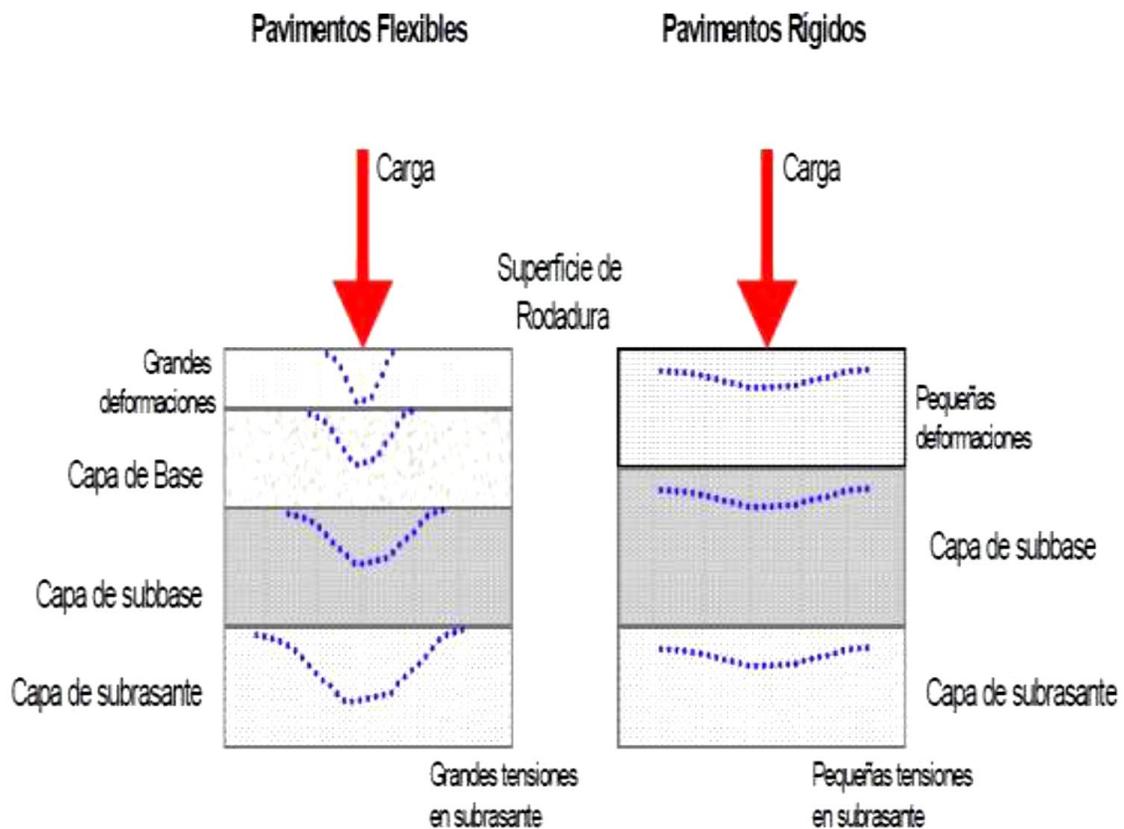
2.1.4. Pavimentos rígidos

Es una estructura de pavimento que está conformada de manera principal por una losa de hormigón armado, apoyado sobre capas de materiales seleccionados, aunque en ocasiones se apoya directamente sobre la sub-rasante, esto se debe a la alta rigidez que presenta el hormigón armado y su alto coeficiente de elasticidad, la distribución o repartición de esfuerzos se lo realiza sobre una zona amplia.

Una de las propiedades que tiene el hormigón armado es la capacidad de resistir los esfuerzos a tensión, por lo que tiene un buen funcionamiento o comportamiento en caso de que la sub-rasante contenga zonas frágiles.

La resistencia de la losa de hormigón armado es una variable de la cual depende el pavimento rígido, por lo que los esfuerzos que se distribuye en las otras capas de pavimento por medio de la losa de hormigón armado son mínimos y tienen una baja influencia para el diseño en el espesor del pavimento.

Figura N° 2.2. Esquema del comportamiento diferente que existe entre los pavimentos flexibles y rígidos en presencia de una carga.



Fuente: Manual centroamericano para el diseño de pavimentos

2.2. Bases para pavimentos

Estructura de pavimento: Capas de materiales

De forma general la estructura de pavimento está conformada por un conjunto de capas de la siguiente forma:

Sub-rasante

Sub-base

Base

Capa de rodadura

Las definiciones siguientes están basadas en el manual centro americano para diseño de pavimentos.

2.2.1. Sub-rasante

Es el terreno sobre el cual se apoya la estructura de pavimento, y se encuentra en una profundidad adecuada que no afecte el diseño de la estructura de pavimento en base a la carga de diseño que corresponde al tránsito vehicular previsto.

Esta capa puede estar diseñada en relleno o en corte y una vez que esté compactada debe tener las pendientes y secciones transversales de forma detallada en los planos de diseños finalizados.

El espesor de las capas de pavimento tiene una relación con la sub-rasante, tratando de que esta alcance la resistencia para las sollicitaciones obtenidas, así mismo otros efectos causados por la humedad como son; inmunidad e incompresibilidad a la contracción y expansión.

Básicamente el diseño de pavimento es ajustar en la sub-rasante la carga de diseño por rueda, que se ajusta distribuyendo el esfuerzo por medio de las capas superiores de la estructura, en caso que la sub-rasante no cumpla las características se le coloca un material de mejoramiento.

2.2.2. Sub-base

Es una capa de suelo que forma parte de la estructura de pavimento que cumple con el funcionamiento de soportar de una manera uniforme repartida las cargas que se provocan sobre la superficie de la capa de rodadura y poderla distribuir y transmitir a las sub-rasante.

La Sub-base debe soportar las variaciones que afectan al suelo, controla los cambios de elasticidad y volumen que pueden dañar el pavimento.

La sub-base es una capa se la puede utilizar también como drenaje y también para controlar el ascenso capilar de agua, para esto se utilizan materiales granulares puesto que el ascenso de agua produce la hinchazón en suelos no granulares debido a las bajas temperaturas, la estructura de pavimento podría fallar si no se coloca una sub-base con las características óptimas.

Esta capa está ubicada sobre la sub-rasante y por debajo de la base y la capa de rodadura sucesivamente. Aquí se presenta las clases de sub-bases por su granulometría propuestos por el MOP. Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Clasificación de sub bases

Tamiz		Porcentaje en peso que pasa a través		
		Clase 1	Clase 2	Clase 3
3"	(76.2 mm)	--	--	100
2"	(50.4 mm)	--	100	--
1 ^{1/2}	(38.1 mm)	100	70-100	--
N°4	(4.75 mm)	30-70	30-70	30-70
N°40	(0.425 mm)	10-35	15-40	--
N°200	(0.075 mm)	0 - 15	0 - 20	0 - 20

Fuente: MOP-001-F-2002. (2002)

2.2.3. Base

Es la capa que forma parte de la estructura de pavimento y que sirve de soporte para la capa de rodadura, puesto que está ubicada entre la capa de rodadura y la sub-base, la función que cumple la capa de base es la de distribuir las cargas vehiculares que se producen en la capa de rodadura a las capas inferiores como lo es la sub-base, para que por medio de esta capa se transmita a la sub-rasante.

Las bases especificadas son las siguientes:

Base granular

Base estabilizada

2.2.4. Base granular

Es la capa que forma parte de la estructura del pavimento que se encuentra apoyada sobre la sub-base y sirve para apoyar la capa de rodadura, esta capa está compuesta por piedra triturada de buena calidad y mezclada con material de relleno, grava y suelos arenosos en su estado natural.

Para que este material granular cumpla las características óptimas los componentes deben ser clasificados y luego estudiado para ver si cumple el funcionamiento como base para la estructura de pavimento.

La estabilidad deberá depender de la graduación de partículas, la densidad relativa la cohesión, la forma y la fricción interna, las propiedades antes mencionadas deben tener una relación entre la cantidad de agregados finos y agregados gruesos.

2.3. Bases y sub-bases

Son las capas intermedias de las estructuras de los pavimentos, las cuales se colocan entre la capa de rodadura y la sub-rasante, se construyen con agregados mezclados con finos, agregados mezclados con ligantes y/o estabilizados (cemento, asfalto, cal, etc.).

El principal parámetro estructural de las capas de base y de sub-base, es el módulo de resiliencia.

2.3.1. Tipos de bases y sub-bases

Granulares no triturados

Granulares triturados

Estabilizados con cemento

Estabilizados con asfalto

Estabilización $\leftarrow \rightarrow$ mejorar resistencia

Mejoramiento $\leftarrow \rightarrow$ mejorar cualquier propiedad

2.3.2. Funciones de las bases y sub-bases

Aumentar la resistencia estructural, principalmente la base; la sub-base contribuye con el espesor, alejando la sub-rasante y disipando esfuerzos.

Función drenante (Base \rightarrow tiene menor cantidad de finos).

Evitar o disminuir el bombeo, función de la sub-base en los pavimentos rígidos.

La sub-base absorbe los cambios volumétricos del material de sub-rasante.

La base sirve como capa de rodadura provisional, mientras se construye la carpeta asfáltica.

La sub-base al ser un material no triturado, contribuye en economía a la estructura.

2.3.3. Parámetros de control para garantizar la calidad en los materiales de base y sub-base granular

Granulometría

Plasticidad

Desgaste

Solidez

Forma de las partículas

Grado de trituración

Equivalente de arena y materia orgánica

Grado de compactación

Resistencia

2.3.4. Ensayos para garantizar calidad de la partícula mineral

Desgaste

Solidez

Contribuyen a una capa resistente y durable en el tiempo; estos ensayos, se realizan en la fuente del material.

2.3.5. Ensayos para garantizar una adecuada estructura del agregado

Granulometría

$$\%Pasa_i = \left(\frac{d}{D}\right)^n * 100\%$$

Gradación ideal →

En donde:

d= Tamaño del tamiz i D= tamaño máximo n = 0.4 – 0.5

Cumpliendo con la condición granulométrica, se garantiza resistencia, permeabilidad y trabajabilidad.

2.3.6. Ensayos para garantizar la forma de las partículas

Grado de trituración

Índice de aplanamiento

Índice de alargamiento



Partículas ideales → Cúbicas

Estos ensayos, contribuyen con la resistencia del material y/o de la capa. Generalmente se realizan cuando el material es de río.

2.3.7. Ensayos para garantizar poca o nula actividad de los finos

Equivalente de arena

Materia orgánica

Índice de plasticidad (L1, Lp)

Contribuyen con la resistencia y estabilidad; comúnmente se evalúan cuando se debe agregar finos a un material.

2.3.8. Ensayos para garantizar resistencia global de la capa

A) Ensayo de compactación

Es uno de los más importantes procedimientos de estudio y control de calidad de la compactación de un terreno. A través de él es posible determinar la densidad seca máxima de un terreno en relación con su grado de humedad, a una energía de compactación determinada.

Existen dos tipos de ensayo Proctor normalizados; el "Ensayo Proctor Standard", y el "Ensayo Proctor Modificado". La diferencia entre ambos se encuentra en la energía utilizada, la cual se modifica según el caso variando el número de golpes, el pisón (cambia altura y peso), el molde y el número de capas. La razón de que haya dos ensayos distintos no es más que la modernización de uno con respecto al otro. El origen del ensayo del Próctor modificado se remonta a la segunda guerra mundial, cuando americanos y británicos debían realizar ensayos sobre la calidad de los pavimentos de obras aeroportuarias, y estos debían estar adaptados a los aviones de la época de una carga muy superior a la de vehículos terrestres. Por ello, se “actualizo” el ensayo del Próctor exigiéndole una mayor cantidad de energía, con lo que se pasó denominar ensayo Próctor Estándar al original y ensayo Próctor modificado al más reciente.

B) Resistencia CBR

El Ensayo CBR (California Bearing Ratio: Ensayo de Relación de Soporte de California) mide la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo y para poder evaluar la calidad del terreno para subrasante, sub base y base de pavimentos

Diferenciamos distintos tipos de CBR en función de la calidad de suelos, a saber:

CBR suelos inalterados.

CBR suelos remoldeados.

CBR suelos gravosos y arenosos.

CBR suelos cohesivos poco o nada plásticos.

CBR suelos cohesivos plásticos.

Este procedimiento puede efectuarse en terreno compactado.

Este procedimiento mide la carga necesaria para penetrar un pistón de dimensiones determinadas a una velocidad previamente fijada en una muestra compactada de suelo después de haberla sumergido en agua durante cuatro días a la saturación más desfavorable y luego de haber medido su hinchamiento.

La muestra se sumerge para poder prever la hipotética situación de acumulación de humedad en el suelo después de la construcción. Por ello, después de haber compactado el suelo y de haberlo sumergido, se lo penetra con un pistón el cual está conectado a un pequeño "plotter" que genera una gráfica donde se representa la carga respecto la profundidad a la que ha penetrado el pistón dentro de la muestra.

2.3.9. Calidad de la base y sub base de un pavimento

Las consideraciones técnicas referidas a la calidad de la Base y Sub-Base Granular aprobado sobre una superficie preparada en una o varias capas están normados por el manual de técnico para el diseño de carreteras de la administradora boliviana de carreteras

2.3.9.1. Requerimientos generales

Los áridos gruesos, retenidos sobre tamiz 4,75mm (N°4), deben ser partículas resistentes, durables, constituidas de fragmentos de roca, grava o escorias. Materiales que se quiebran con los ciclos alternados de hielo -deshielo y humedad – sequedad, no deben ser usados.

Los áridos finos, que pasan por tamiz 4,75mm (N°4), deben estar constituidos por arenas naturales o trituradas y por partículas minerales que pasan por tamiz 0,075mm (N°200).

Las fracciones que pasan por tamiz 0,075mm (N° 200) no deberán ser mayores que los dos tercios de la fracción que pasa por tamiz 0,475mm (N° 40). Los límites de consistencia de la fracción que pasa por tamiz 0,475mm estarán conformes a lo indicado en la Tabla 2.2.

Todo el material deberá estar libre de materias orgánicas y terrones de arcillas. La graduación de los materiales deberá estar conforme con los requerimientos de la Tabla 2.3.

Tabla 2.2. Límites de consistencia de Atterberg

	Límite líquido	Índice de plasticidad
Sub-base	Max. 35	Max. 8
Base estabilizada	Max. 35	Max. 6
Carpeta de rodadura	Max. 35	5-10

Fuente: Manual de ensayos de suelos y materiales de la administradora boliviana de carreteras volumen 4 suelos

2.3.9.2. Materiales para sub-base

Los materiales para sub-base deberán cumplir con los requerimientos estipulados en “Requerimientos generales” y en “Materiales para sub-base” y con la graduación TM-50a de la Tabla 2.3.

En cuanto a las propiedades mecánicas, el material deberá tener un soporte CBR mayor o igual a 40% y la fracción gruesa deberá tener una resistencia al desgaste, medida por el ensaye de Los Ángeles de no más de 40%.

2.3.9.3. Base granular

Los agregados para la construcción de la base granular deberán satisfacer los requisitos indicados en este documento, además deberán ajustarse a las siguientes especificaciones de calidad.

El material de base granular deberá cumplir además con las siguientes características físico-mecánicas que a continuación se indican.

2.3.9.4. Materiales para base granular

Los materiales para base granular (estabilización hidráulica) cumplirán con los requerimientos indicados en “Requerimientos generales” y en “Materiales para sub-base”. Las granulometrías deberán ajustarse a una de las siguientes bandas: TM-50b, TM-50c o TM-25 de la Tabla 2.3.; el porcentaje de chancado, no deberá ser menor que 50%. Cuando el material se use como base para tratamiento superficial doble el contenido mínimo de chancado será de 70%, su tamaño máximo absoluto será de 40 mm. y su índice de plasticidad máximo será de 4%, salvo que el proyecto estipule otro valor, debidamente justificado, el que en ningún caso podrá exceder el 6 %.

En cuanto a las propiedades mecánicas, el material deberá tener un soporte CBR 80%; la fracción gruesa deberá tener una resistencia al desgaste, medida por el ensaye de Los Ángeles, de no más de 35%. En caso de tratamiento superficial doble, el soporte deberá ser CBR 100%

2.3.9.5. Granulometría

La composición final de los materiales presentará una granulometría continua, bien graduada y según los requerimientos de una de las franjas granulométricas que se indican en la siguiente tabla.

Tabla 2.3. Bandas granulométricas para subbase, base, y capa de rodadura

Tamiz		TM-50a	TM-50b	TM-50c	TM-40a	TM-40b	TM-40c	TM-25
(mm)	Alternativo							
50	2"	100	100	100				
37,5	1 ½"	-	70-100	-	100	100	100	
25	1"	55-100	55-85	70-100	70-100	80-100	80-10	100
19	¾"	-	45-75	60-90	50-80	-	-	70-100
9,5	3/8"	30-75	35-65	40-75	25-50	50-80	50-80	50-80
4,75	Nº4	20-65	25-55	30-60	10-30	35-65	35-65	35-65
2,36	Nº8	-	-	-	5-15	-	-	-
2	Nº10	10-50	15-45	15-45	-	25-50	25-50	25-50
0,425	Nº40	5-30	5-25	10-30	0-5	10-30	10-30	10-30
0,075	Nº200	0-20	0-10	0-15	0-3	5-15	5-15	5-15

Fuente: Manual de ensayos de suelos y materiales de la administradora boliviana de carreteras volumen 4 suelos

2.3.10. Materiales granulares

Se lo denomina material granular a la grava, limo o arena con alto nivel de porosidad y que no contenga plasticidad, estos fragmentos también se producen por acciones de erosión. Su forma y tamaño depende de: El grado de meteorización, de las características de donde se originó (roca madre), y el desgaste que sufrió mientras se lo transportaba.

La localización de este material está en lugares muy variados de la superficie de la tierra, tales como; los restos volcánicos, los depósitos de glaciares, los lechos de ríos y lagos, en el fondo de los valles y las brechas de falla. Dada sus características se lo utiliza en otras infraestructuras como material de cimentación, y en construcciones de carreteras, vías ferroviarias y presas. A este material se le hacen estudios sometidos a diferentes cargas para poder darle más uso en otras obras.

Su clasificación se determina por el tamaño de las partículas por las cuales está formado. Partiendo de un tamaño menor hacia uno mayor tenemos: limos, arenas, gravas, y escolleras.

2.3.11. Técnica para la detección o descubrimiento de los yacimientos y canteras

De los descubrimientos más recientes para la detección de yacimientos de canteras se emplea métodos eléctricos que mediante detectores especiales y a esto sumado el plano de resistencia que tiene el terreno se fijan líneas de potencias variadas que se manifiestan en el suelo. Otro de los métodos más antiguo es usar aparatos de electromagnetismo.

2.3.12. Métodos de diseños empíricos

Generalmente se usan métodos empíricos o mecánicos para el diseño de una estructura de pavimento flexible. La metodología empírica tiene as relación con los pavimentitos construidos in situ, mediante las mediciones y observaciones de campo, con aquellos factores que provocan la disminución de funcionalidad de la estructura, los factores que influyen de forma importante son; la calidad de los materiales utilizados para la construcción, el tipo de suelo y el mejoramiento o fundación de la sub-rasante, las condiciones climáticas también llamadas condiciones ambientales principalmente la temperatura y la lluvia, y el más importante de todos que es la carga vehicular provocada por el tránsito.

Todos estos factos influyentes en la construcción de la estructura de pavimento son estudiados para relacionarlos a los mecanismos que le darán la importancia a la estructura y encontrar el método adecuado de construcción.

2.4. Estudios de suelos

Son estudios que permiten identificar y conocer las características mecánicas y físicas del suelo, y definir los elementos por el cual está compuesto este material en la profundidad de las capas, de tal forma como es el tipo de cimentación más favorable y las deformaciones que va a sufrir la estructura por causa de los pesos establecidos.

Entre los estudios de suelos más frecuentes para el conocimiento de las características del material tenemos los siguientes:

Humedad natural

Límites de Atterberg

Granulometría (gruesa y fina)

Compactación (proctor)

Abrasión

CBR

2.4.1. Humedad natural

Define la cantidad de agua que retiene la masa de ese material en su estado natural. El procedimiento de este ensayo consiste en poner a secar una muestra del material dentro de un horno a una temperatura de 105°C durante 24 horas.

2.4.2. Límites de Atterberg

Los límites de Atterberg son denominados como límite líquido y límite plástico, y estos límites tienen como función caracterizar el comportamiento de suelos finos.

2.4.3. Límite líquido

Es cuando el material de suelo pasa de un estado plástico a un estado líquido, para conocer la caracterización del material se usa la cuchara de Casagrande.

El procedimiento que se lleva a cabo es, tomar una muestra pequeña de material y añadirle agua hasta que se forme una masa pastosa ligeramente húmeda, luego se coloca una porción de la masa en la cuchara de Casagrande y se pule la superficie superior hasta que este quede paralelo a la base del instrumento, con el ranurador se hace la incisión en el centro de la masa de tal manera que se visualice el fondo de la cuchara de Casagrande, se recomienda girar la manivela dejando que la cuchara golpee con la cazuela contando los golpes necesarios que se van dando, y si no se cumple en el primer intento debe seguir intentando variando el suelo o el agua hasta que se cumplan las tres muestras que deben contener diferentes porcentajes de agua

considerando un óptimo de golpes de 15, 25, 35 secuencialmente. Luego se pesan las taras, se coloca las masas en las taras marcadas y se meten al horno para su secado y luego timar el peso seco de la muestra.

2.4.4. Límite plástico

Este estudio se lo hace para determinar la plasticidad del material que funciona en base a la deformación del suelo.

El procedimiento a seguir se basa en, tomar una muestra pequeña y humedecerla hasta obtener una masa o pasta, se la coloca en una placa de vidrio en la que amasándola se formara un rollito de 3mm de diámetro, a medida que se hace el rollito se va observando para detectar grietas y colocar el rollito en una tara pesada con anterioridad, usando tres taras que contengan tres rollitos cada una, luego se mete al horno para después hallar mediante cálculos la humedad en el límite plástico.

2.4.5. Granulometría

Es una distribución de las partículas del material en sus diferentes tamaños que se van determinando por medio de tamices, para la granulometría se hace granulometría gruesa y granulometría fina o lavada.

2.4.6. Granulometría gruesa

Para este estudio se pasó el material por los tamices de; 3, 2, 1½, 1, ¾, ⅜ en pulgadas y retenido en el tamiz N°4.

El procedimiento consiste en pesar todo lo que se va quedando retenido en cada tamiz para luego clasificar la función que cumple como capa en la estructura de pavimento.

2.4.7. Granulometría fina

Para este estudio el material pasante del tamiz N°4 tiene que pasar los tamices N°; 10, 40 y 200.

Para el procedimiento se toma una muestra de 500gr del material pasante en el tamiz N°4 y mientras se pasa por los tamices antes mencionados se va lavando el material para que su estudio se más efectivo puesto que es una muestra pequeña, una vez lavada la muestra recojo lo retenido y lo meto en el horno a secar, para luego pesar lo retenido en cada uno de los tamices usados en este ensayo.

2.4.8. Compactación o proctor

Es un procedimiento o estudio importante para el control de calidad de la compactación del material, mediante este ensayo es posible determinar la máxima densidad en el terreno con relación al grado de humedad, a una energía determinada de compactación. Existen dos formas de ensayo el proctor standard y el proctor modificado que lo que varía es el número de golpes.

El procedimiento consiste en tomar 3 a 4 muestras de 5000gr cada una pasantes del tamiz 3/4 y se le pone diferentes porcentajes de agua a cada muestra, se recomienda como porcentajes óptimos el 0%, 3%, 6% y 9% y se usa un cilindro o molde donde se harán 5 capas de material, compactadas cada una con 56 golpes generados por un martillo de caída de 10lb, en el cual ya en el 9% de agua debería bajar el peso.

2.4.9. Abrasión

Es el desgaste que tiene el material por causa de las condiciones de compactación o asentamientos.

El procedimiento es tomar una muestra de 50kg y proceder en los tamices de 3, 2 ½, 2, 1 ½, 1, 1/2, 3/4, 3/8 pulgadas a un tamizado teniendo una muestra total para el ensayo de 5000gr, eligiendo el grado de ensaye que represente la granulometría de la muestra que se meten en la máquina de los Ángeles con el número necesario esferas de acero y se deja dar 500 vueltas, para luego determinar el porcentaje de desgaste que tiene el material.

2.4.10. CBR

Este ensayo es para determinar la capacidad de soporte del suelo, midiendo la resistencia del esfuerzo cortante del suelo, determinando las características del terreno para una sub-rasante, sub-base y base de una estructura de pavimento.

El procedimiento es tomar 3 muestras de 6000gr cada una pasante del tamiz 3/4, se le coloca un porcentaje de agua a cada muestra, que se colocara en cada cilindro haciendo 5 capas de material en cada uno, donde se hará 1 cilindros con 56 golpes, otro con 25 golpes y el último con 12 golpes por cada capa, los golpes se los dará con un martillo de caída de 10lb, y antes de compactar el material se coloca un fondo falso y un filtro de papel, después se enraza para darle la vuelta al cilindro. Una vez dada la vuelta y asegurado el cilindro se le colocan las pesas donde 3 cilindros de 56, 25 y 12 golpes sucesivamente van a la piscina, es a este que se le denomina CBR en mojado o sumergido que es donde va a existir una saturación del suelo.

Al término del periodo de inmersión tomar las lecturas de expansión de cada probeta.

2.5. Material de mejoramiento estabilizado

La capa de mejoramiento forma parte de la estructura de pavimento, se la denomina también como una sub-rasante mejorada, que es sobre la cual se apoya el resto de la estructura, este material de mejoramiento es para mejorar las sub-rasante cuando no cumple las características ya que su valor de CBR está por debajo del 3%.

La estabilización es un tratamiento que se le da al material utilizando productos estabilizadores como; el cemento, el asfalto, la emulsión asfáltica y la cal, estos productos se mezclan al material con el fin de mejorar sus características de estabilidad y resistencia para poder usarlos como un material mejorado que alcance las características de una sub-base o unas base, tomando en cuenta también aspectos económicos.

2.6. El maicillo y los suelos residuales

2.6.1. Minerales en el desarrollo del perfil de meteorización en granitoides

En los suelos se encuentra una gran variedad de minerales, heredados de las rocas parentales o formadas durante el desarrollo del suelo, y las posibilidades de existencia de éstos están reguladas por la estabilidad de los minerales en el medio en que se encuentran. La estabilidad de los minerales es responsable a su vez de que la mineralogía de las fracciones gruesas (arenas) y la de las finas (arcillas) sea distinta. Las arenas representan una fracción muy estable, puesto que los granos de las arenas son de gran tamaño versus la poca superficie relativa que poseen frente a su volumen, y en ellas predominan los granos heredados, más o menos transformados. Las arcillas se caracterizan por su gran superficie vs su tamaño (partículas muy pequeñas, donde casi toda ella es superficie por ser un filosilicato), por lo que son muy activas y están constituidas por minerales de neo formación y de alteración.

Aunque en las rocas la meteorización química suele ser más intensa y produce su descomposición y cambios mineralógicos, la física rompe y disgrega la roca, debilitando la estructura rocosa al romperse los minerales y los contactos entre partículas, aumentando la superficie expuesta a la atmósfera y permitiendo la entrada del agua. Las rocas ígneas o metamórficas son químicamente inestables en superficie al haberse formado en condiciones de presión y temperatura muy diferentes, sufriendo intensa meteorización química y cambios mineralógicos.

La exposición de las rocas ígneas como granitos y las dioritas, da lugar a fracturas de descompresión paralelas a la superficie que permiten la meteorización química, produciéndose la alteración de los minerales de la matriz rocosa, feldespatos y micas a minerales arcillosos, mientras que el cuarzo permanece como una arena. Las discontinuidades son zonas preferenciales de alteración, y entre ellas los bloques de matriz se meteorizan esféricamente, quedando la parte central inalterada.

En general, la mayoría de los silicatos se meteorizan a minerales arcillosos. Bajo determinadas condiciones ambientales, como climas tropicales o húmedos, se

descomponen en óxidos e hidróxidos de aluminio y hierro. Los minerales arcillosos finales producto de la meteorización dependerán de los minerales arcillosos finales producto de la meteorización dependerán de los minerales originales, del contenido en agua y del ph.

El perfil de meteorización de granito incluye los minerales primarios y secundarios. Los minerales primarios son cuarzo, feldespato, piroxeno, hornblenda, olivino y mica, en general sueltos como granos por la meteorización física. Los minerales secundarios son formados desde los minerales primarios por meteorización química.

Los minerales secundarios son las componentes más importantes en los perfiles de meteorización como lo muestra la siguiente secuencia (Huang et al., 1996; Wang, 1992; Li, 1987):

1. Feldespato → sericita→hidromica→caolinita ;
2. Piroxeno y hornblenda→clorita→montmorillonita→halloysita→caolinita;
3. Biotita→vermiculita→montmorillonita→caolinita
4. Cuarzo→silice→calcedonia→cuarzo secundario.

Los perfiles de meteorización de granitos contienen en general abundante halloysita. Por ejemplo, sobre el 75% del total del contenido total de arcillas y sobre el 25% del contenido

De los suelos son compuestos de halloysita en los granitos completamente meteorizados.

2.6.2. Características físicas de los saprolitos graníticos

La densidad seca varía entre 2,54 a 2,69 en roca fresca, mientras que en roca meteorizada se encuentra entre 1.94 y 2.65 y en saprolitos graníticos entre 1.33 y 2.25 en los perfiles estudiados por Sequeira Braga (2002). Típicamente, los saprolitos pueden ser clasificados como arena gruesa (0.2 – 2 mm), entre 27% y el 53%, y bajos porcentajes de fracciones menores a los 2 µm. Acorde a la clasificación de Brewer

(1964), los saprolitos de todas las rocas graníticas del Noroeste de Portugal están compuestas esencialmente por granos de cuarzo, feldespatos y algo de mica. Los saprolitos graníticos son aplasmogénicos (Pédro, 1984), es decir, su contenido de minerales secundarios o “plasma” es muy bajo según Sequeira Braga et al. (1989, 1990). Sequeira Braga estudió la formación de minerales secundarios en cortes pulidos en roca meteorizada y en saprolito (2002). El estudio micromorfológico de la roca meteorizada muestra fisura en los sistemas y microcracks intergranulares. La plagioclasa es el mineral más afectado por este proceso y la porosidad incrementa significativamente comparado con la de la microclina. En contraste, el cuarzo es el mineral menos afectado, mostrando sólo algunas fisuras, pero no evidencia disolución química. Diferencias entre las modificaciones físicas de los minerales primarios son también reflejadas por su alteración química. En saprolitos como el del granito de Oporto, la plagioclasa es reducida de tamaño de grano y los fragmentos corroídos son embebidos en una matriz de caolinita. La Gibbsita es considerada por muchos autores como el mineral final en la secuencia de meteorización de los minerales aluminosilicatados (Harriss y Adams, 1996; Meunier y Velde, 1979; Penven et al., 1983; Anand et al., 1985), pero en Oporto no fue encontrada.

2.6.3. Características del maicillo.

Las rocas graníticas, principalmente de grano grueso y colores claros son duras y densas cuando están frescas y son francamente impermeables, por lo que pueden considerarse como acuífugos típicos (es decir, formaciones de muy baja porosidad y muy baja permeabilidad, las cuales, en consecuencia, no almacenan ni transmiten aguas) (Espinoza, C. 2004).

Las rocas graníticas, atacadas por procesos de meteorización, originan materiales de textura arenosa (maicillo), que al contar con recursos de agua, pueden dar origen a napas de relativa importancia

El maicillo es generado por la meteorización creciente en profundidad de la roca “madre” y clasifica como arena arcillosa en superficie, para transformarse en arena

limosa en profundidad. Este tipo de suelo puede mantener los planos de clivaje o diaclasas de la roca granítica que le dio origen, los que en ocasiones se encuentran arcillizados, constituyendo planos de debilidad. Según la frecuencia y orientación de estos planos con respecto al talud del corte se generan deslizamientos a través de ellos, dando origen a fallas de talud que van desde desprendimientos locales a fallas masivas. Las diaclasas heredadas de la roca granítica madre poseen resistencia al corte muy baja producto de las pátinas arcillizadas (plano espejo) en condiciones normales que disminuyen drásticamente ésta resistencia por la acción del agua.

El término de saprolito granítico, viene desde la mecánica de suelos, donde se denomina saprolito o regolito al macizo rocoso meteorizado que conserva la estructura rocosa, aunque la composición de la roca matriz se haya alterado y tenga menos resistencia que la roca sana, pudiendo presentar, además las discontinuidades originales del macizo, otros planos de debilidad por alteración preferencial. Según el grado de meteorización pueden conservar los bloques de matriz rocosa o presentar un comportamiento de suelos. De esta forma, ante la meteorización de un cuerpo granítico, si éste aún conserva la estructura del macizo parental pudiendo además presentar nuevas discontinuidades, es posible entonces llamarlo saprolito granítico.

2.6.4. Los suelos residuales

Las rocas son agregados naturales duros y compactos de partículas minerales con fuerte uniones cohesivas permanentes que habitualmente se consideran como un sistema continuo. La proporción de diferentes minerales, la estructura granular, la textura y el origen de la roca sirven para su clasificación geológica.

Los suelos, son agregados naturales de granos minerales unidos por fuerzas de contactos normales y tangenciales a las superficies de las partículas adyacentes, separables por medios mecánicos de poca energía o por agitación de agua.

Un criterio ampliamente extendido para el establecimiento de los límites entre suelo y roca es el valor de la resistencia a la compresión simple, o máximo esfuerzo que soporta

una probeta antes de romperse, al ser cargada axialmente en laboratorio. En la zona de transición se encontrarían los denominados suelos duros y rocas blandas. Los límites sugeridos por diferentes clasificaciones y autores han ido rebajándose hasta 1 o 1,25 MPa debido a que algunas rocas muy blandas presentan resistencias de este orden (De vallejo, 2002).

Para agrupar o clasificar los suelos residuales hay métodos basados en la meteorización, mineralogía, clasificación pedológica y métodos usados para usos locales y/o tipos de suelos provenientes de tipos de rocas específicas (Wesley, 2009).

2.6.5. Clasificación de suelos residuales mediante meteorización

Los suelos se originan por los procesos de alteración y disgregación de las rocas sedimentarias, ígneas o metamórficas, sometidas a la acción ambiental disgregadora de la erosión en su tres facetas; física, química y biológica. Todo ello da lugar a fenómenos de disgregación (alteración o meteorización) y transformación de la roca, creándose el perfil de meteorización. En este perfil la roca madre ocupa la parte más baja y alejada de la superficie y el suelo la más alta. Los suelos residuales se forman cuando el producto de la descomposición de la roca permanece en el lugar de origen Figura 2.3.

Figura 2.3. Perfil suelo residual.



Fuente: De Vallejo, L. G. (2002). Ingeniería geológica. Prentice Hall

La clasificación es mediante el método de la meteorización es la representación. Las limitaciones de este método son que, primero, no describen una clasificación de los suelos residuales, describen más bien los perfiles de meteorización de la roca. En segundo lugar proveen información del estado del suelo in-situ pero no una composición del suelo mismo, finalmente esta clasificación debería estar unida a algún tipo de comportamiento, como si lo hace la clasificación USCS (Clasificación Unificada del Suelo), este método sólo es relevante para tipos de roca particulares, un ejemplo de esto es la Figura 2.4. y Figura 2.5.

La Figura 2.4. (a) presenta la meteorización gradual típica del granito donde se muestra un perfil que se compone de una serie de zonas gruesas espesores similares, donde el límite entre el suelo y la roca suele ser súbita, con una transición delgada de material.

Estas transiciones de roca a suelo también se presentan en la Figura 2.4. (b) en rocas basálticas que por ejemplo se encuentran en la isla Norte en Nueva Zelanda y en las arcillas rojas derivadas de rocas andesíticas y basálticas de la isla de Java en Indonesia.

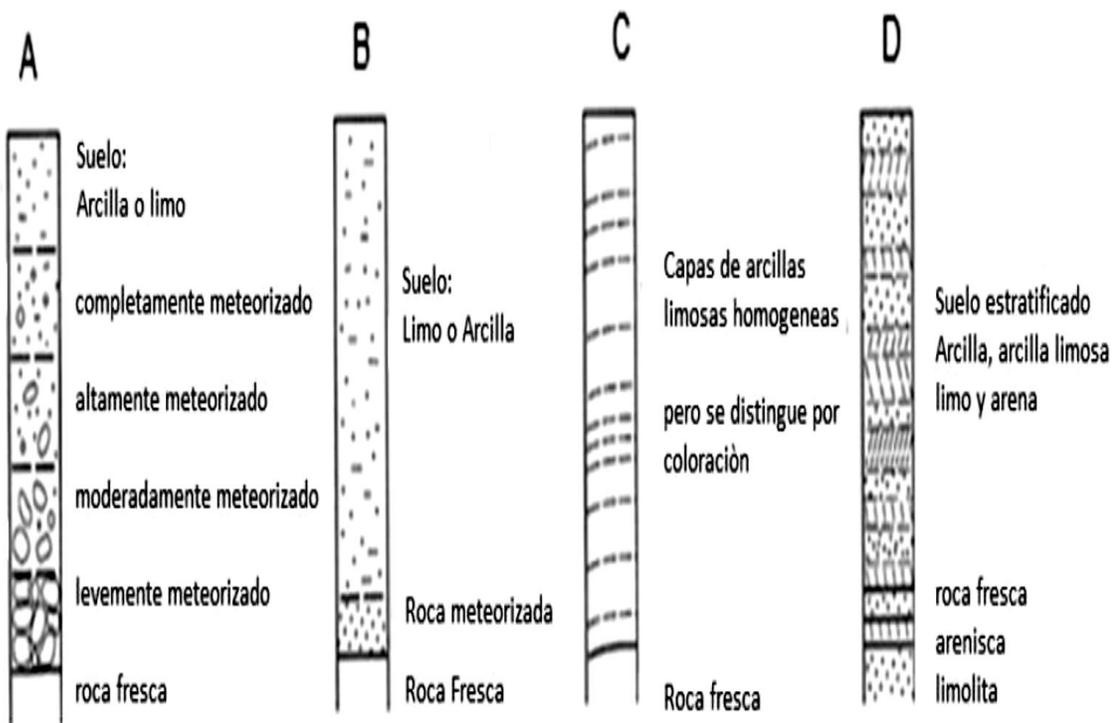
Los pedólogos plantean que las rocas básicas se meteorizan más rápidamente a suelos que las rocas ácidas, esto debido a que se produce una capa de contacto delgada entre los minerales, por el contrario la zona de alteración en rocas ácidas ricas en cuarzo tienden a ser bastante gruesa por lo que toma mayor tiempo en ser meteorizada, en parte por la estabilidad química que tiene el cuarzo (Townsend 1985 en Wesley, 2009).

En la Figura 2.4. (c) se presenta un suelo de cenizas volcánicas, estos presentan límites abruptos entre el suelo y la roca subyacente, como se presenta por ejemplo en los lahares basálticos o andesíticos, o también en rocas sólidas. Dicho límite en suelos de cenizas volcánicas se presenta no sólo debido a la naturaleza del proceso de la meteorización, sino a que la ceniza ha sido depositada en la parte superior de la roca y el suelo se deriva de ceniza fresca y no de la roca subyacente.

En las rocas sedimentarias como: areniscas, rocas blandas, lutitas y shales, el proceso de meteorización no suele romper los minerales de la roca para convertirlos

químicamente en minerales arcillosos, pero si puede y suele suceder que por procesos de meteorización química (por ejemplo con hidrólisis) que entre las estratificaciones por las infiltraciones de agua libere los minerales arcillosos existentes en la roca parental generando una pérdida de cementación. En esta situación, el perfil del suelo suele presentar capas intercaladas de rocas meteorizadas como se muestra en la Figura 2.4. (d). Por ejemplo en Auckland (Nueva Zelanda) se presentan capas intercaladas de arenisca y lodolitas (conocidas como secuencia de Waitemata). Esta roca blanda presenta resistencias a la compresión no confinada generalmente entre 1500-4000 kPa (Wesley, 2009).

Figura 2.4. Variación de los perfiles en suelos residuales (Wesley 2009)



Fuente: De Vallejo, L. G. (2002). Ingeniería geológica. Prentice Hall

Figura 2.5. Grado de meteorización según varios autores

Perfil Esquemático	Love (1951) Little (1961)	Vargas (1951)	Sowers (1954, 1963)	Chandler (1969)	Geological Soc. eng Group(1970)	Deere y Patton (1971)
	Rocas ígneas	Ígneas Basálticas y Areniscas	Ígneas y metamórficas	Margas y limolitas	Rocas ígneas	Ígneas y metamórficas
	VI Suelo	Suelo residual	Zona superior	V completamente alterada	VI Suelo residual	Horizonte IA
	V Completamente alterada	Suelo residual joven	Zona intermedia	Parcialmente alterada	IV	Horizonte IB
	IV altamente alterada	Capas de roca desintegrada	Zona Parcialmente alterada		III	Horizonte IC (Saprolito)
	III Moderadamente alterada				II	IA Transición con roca meteorizada saprolito
	II Algo alterada					IB Parcialmente meteorizada
	I Roca sana	Roca sana	Roca inalterada	I Roca inalterada	IA Roca sana	Roca sana

Fuente: De Vallejo, L. G. (2002). Ingeniería geológica. Prentice Hall

El grado de meteorización o la evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso se realizan por observación directa del afloramiento y comparación con los índices estándares recogidos en tabla 2.4. por el ISRM (1981) “Evolución del grado de meteorización del macizo rocoso”, suelo residual se define cuando “todo el macizo rocoso se ha transformado en suelo. Se ha destruido la estructura del macizo y la fábrica del material”, mientras que para un macizo rocoso completamente meteorizado “todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso”.

Tabla 2.4. Grado de meteorización

Clase	Tipo	Descripción
I	Masivo	Pocas discontinuidades o espaciado muy grande.
II	Cubico	Bloques aproximadamente equidimensionales
III	Tabular	Bloques con una dimensión considerablemente menor que las otras dos.
IV	Columnar	Bloques con una dimensión considerablemente mayor que las otras dos.
V	Irregular	Grandes variaciones en el tamaño y forma de los bloques.
VI	Triturado	Macizo rocoso muy fracturado.

Fuente: International society for rock mechanics (ISRM) 1981

2.6.6. Clasificación de los suelos residuales

Las características específicas de los suelos residuales que los distinguen de los suelos sedimentarios pueden generalmente ser atribuidas a la presencia de arcillas inusuales o estructuras particulares afectadas, como la presencia de un suelo intacto y parcialmente meteorizado, planos de debilidad, y cementantes interpartículas, estas influencias pueden ser agrupadas bajo su composición y su estructura, (Wesley, 2009).

La composición incluye el tamaño de partículas, su forma, y especialmente su mineralogía, mientras que la estructura incluye la macro estructura y la microestructura.

Un primer paso para agrupar los suelos residuales es dividirlos en grupos basados en la composición por sí mismo, sin referencia a su estado inalterado. Así como lo describe Wesley, (2009), quien sugirió los siguientes grupos (tabla 2.5.):

- **Grupo A: Suelos sin una fuerte influencia mineralógica**

A parte de los suelos que son fuertemente influenciados por las arcillas minerales, hay un grupo de suelos que pueden tener propiedades similares con influencia de la

mineralogía, en general los suelos que tienen un perfil de meteorización como el ilustrado en la Figura 2.4. (a), están presentes en este grupo. Por ejemplo los suelos provenientes de los granitos meteorizados son típico ejemplo de este grupo, estos suelos son de naturaleza gruesa que cuentan con una pequeña fracción de arcillas, y rara vez en la parte superior del suelo se encuentran suelos con propiedades influenciadas por los minerales de arcilla.

Este grupo de suelos se subdivide en 2 grandes grupos (a y b) y en un grupo más pequeño (c):

- ✓ **Subgrupo a):** suelos en donde la macroestructura juega un papel importante en el comportamiento de los suelos, por ejemplo los horizontes más profundos presentados en la Figura 2.4. (a), en esta categoría se Incluyen todos los detalles que se pueden observar visualmente como lo son las discontinuidades, las capas, las fisuras, los poros, la presencia de materiales no meteorizados o parcialmente meteorizados y las estructuras heredadas.

- ✓ **Subgrupo b):** suelos sin macroestructura, pero con una fuerte influencia de la microestructura. La influencia más importante de la microestructura son las uniones entre las partículas o la cementación, y aunque esta no puede ser identificada visualmente, puede ser inferida por aspectos básicos del comportamiento de los suelos. La sensibilidad, en particular es una buena medida de medición de la presencia de esta cementación que se pierde cuando se remodela el suelo. Este grupo también tiene en cuenta la fábrica, la forma y el tamaño de los poros, etc.

- ✓ **Subgrupo c):** suelos que no están fuertemente influenciados ni por la macro estructura ni por la microestructura, este subgrupo es un grupo menor, pocos suelos residuales del grupo a) caen en esta categoría

- ✓ **Grupo B:** suelos con una fuerte influencia mineralógica proveniente de las arcillas convencionales comúnmente encontradas en los suelos sedimentarios

En este grupo entran los suelos que son fuertemente influenciados por las arcillas minerales, como las normalmente encontradas en suelos sedimentarios, el miembro más significativo en este grupo son los suelos llamados Vertisoles (en la clasificación FAO), las arcillas negras (Black cotton soils) y en general las tierras negras, se caracterizan por su gran capacidad de expansión y retracción, alta compresibilidad y baja resistencia, estas características son directamente relacionadas a su predominante mineralogía, la cual es montmorillonita, o materiales similares a las del grupo de las esmecitas.

La información en la literatura sugiere que otros suelos residuales que pertenecen a este grupo aunque algunos suelos se deriven de rocas sedimentarias, como areniscas y lodolitas tienen propiedades que son fuertemente influenciadas por la composición mineralógica (Wesley, 2009).

- **Grupo C:** suelos con una fuerte influencia mineralógica proveniente de minerales de arcillas especiales que no están presentes en los suelos sedimentarios.

Los dos minerales más importantes aquí son las arcillas silíceas; la halloysita y la Allofanita, y los minerales asociados son conocidos como los sesquióxidos. La influencia de la allofanita (hidrosilicato de aluminio amorfo, del grupo de los filosilicatos) y la halloysita (filosilicato) y en el suelo dan propiedades claras y documentadas a diferencia de la influencia de los sesquióxidos, en todo caso es importante subdividir el grupo en 3 subgrupos:

- a) **Suelos de halloysita:** la influencia principal es este mineral que aparenta tener de buenas propiedades ingenieriles, a pesar su alto contenido de arcilla y pequeños tamaños de partículas, y altos contenidos de agua natural, las buenas propiedades ingenieriles aparentan ser resultado de la composición mineralógica, o en algunos

casos de la cementación, ejemplo de este subgrupo son las arcillas rojas, Latosoles, Oxisoles y los Ferrisoles.

- b) **Suelos de allofanita:** las propiedades de la allofanita son dramáticas y difíciles de comprender, se encuentran rangos de contenidos de agua entre 80% y 250%, pero siguen funcionando perfectamente como materiales para ingeniería, son frecuentemente muy superiores a los suelos con contenidos de agua previamente mencionados, ejemplo de este subgrupo son los suelos de las cenizas volcánicas y Andosoles.
- c) **Suelos influenciados por la presencia de sesquióxidos:** el papel principal de los sesquióxido parece ser cementar y unir minerales que constituyen el suelo, con la suficiente concentración de esquistos se forman materiales comúnmente conocidos como lateritas, la relación Sílice/Aluminio ($\text{SiO}_2/\text{AL}_2\text{O}_3$) y la relación de Sílice/esquióxido se obtiene un indicador del grado de laterización. Este subgrupo puede quizá ser en términos generales el grupo de las lateritas, los duracretos y los suelos ferralíticos.

A continuación en la Tabla 2.5., se presenta un resumen del método basado en la mineralogía y estructura propuesto por Wesley & Irfan (1997).

Tabla 2.5. Sistema de clasificación de los suelos residuales

Grupo	Subgrupo	Ejemplo	Identificación	Comentarios
A Suelos sin influencia mineralógica fuerte	(a) Influencia fuerte de la macroestructura	Suelos de rocas ígneas ácidas o intermedias rocas sedimentarias muy Meteorizadas	Inspección visual	Este es un grupo muy grande de suelos, incluyendo los saprolitos, cuyo comportamiento en las laderas es dominado por la influencia de las discontinuidades fisuras, etc.
	(b) Influencia fuerte de la macroestructura	Suelos de rocas ígneas y sedimentarias	Inspección visual y evaluación de la sensibilidad e índice de liquidez	Son suelos esencialmente homogéneos. Es importante la identificación de la naturaleza y el papel de las discontinuidades heredadas, tanto primarias como secundarias para la entender el comportamiento.
	(c) Poca influencia de la estructura	Suelos derivados de rocas muy homogéneas	Poca o ninguna sensibilidad y apariencia uniforme	Se comportan en forma similar a los suelos moderadamente sobre consolidados

Grupo	Subgrupo	Ejemplo	Identificación	Comentarios
B Suelos fuertemente influenciados por minerales comunes	(a) Grupo de la Esmectita y Montmorillonita	Suelos negros tropicales y suelos formados en condiciones pobremente drenadas	Colores gris a negro y alta plasticidad	Suelos problemáticos encontrados en zonas planas; son de baja resistencia, alta comprensibilidad y características fuertes de expansión y contracción.
	(b) Otros minerales comunes			Subgrupo relativamente pequeño
Suelos fuertemente influenciados por minerales arcillosos propios solamente de los suelos residuales	(a) Grupo de Alófanos	Suelos derivados de roca volcánica	Contenidos de agua muy altos y cambios irreversibles al secarse	Altos límites líquidos y plásticos. Las características de ingeniería son generalmente buenas, aunque en algunos casos, la alta sensibilidad hace difícil la compactación
	(b) Grupo de la Halloisita	Suelos derivados de rocas volcánicas antiguas, especialmente arcillas rojas tropicales	Color rojo, topografía bien drenada	Suelos finos de baja a media plasticidad, pero de baja actividad. Las propiedades de ingeniería son generalmente buenas, (Debe tenerse en cuenta que con frecuencia, se traslapan los suelos alófanos y los halloisiticos.
	(c) Grupo de los Sesquioxidos	Suelos lateríticos o lateritas	Apariencia granular o nodular	Es un grupo muy amplio que van desde arcilla

Fuente: (Wesley & Irfan, 1997).

La aplicabilidad de las teorías y los criterios de diseño geotécnico que existen actualmente, podría no ser completamente válida en el caso de suelos residuales o en macizos rocosos completamente meteorizados, debido a diferencias importantes que existen en la constitución y estructura de los suelos y de las formaciones residuales, y las de los suelos que sirvieron de modelo para el desarrollo de la mecánica de suelos tradicional. Esta diferencia es debida principalmente, al fenómeno de la meteorización que es extensa y profunda en la mayoría de las formaciones de suelos residuales.

Como características de los suelos residuales pueden mencionarse las siguientes (Brand, 1985):

- a) No pueden considerarse aislados del perfil de meteorización, del cual son solamente una parte componente. Para definir su comportamiento y las posibilidades de ocurrencia de deslizamientos, interesan prioritariamente las características del perfil estratigráfico que pasan a determinar la ocurrencia de potenciales fallas por sobre las propiedades del material en sí.
- b) Son generalmente muy heterogéneos y difíciles de muestrear y ensayar.
- d) Este tipo de suelos suele formarse en climas templados a húmedos, así como en climas tropicales, donde el proceso de meteorización tanto físico como químico permite el desarrollo de este tipo de suelos. De esta forma, es común que se encuentren en estado húmedo, lo cual representa una dificultad adicional para evaluar su resistencia al corte.
- e) Generalmente, poseen zonas de alta permeabilidad, lo que los hace muy susceptibles a cambios rápidos de humedad y saturación.

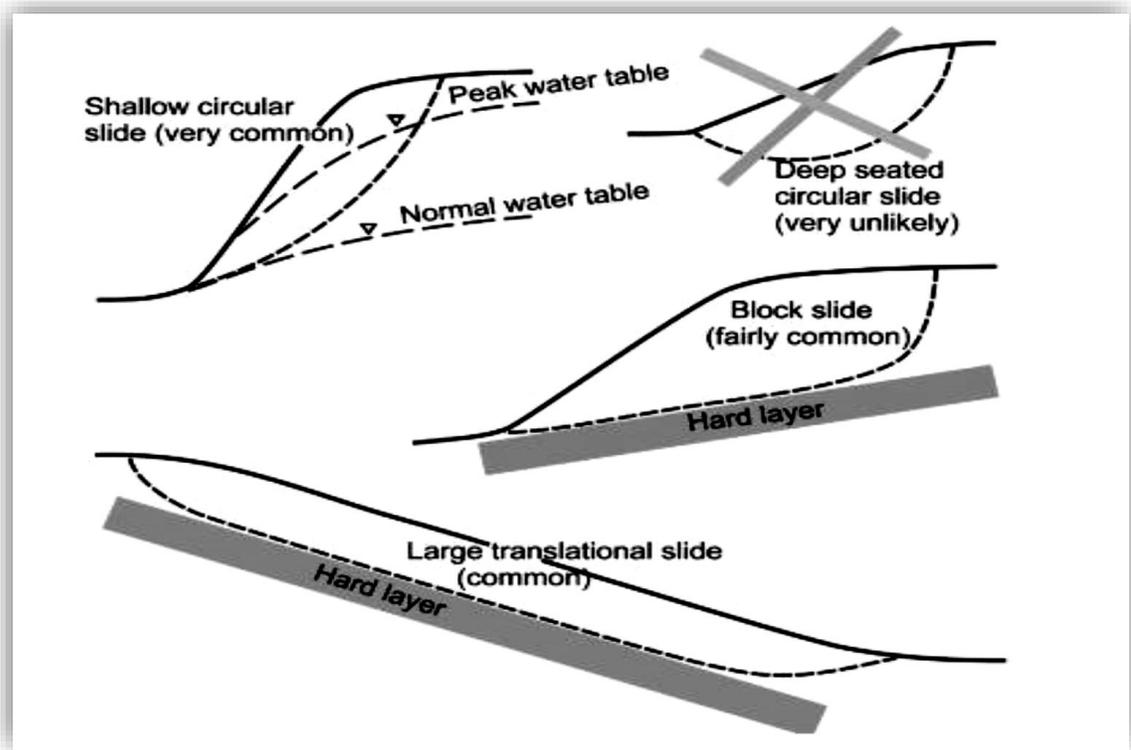
En tanto los principios generales de estabilidad de taludes se aplican por igual tanto a suelos sedimentarios como suelos residuales, pero hay diversos aspectos del comportamiento de la pendiente que le son propias, o característica de los suelos residuales. Estos incluyen lo siguiente (Wesley, 2011):

- a) Las pendientes en suelos residuales (con exclusión de suelos de "Algodón negro") generalmente se mantienen estables en ángulo mucho más pronunciado que en

suelos sedimentarios. Taludes de 45° o más son frecuentes. Los cortes en cenizas volcánicas arcillas (alofanas) a menudo con 10 m de altura y 60° , no tienen peligro de deslizar.

- b) Las fallas en suelos residuales, especialmente cuando son pendientes empinadas, es poco probable que sean fallas circulares profundas, son más bien fallas poco profundas ligeramente curvadas o casi planar (Figura 2.6.). Sin embargo el volumen de material involucrado puede ser muy grande.

Figura 2.6. Modos de falla en suelos residuales



Fuente: Wesley, 2009

- c) El valor de c por lo general juega un papel importante en el mantenimiento de la estabilidad; debido a la forma de enlaces débiles entre partículas.

- d) La resistencia residual es generalmente más cerca del peak que en el caso de la mayoría de los suelos sedimentarios, especialmente en arcillas que contienen minerales alófono o halloysita.
- e) La estabilidad de muchos taludes en suelos residuales depende de la contribución a la resistencia al corte derivados de la zona de presiones de poro negativa por encima del nivel freático.
- f) Con la presencia de discontinuidades en suelos residuales (posiblemente la mayoría), puede ser el factor que rige el comportamiento de estabilidad de taludes.
- g) La medida en que la estabilidad de taludes en suelos residuales son evaluados por los métodos analíticos es muy limitada, debido a las incertidumbres de los parámetros resistentes y en las condiciones de infiltración.
- h) Los deslizamientos de tierra en las zonas de suelos residuales en general son provocados por las fuertes lluvias, y son el resultado del aumento temporal de las presiones de poro en la pendiente. Esta es una diferencia importante con los suelos sedimentarios, donde el nivel freático tiende a permanecer constante no afectado por el clima.
- i) Los terremotos fuertes también puede ser el detonante de deslizamientos de tierra.
- j) La causa real de un gran número de deslizamientos en suelos residuales es la intervención humana. Los cortes en las laderas, la interferencia con el drenaje natural, los patrones de infiltración y la deforestación son factores que conducen a la reducción de la estabilidad y, posiblemente a fallas, especialmente en las zonas urbanas.

CAPÍTULO III

INVESTIGACIÓN SOBRE EL MEJORAMIENTO DE BASE GRANULAR

3.1. Materiales y métodos

Introducción

En principio la realización de este capítulo se debe a todos los ensayos que englobaron la caracterización y pruebas de evaluación de los materiales, para poder establecer las características de las mezclas que cumplen con los requerimientos para el objeto del estudio, y de esa manera poder encontrar el contenido óptimo del material maicillo (saprolito granítico) en adición a la capa base.



Foto: Banco de préstamo Cañadas-Entre Ríos

El material utilizado para capa base pertenece al material existente en el tramo Entre Ríos-Palos Blancos específicamente del banco de préstamo Cañadas se utilizó este material porque en la actualidad se encuentra en construcción y la facilidad para retirar el material.

Para ello el procedimiento de laboratorio se realizó en dos partes:

- ❖ Primera Orientada a realizar la caracterización y evaluar las características de los diferentes materiales que intervienen en la mezcla, la capa base y el maicillo de forma separada.
- ❖ Segunda: Destinada a ensayar las mezclas del material maicillo para las cuales se realizaran pruebas de compactación, C.B.R., y Permeabilidad.

A partir de estos ensayos encontramos el contenido óptimo del material de adición en función a los resultados de las pruebas de evaluación

3.2. Exploración y muestreo

Los criterios básicos para seleccionar una muestra de suelo se fundamentan de acuerdo a la aplicación que van a desempeñar una muestra de suelo se fundamenta de acuerdo a la aplicación que van a desempeñar los mismos en un determinado trabajo.

Estos criterios se apoyan directamente en el origen y formación de los suelos, cuyos datos nos proporcionan una idea global de los suelos su aplicación y las bases para una adecuada selección.

El suelo representa todo tipo de material terroso. Desde un relleno de desperdicio hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. De esta definición se excluyen las rocas (sanas, ígneas o metamórficas) y los depósitos sedimentados altamente cementados, que no se ablanden o desintegren rápidamente por la acción de la intemperie.

En este trabajo de investigación nos interesa dirigirnos a suelos o materiales finos no consolidados que son el resultado de la desintegración de las rocas madres.

Es muy importante que se conozcan los pasos a seguir para poder seleccionar las muestras ya que toda especificación tiene rangos y mínimos con los cuales se escogerá adecuadamente una muestra.

La muestra se la extrajo cumpliendo las especificaciones y siguiendo los pasos indicados en el manual de ensayos de suelos y materiales de la A.B.C. para la extracción de muestras.

Uno de los parámetros para la selección de la muestra se rige fundamentalmente en conseguir una muestra integral del suelo maicillo

3.3. Ubicación de la zona

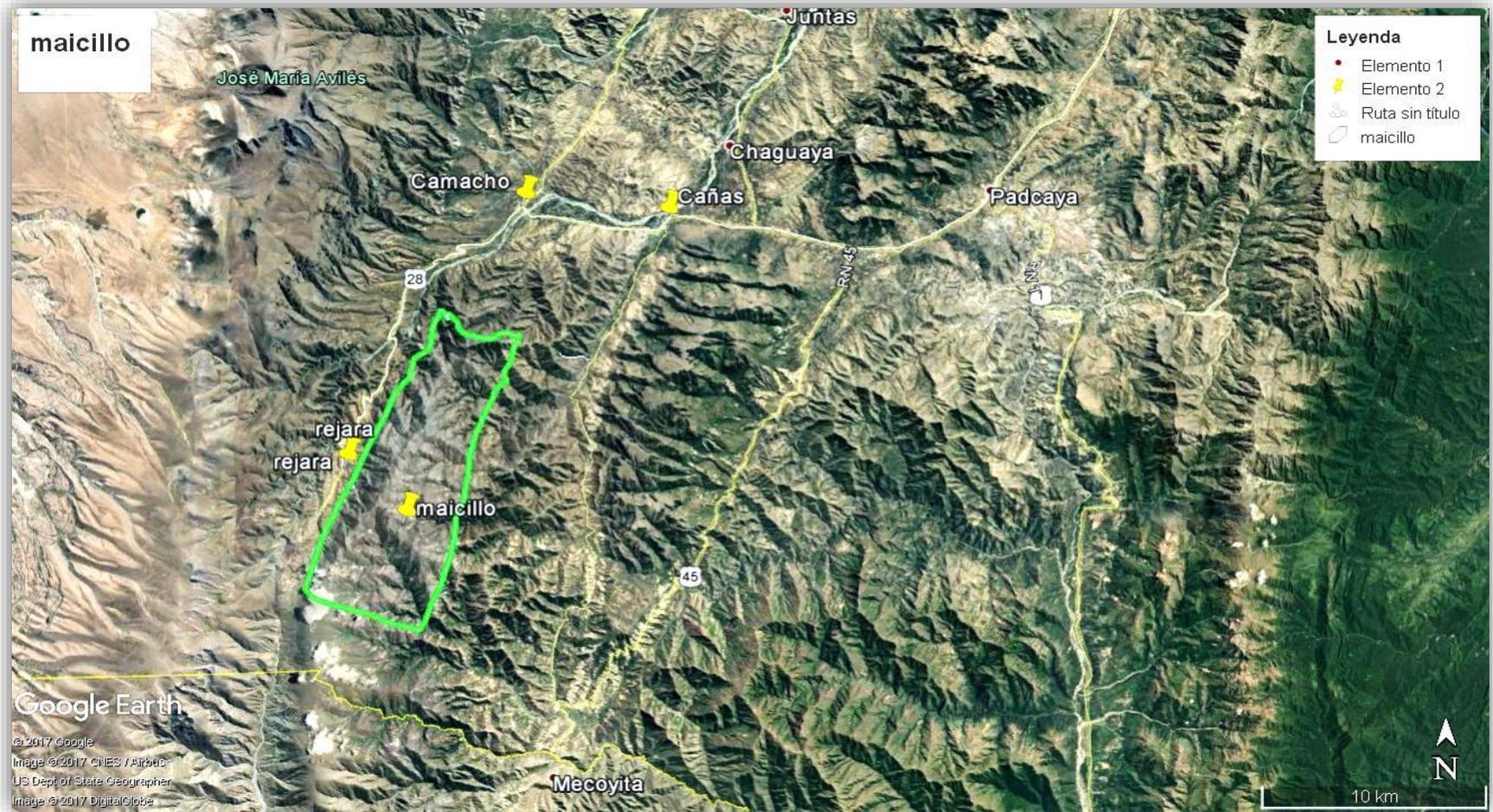
La zona de extracción de material maicillo está ubicada en la comunidad de Rejara en la provincia Arce en coordenadas latitud $22^{\circ} 1'25.13''S$ y Longitud $64^{\circ}57'35.31''O$

Figura 3.1. Mapa político de Tarija



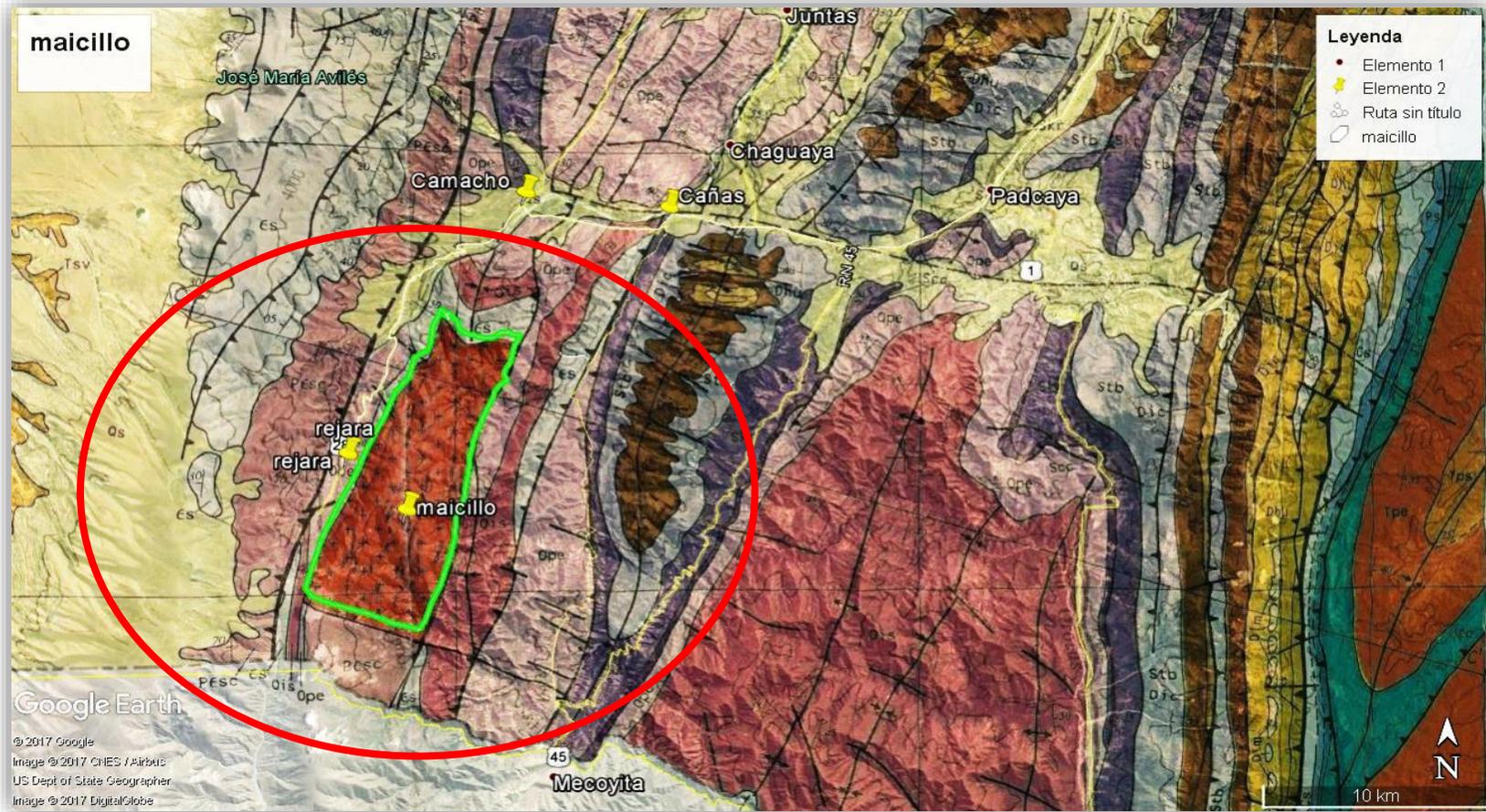
Fuente: Mapas políticos

Figura 3.2. Imagen satelital de google earth del área de influencia del maicillo



Fuente : Google earth

Figura 3.3. Mapa geológico del área de la formación Rejara



Fuente: GEOBOL-SGAB International, Suecia 1992

3.4. Definición y evaluación de la muestra

Población y muestra

La población universo tomada para este proyecto de investigación, estuvo constituido por el material maicillo de la comunidad de Rejara en la provincia de Arce, en las cuales encontramos el material granular al cual se le aplico las respectivas pruebas de laboratorio.

3.5. Recolección de datos

3.5.1. Muestras e instrumentos de recolección de datos

El principal método, técnica por el cual se desarrolló esta investigación, es por medio de la prueba de ensayo de materiales, los mismos que fueron realizados en el laboratorio de suelos y hormigón de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho y el laboratorio Soils Testing, estos ensayos fueron aplicados a las muestras provenientes de la comunidad de Rejara y Entre ríos-palos blancos y estos ensayos fueron los siguientes:

Humedad natural

Granulometría

Límites de consistencia

Peso específico

Caras fracturadas

Equivalente de arena

Abrasión

Compactación

CBR

Permeabilidad.

3.5.2. Normas empleadas en el proyecto de investigación

Normas empleadas

ASTM D-420 Investigación de suelos y rocas para propósitos de Ingeniería.

ASTM D-2216 Contenido de humedad natural.

ASTM D-422 AASHTO T88 Análisis granulométrico por tamizado

ASTM D-4318-84 Limite Líquido, limite plástico e índice de plasticidad de suelos

ASTM D-845 AASHTO T100 Determinación del peso específico de los suelos

ASTM D-5821 Porcentaje de caras fracturadas

ASTM C-131 Abrasión mediante la máquina de los Ángeles

ASTM D-2487 Clasificación SUCS-incluye granulometría y L.A.

AASHTO M-145 Clasificación ASSHTO-incluye granulometría L.A

ASTM D-1557 Ensayo de Proctor modificado

ASTM D-1883 C.B.R. (Incluye Proctor)

ASTM D 2419 Equivalente de arena

3.6. Análisis de los datos

3.6.1. Determinación del contenido de humedad natural (ASTM D-2216)

El contenido de humedad o porcentaje de humedad de un suelo es la relación que existe entre el peso del agua que contiene y el peso de las partículas sólidas que conforman la muestra, el cual debe ser siempre expresado como un porcentaje. Este porcentaje es de sencilla obtención y tiene una gran utilidad. Los poros que existen en los agregados, en muchos de los casos pueden estar llenos con agua, teniendo un grado de humedad, este

es de vital importancia, ya que depende de este el porcentaje de agua que necesitara para otros ensayos.

Objetivo

Determinar el contenido de agua que contiene una muestra representativa de material en porcentaje

Equipo

Horno (tipo tiro forzado con control automático con el fin de que logre mantener una uniforme y constante temperatura de 110 ± 5 ° centígrados.

Balanza electrónica con precisión de 0,01 gr

Taras de metal

Procedimiento

Realizar el ensayo a todo el material resulta innecesario, por lo que solo se debe realizar a muestras representativas, el material que se utiliza en el ensayo debe de almacenarse en recipientes susceptibles a la corrosión a una temperatura que se encuentre entre los 3 y 30 grados centígrados y en un lugar que no esté expuesto a la luz directa del.

Se procede de la siguiente manera.

1. Se pasa el material por el tamiz número $\frac{3}{4}$
2. Seleccionar los recipientes en los cuales se colocaran las muestras, siempre teniendo en cuenta que los recipientes deben estar secos y limpios tomando como datos el número de recipiente en la hoja de datos.
3. Pesar los recipientes vacíos y anotar los valores correspondientes para cada recipiente en la hoja de datos.

4. Tomar las muestras del material pasado por el tamiz $\frac{3}{4}$ y colocarlos en los recipientes, tomando para cada muestra los pesos y colocándolos en la hoja de datos.
5. Llevar los recipientes al horno precalentado a unos 110 ± 5 °C de temperatura durante aproximadamente un día.
6. Pesar las muestras sacadas del horno y anotando los respectivos pesos para cada muestra en la libreta de datos.

Tabla 3.1. Humedad natural capa Base

Humedad Natural			
Cápsula	1	2	3
Peso de suelo húmedo + Cápsula(gr)	159.6	149.7	132.60
Peso de suelo seco + Cápsula(gr)	158.22	148.3	131.40
Peso de cápsula(gr)	58.66	47	45.00
Peso de suelo seco (gr)	99.56	101.3	86.4
Peso del agua (gr)	1.38	1.4	1.2
Contenido de humedad (%)	1.39	1.38	1.39
PROMEDIO		1.39	

Fuente: Elaboración propia

3.6.2. Determinación de la granulometría del material

Los materiales pétreos, por los mismos métodos por los cuales son extraídos de los yacimientos tienen diversas composiciones granulométricas, las cuales para poder determinar el material con el cual se está trabajando se vuelve necesario determinar la distribución de los tamaños de las partículas que conforman el agregado.

Cada uno de los materiales que son utilizados en la edificación de pavimentos requiere el cumplimiento del tamaño de las partículas que forman dicho material, lo cual se

consigue por medio del establecimiento de márgenes, márgenes entre los cuales deben encontrarse las partículas del material estudiado en ciertas proporciones.

Es necesario que las partículas dentro del agregado se enmarquen dentro de los porcentajes que debe cumplir según las especificaciones, para esto es necesario comprender el método de medición del tamaño de dichas partículas.

Granulometría

La granulometría se determina mediante el análisis del material que pase o quede retenido en cada uno de los tamices designados para el ensayo.

Al realizar el análisis de tamices se debe pasar el material de muestra por una serie de tamices con diferentes tamaños de aberturas, cada uno de los tamices debe tener una abertura de un tamaño definido y específico.

Los agregados dependiendo de su tamaño quedan clasificados en dos grupos, si el material de muestra queda retenido en tamices de aberturas grandes se considera agregado grueso, y si queda retenido por tamices de aberturas pequeñas se denominara agregado fino.

Al realizar la granulometría de un agregado se debe tener en cuenta el peso total de la muestra.

La granulometría se logra determinar por medio del cálculo de los pesos del material retenido en cada tamiz calculando los porcentajes de los materiales retenidos en cada uno de los tamices tomando en cuenta el peso total de la muestra.

Las fracciones de los agregados están definidos por medio de los siguientes datos.

Agregado Grueso: Todo el material retenido por el Tamiz N° 4

Agregado Fino: Todo material que pase el Tamiz N° 4

Para determinar la graduación de los materiales, existen dos tipos de ensayos.

Tamizado en seco

Para el análisis granulométrico de agregados gruesos y finos para tamizado en seco, (AASHTOT-27).

Tamizado por vía húmeda

Para el análisis granulométrico de agregados gruesos y finos para tamizado por vía húmeda, (AASHTO T-11).

Objetivo

Determinar de manera cuantitativa la distribución de tamaños de la muestra de mejoramiento, la cual será objeto de estudio.

Equipo

1. Horno para secado
2. Tamices de diversos diámetros de aberturas: 3, 2, 1 ½, 1, ¾, ½, 3/8, N° 4, N° 10, N° 40, N° 200
3. Bandejas en las cuales colocar las muestras
4. Balanza digital con sensibilidad de 0,1 gr

Procedimiento

Se realiza el ensayo a una muestra representativa, y se procede de la siguiente manera:

1. Se cuartea la muestra manualmente con la ayuda de palas para obtener una muestra más representativa del material por ensayar, esto con el fin de que las partículas se encuentren lo más homogéneas como sea posible, para lo cual es necesario revolver bien el material, y una vez el material este lo más homogéneo como se pueda se procede a distribuir el material buscando que quede plano pero con unos cuatro

centímetros de espesor, una vez se encuentre de esta manera se divide con la pala en cuatro partes “se cuarta” y se toma dos las cuales deben ser opuestas y se desecha las dos sobrantes.

2. El material obtenido mediante el procedimiento anterior se lleva al horno por 24 horas a 110 °C de ser necesario, si el material no presenta demasiada humedad no es necesario el ir al horno, ya que lo que se busca es conseguir que el material tenga un peso constante.
3. Se pesa el material en la balanza, para el Tamizado en Seco se necesita una muestra de más de 6000 gr y para el caso de la Serie Fina basta con 500 gramos del material pasante del Tamiz N° 4 se anotan en la hoja de datos los valores tomados.
4. Se Lleva a la maquina tamizadora, o se tamiza a mano, se deben de colocar los tamices de manera descendente hasta el Tamiz N°4 colocando en el fondo un recipiente en el cual tomar las muestras del material que pasen el Tamiz N°4 y se procede a Tamizar hasta que de las muestras en cada Tamiz no caiga ninguna partícula, este proceso puede durar hasta 10 minutos en la maquina tamizadora.
5. Para la Serie Gruesa se pesan cada uno de los materiales retenidos en cada uno de los tamices y el pasante del Tamiz N°4 y se anota en la hoja de datos.
6. Para la Serie Fina se toman 500 gr del material pasante del Tamiz N°4 y se procede a tamizar este material por los tamices N°10, N°40 y N°200 que se colocan de manera descendente estando al final el Tamiz N° 200.
7. Se procede a lavar la muestra de Serie Fina con agua hasta que en el Tamiz N°200 no salgan impurezas.
8. Se coloca el material lavado en una tara y se lleva al horno por 24 horas a una temperatura constante de 110 +- 5 °C centígrado.

9. Se retira después de 24 horas el material y se deja enfriar unos minutos hasta que la misma pueda ser manejada con las manos.
10. Se vuelve a tamizar por los tamices N°10, N°40 y N°200 hasta que de un tamiz a otro no pase material.
11. Se pesa el material retenido en cada uno de los tamices y se los anota en la hoja de datos.

Tabla 3.2. Granulometría de capa base

Peso Total (gr.)	Tamices	Tamaño (mm)	Peso Ret. (gr)	7459	A.S.T.M.	
				Ret. Acum (gr)	% Ret	% Que Pasa del Total
	3"	75	0.00	0.00	0.00	100.00
	2 1/2"	63.5	0.00	0.00	0.00	100.00
	2"	50	0.00	0.00	0.00	100.00
	1 1/2"	37.50	160.00	160.00	2.15	97.85
	1"	25.00	203.00	363.00	4.87	95.13
	3/4"	19.00	600.00	963.00	12.91	87.09
	1/2"	12.50	2741.00	3704.00	49.66	50.34
	3/8"	9.50	545.00	4249.00	56.96	43.04
	N°4	4.75	660.00	4909.00	65.81	34.19
	N°10	2.00	79.73	79.73	16.21	28.65
	N°40	0.425	186.97	266.70	54.21	15.66
	N°200	0.075	121.49	388.19	78.90	7.21

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.3. Granulometría serie fina del material maicillo

Peso total (gr.)			500	A.S.T.M.	
Tamices	Tamaño(mm)	Peso ret. (gr)	Ret. acum (gr)	% Ret	% Que pasa del total
3"	75	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.50	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.50	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.50	0.00	0.00	0.00	100.00
N°4	4.75	0.00	0.00	0.00	100.00
N°10	2.00	134.900	134.90	27.09	72.91
N°40	0.425	225.10	360.00	72.29	27.71
N°200	0.075	91.90	451.90	90.74	9.26

Fuente: Elaboración propia

3.6.3. Determinación del límite líquido y el límite plástico

Plasticidad

Es la cualidad que posee un material para ser capaz de al aplicársele una carga volver a su estado original sin deformaciones apreciables y sin desmoronarse o agrietarse.

La valoración de esta condición en los suelos se realiza mediante la separación de material pasante del Tamiz N°40.

La plasticidad que presenta un suelo no debe tomársela simplemente como la capacidad que posee el material para deformarse y remodelarse sin agrietamientos, ya que materiales que no son plásticos como la arena fina y húmeda presentan esta condición cuando la deformación se produce lentamente.

Límite líquido

Revela el contenido de humedad con el que un suelo pasa de estar en estado plástico a estar en estado líquido, eh indica si la humedad que contiene el suelo es la precisa para superar la fricción y cohesión interna.

Estos ensayos se han vuelto de rutina en todos los laboratorios de suelos, motivo por el cual Terzaghi pidió a Casagrande que elaborara un método de determinación del límite líquido y que estandarizara todas sus etapas.

Fue de esta manera que se creó la copa de Casagrande para hallar los valores del límite líquido.

Para determinar el límite líquido es necesario conocer un mínimo de 3 contenidos de agua diferentes insertados al material, además del respectivo número de golpes, con lo cual se logra dibujar la curva contenido de agua – número de golpes.

Casagrande llego a la conclusión de que los valores por números de golpes deben oscilar entre los 6 y 35 golpes, claro que esto es la recomendación del autor.

Límite plástico

Está determinado por el contenido de agua con el que el suelo pasa de ser semisólido a plástico, entre mayor sea el contenido de agua que posee el suelo mejor será la resistencia que este tendrá al corte.

Para determinar el limite plástico es necesario al material sobrante del ensayo de limite liquido hacerle perder humedad, esto se lo realiza mediante un proceso en el cual al material se lo enrolla sobre una hoja de papel, o en muchos casos un placa de vidrio, con la finalidad de que pierda humedad, se lo enrolla hasta que el diámetro del rollo sea de aproximadamente 3 mm y empiece a agrietarse se llevan al horno durante 24 horas se calcula el contenido de agua, que poseía el cual será el limite plástico.

El índice plástico

El índice plástico es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

Objetivo

Determinar los límites de Atterberg en laboratorio.

Equipo

1. Copa de Casagrande
2. Papel para el secado del material
3. Probetas para medir contenidos de agua
4. Franela
5. Recipiente de metal para realizar la mezcla
6. Espátula
7. Taras
8. Balanza con sensibilidad de 0,01 gr
9. Horno capaz de mantener constantemente una temperatura de 110 °C
10. Acanalador tipo ASTM.

Procedimiento

Límite líquido

1. Se coloca la mezcla pasante del tamiz N°40 en el recipiente de metal.
2. Se agrega agua y se procede a mezclar hasta que tenga una consistencia homogénea.

3. Se procede con la ayuda de la espátula a colocar una porción de la mezcla en la copa de Casagrande
4. Con cuidado se coloca la capa revisando que tenga un espesor de 1 cm aproximadamente
5. Con el acanalador tipo ASTM se realiza una abertura justo en el centro de la copa de casa grande que llegue hasta el fondo de la copa.
6. Se procede a girar la copa, y contando los golpes que deben estar en un rango de velocidad de 2 golpes por segundo se gira hasta que las 2 mitades en la copa se unan por un tramo de 1 cm.
7. Realizar este procedimiento hasta que el número de golpes con el que se cierran las dos mitades oscile entre 25 y 36.
8. Regresar el material al recipiente de metal y repetir el paso número 6 hasta que contemos con 3 números de golpes, uno que se encuentre entre 6 y 15, otro entre 15 y 25 y el último entre 25 y 36.
9. Pesar taras y colocarlo en la hoja de datos
10. Tomar una muestra para cada número de golpes con el fin de poder determinar el límite líquido, la muestra debe ser extraída en el punto en el que se unen las dos partes en la copa, se coloca en una tara se pesa, se lleva al horno y se anota en la hoja de datos los pesos.
11. Llevar al horno por 24 horas y tomar los datos del peso una vez pasado ese tiempo y anotarlo en la hoja de datos.

Límite plástico

1. Se toma la mezcla del ensayo de límite líquido.
2. Se procede a realizar el secado utilizando papel.

3. Se procede con los dedos a crear rollos de lodo los cuales deben de tener un diámetro de aproximadamente 3mm.
4. Cuando los rollos de 3 mm se empiezan a agrietar se parte la muestra en 3 partes iguales y se coloca en taras previamente pesadas y anotadas en la hoja de datos.
5. Se pesan las con los rollos y se anota en la hoja de datos.
6. Se lleva al horno por 24 horas a una temperatura constante de 110°C.
7. Se pesan una vez pasado el día y se anotan los datos en la hoja de datos.

Límites de Atterberg de la capa base

Mediante los ensayos se pudo determinar que el material de Capa Base no presenta límite líquido ni límite plástico

Límites de Atterberg del material maicillo

Mediante los ensayos se pudo determinar que el material maicillo no presenta límite líquido ni límite plástico.

3.6.4. Determinación de la gravedad específica en agregados gruesos, (ASTM C-127)

Gravedad específica

La gravedad específica del agregado es necesaria para determinar el contenido de vacíos. Por definición, la gravedad específica de un agregado es la relación del peso por unidad de volumen de un material respecto del mismo volumen de agua a aproximadamente 23°C (73.4°F). La ecuación usada es:

$$\text{gravedad específica} = \frac{\text{peso}}{\text{volumen} * \text{peso específico}}$$

Cuando se trabaja en el SI, el peso específico del agua es 1.0gr/cm³, convirtiendo la ecuación de la gravedad específica en:

$$\text{gravedad específica} = \frac{\text{peso}}{\text{volumen}}$$

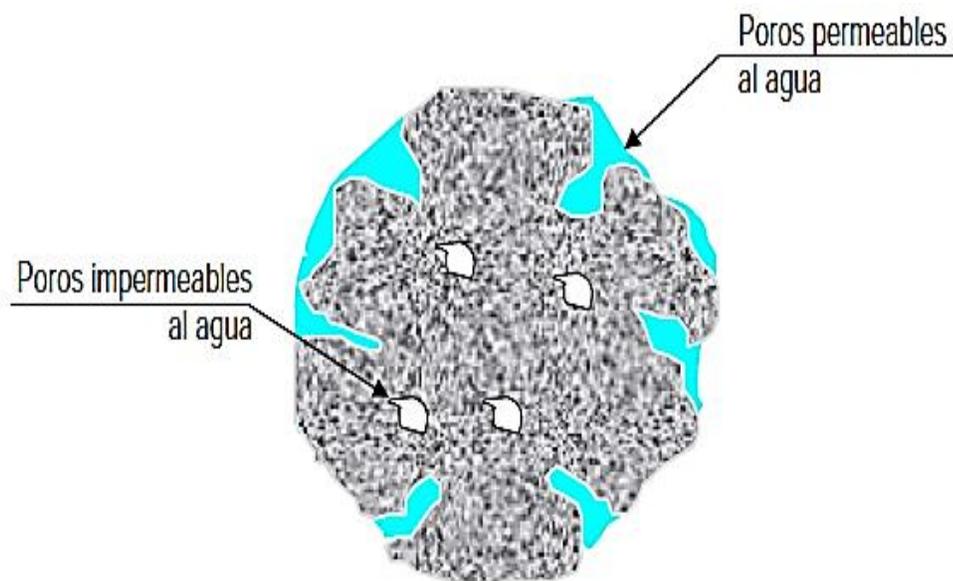
Además, existen tres diferentes gravedades específicas relacionadas al diseño de mezclas asfálticas en caliente que definen el volumen de las partículas de agregados:

Gravedad específica seca aparente

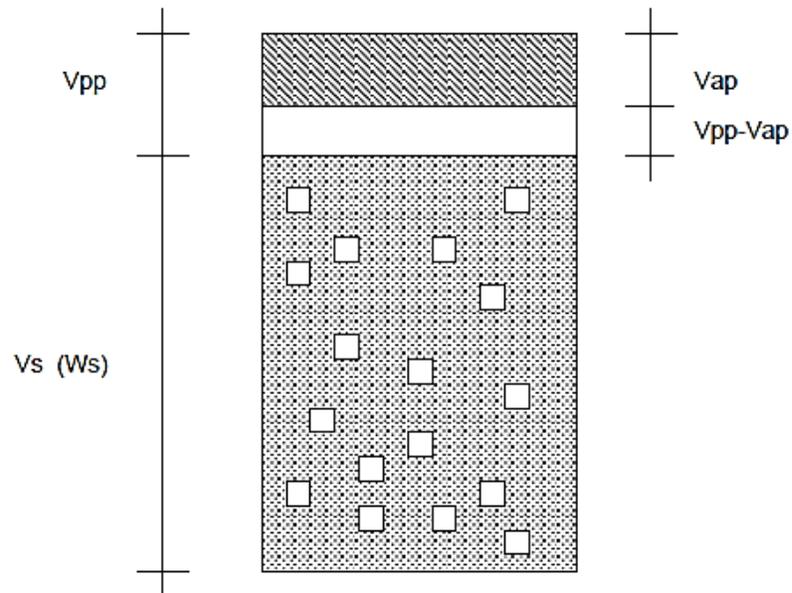
Gravedad específica seca bulk (Base Seca) y saturada superficialmente seca bulk2

Gravedad específica efectiva

Para ilustrar los conceptos listados utilizaremos el esquema peso-volumen de la partícula de **agregado**



Esquemáticamente las relaciones peso-volumen se muestra a continuación



Esquema de relaciones entre las diferentes gravedades específicas de una partícula de agregado.

Dónde:

V_s = Volumen del agregado seco incluyendo los vacíos impermeables

V_{pp} = Volumen de poros permeables al agua

V_{ap} = Volumen de poros que absorbieron asfalto

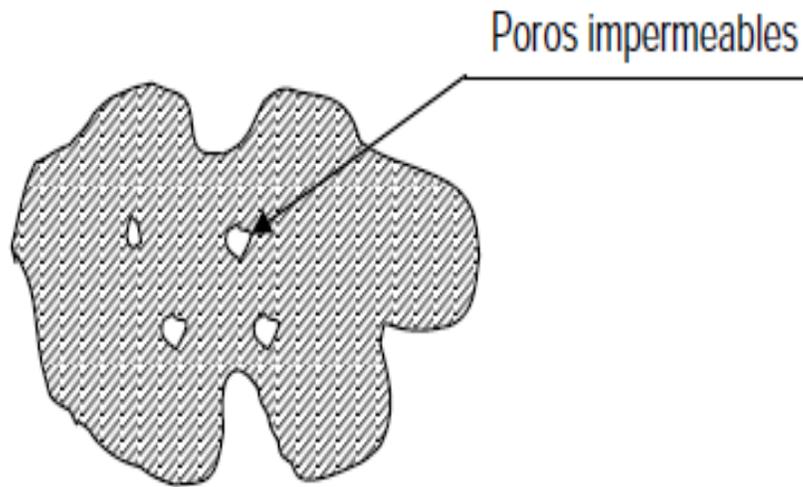
V_{pp-Vap} = Volumen de poros permeables al agua menos los poros que absorbieron asfalto

W_s = Peso de agregado secado al horno

Nota:

El agregado contiene poros impermeables que no se detallarán en las ecuaciones pero que es implícito se están considerando.

Gravedad específica seca aparente

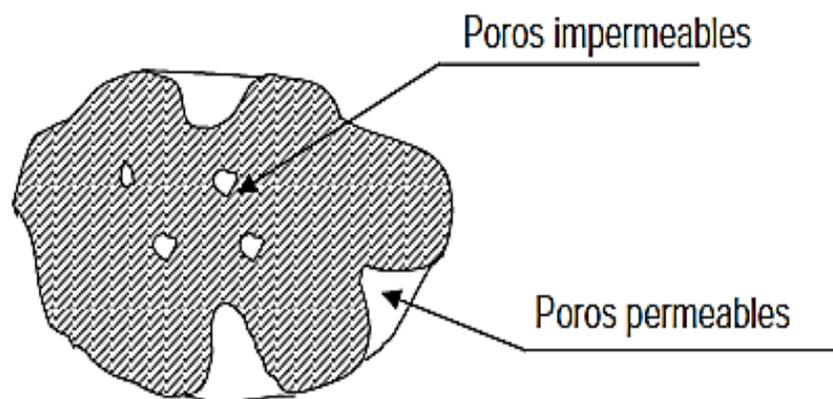


$$\text{gravedad específica seca aparente} = \frac{\text{peso del agregado seco}}{\text{volumen del agregado}}$$

$$\text{gravedad específica seca aparente} = G_{sa} = \frac{W_s}{V_s}$$

La gravedad específica seca aparente incluye solamente el volumen de las partículas de agregado más los poros impermeables.

Gravedad específica seca bulk (base seca)

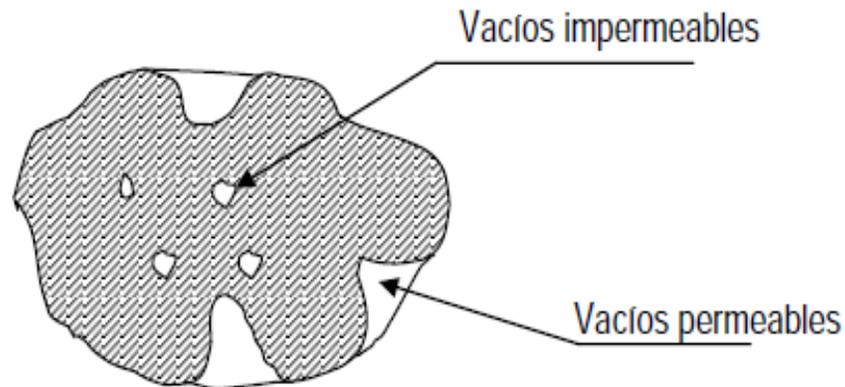


$$\text{gravedad específica seca de bulk} = \frac{\text{peso del agregado seco}}{\text{volumen del agregado más los poros permeables}}$$

$$\text{gravedad específica seca bulk} = G_{sb} = \frac{W_s}{(V_s + V_{pp})}$$

Incluye volumen total de las partículas de agregados más el volumen de poros llenos con agua luego de 24 horas de inmersión.

Gravedad específica saturada superficialmente seca bulk



$$\text{grav. esp. sup. seca bulk} = \frac{\text{peso del agregado saturado superficialmente seco}}{\text{volumen del agregado más los poros permeables}}$$

$$\text{grav. esp. sup. seca bulk} = G_{ssb} = \frac{G_{sss}}{(V_s + V_{pp})}$$

Dónde:

WSSS= Peso del suelo saturado superficialmente seco

La gravedad específica saturada superficialmente seca bulk define la relación entre el peso del agregado en su condición saturada superficialmente seca, que se obtiene

secando las partículas con un paño luego de la inmersión, y el volumen del agregado más los vacíos permeables.

La gravedad específica seca bulk y seca aparente de agregados gruesos y finos se pueden determinar con las normas ASTM C-127 y C-128, respectivamente.

Peso específico de los agregados gruesos grava

Se realizó el ensayo con dos muestras, cada una de 2 Kg, se siguieron los pasos como se muestra a continuación:

Procedimiento del ensayo:

La muestra a ser evaluada se satura y pesa en su condición saturada superficialmente seca:

1. Aproximadamente 2 kg. de material retenidos en la malla N°4 (4.75 mm) se lava y seca hasta que alcance peso constante.
2. La muestra seca se sumerge por 24 horas en agua.
3. Los agregados se sacan del agua y secan superficialmente con ayuda de una toalla.
4. Se obtiene el peso de la muestra en su condición superficialmente seca.
5. La muestra saturada superficialmente seca se coloca en una cesta de alambre y se determina el peso de la muestra sumergido en agua.

Figura 3.4. Obtención del peso sumergido.



Fuente: Elaboración propia

6. La muestra se seca al horno hasta obtener peso constante.

Figura 3.5: Secado de la muestra en el horno.



Fuente: Elaboración propia

7. La gravedad específica se calcula según:

A peso en el aire del agregado seco al horno

B peso en el aire del agregado saturado superficialmente seco

C peso del agregado saturado superficialmente seco sumergido en agua

$$\text{gravedad específica seca aparente, } G_{sa} = \frac{A}{A-C}$$

$$\text{gravedad específica seca de bulk, } G_{sb} = \frac{A}{B-C}$$

$$\text{gravedad específica saturada superficialmente seca bulk, } G_{ssb} = \frac{B}{B-C}$$

$$\text{absorción(\%)} = \frac{(B-A) \cdot 100}{A}$$

Tabla 3.4. Peso Específico y absorción del agregado grueso método del cesto – AASHTO T85 / ASTM C 127

Peso Específico y Absorción del Agregado Grueso Método del Cesto – AASHTO T85 / ASTM C 127			
Nº Prueba		1	2
Temperatura de Ensayo	°C	23.0	23.0
Peso muestra saturada con superficie seca (s.s.s.), a	g	2282	2108
Peso muestra secada al horno, P _s	g	2242	2073
Peso (Cesto + muestra s.s.s.), sumergida en agua, b	g	3092	2990
Peso cesto sumergido en agua, c	g	1686	1686
Peso muestra s.s.s. sumergida en agua, d = (b-c)	g	1406	1304
Volumen de partículas incluyendo poros = V _s + V _p = (a - d)	cm ³	876	804
Peso específico bruto, base muestra s.s.s., G _{bs}	Kg/m ³	2605.02	2621.89
Peso específico bruto, base muestra secada al horno, G _b	Kg/m ³	2559.36	2578.36
Peso específico aparente, G	Kg/m ³	2681.82	2695.71
Por ciento absorción, % abs, [(a - P _s) * 100]/P _s	%	1.78	1.69

Resultados (Promedio)		
Peso específico bruto, base muestra s.s.s., G_{bs}	kg/m ³	2613.46
Peso específico bruto, base muestra secada al horno, G_b	kg/m ³	2568.86
Peso específico aparente, G	kg/m ³	2688.76
Por ciento absorción, % abs, $[(a - P_s) * 100] / P_s$	%	1.74

Fuente: Elaboración propia

3.6.5. Determinación del peso específico de los suelos (ASTM D854 AASHTO T100)

Este ensayo se realiza en dos etapas la primera etapa consiste en la calibración del frasco y la segunda el ensayo con la muestra de suelo.

- Calibración del frasco

Primero se debe lavar el frasco con agua jabonosa y luego enjuagar con agua hasta eliminar el jabón, para luego enjuagar con jabón para eliminar los restos de agua.

Posteriormente limpiar y secar el frasco y determinar su peso luego, llenar el frasco con agua hasta la mitad de su volumen, para posteriormente introducir el frasco en un baño maría y someterlo al incremento del calor. El baño maría se aplica hasta que la temperatura dentro del frasco esté alrededor de los 60 °C, sacar el frasco del baño maría y complementar el agua a temperatura ambiente hasta 5 mm de la marca de enrase.

En este punto leer la temperatura tratando de que el termómetro se introduzca al centro del frasco, luego llenar agua con una pipeta hasta la parte inferior del menisco que coincida con la marca de enrase.

Pesar el frasco con el agua hasta el enrase y anotar este dato, para bajar la temperatura del agua, se debe hacer enfriar el frasco en baño maría frío. Posteriormente realizar cinco pesadas del frasco con agua a cinco diferentes temperaturas entre los rangos de 15 a 30°C manteniendo siempre la parte inferior del menisco en la marca de enrase y el termómetro en el centro del frasco.

Peso específico de la muestra de suelo

El peso específico relativo se determina mediante la siguiente formula:

$$\gamma = \frac{W_s}{W_{fw} + W_s - W_{fsw}}$$

Dónde:

γ = Peso específico relativo del suelo

W_s = Peso del suelo seco

W_{fw} = Peso del frasco lleno de agua

W_{fsw} = El peso del frasco con suelo y agua

El peso del frasco lleno de agua hasta el enrase es función de la temperatura de prueba, este valor generalmente se extrae de la curva de calibración. Luego de calculados los pesos específicos se debe ajustar estos datos a una temperatura patrón de 20 °C, cuya densidad de agua es: 0,99791

Para realizar el ensayo se debe limpiar y secar el frasco calibrado, pesar 80 gramos de muestra de suelo con una humedad natural, luego colocar el suelo en un plato, añadir agua y mezclar hasta formar una pasta suave.

Colocar dentro del frasco la pasta y batir hasta que se forme una suspensión uniforme, se debe extraer todo el aire atrapado dentro de los suelos, Para ello se debe mover el frasco con mucho cuidado, someter el frasco con agua y suelo a variación de temperatura dentro de un baño maría, hasta que alcance una temperatura de 60 °C, llenar el frasco con agua a temperatura ambiente hasta que la parte inferior del menisco

coincida con la marca de enrase del frasco. Pesar el frasco y medir la temperatura en el centro del frasco, someter a un enfriamiento el frasco para repetir unas tres veces a diferentes temperaturas en los rangos de 15° a 30°. Posteriormente realizar los cálculos con los datos obtenidos.

Tabla 3.5. Gravedad específica capa base

Gravedad relativa de los sólidos				
método del frasco volumétrico aforado – AASHTO T 100 / ASTM D 854				
Nº Prueba		1	2	3
Identificación del frasco volumétrico		F- 1	F - 3	F - 4
Peso suelo seco, w_s	g	226.14	158.60	146.58
Peso frasco + suelo + agua, w_{fws}	g	1466.60	754.68	763.40
Temperatura de Ensayo, t_x	°C	23.2	23.2	23.2
Peso frasco + agua, w_{fw}	g	1322.68	653.83	670.10
Peso específico relativo, a t_x , $\gamma_s = \frac{w_s}{w_s + w_{fw} - w_{fws}}$	g/cm ³	2.750	2.746	2.751
Factor de conversión, K		0.999255	0.999255	0.999255
Gravedad Relativa de los Sólidos, a 20 °C, G_s	-	2.748	2.744	2.749

Resultado de reporte de ensayo
<i>Gravedad relativa de los sólidos a 20 °C, $G_s =$ 2.747</i>

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.6. Gravedad específica maicillo

Gravedad Relativa de los sólidos				
método del frasco volumétrico aforado – AASHTO T 100 / ASTM D 854				
Nº Prueba		1	2	3
Identificación del frasco volumétrico		F-1	F-3	F-4
Peso suelo seco, w_s	g	236.78	161.70	178.89
Peso frasco + suelo + agua, w_{fws}	g	1470.52	754.80	781.63
Temperatura de Ensayo, t_x	°C	23.8	23.8	24.0
Peso frasco + agua, w_{fw}	g	1322.55	653.76	670.05
Peso específico relativo, a t_x , $\gamma_s = \frac{W_s}{W_s + W_{fw} - W_{fws}}$	g/cm ³	2.666	2.666	2.658
Factor de conversión, K		0.999109	0.999109	0.999060
Gravedad Relativa de los Sólidos, a 20 °C, G_s	-	2.664	2.663	2.655

Resultado de reporte de ensayo	
<i>Gravedad relativa de los sólidos a 20 °C, $G_s =$</i>	2.661

Fuente: Elaboración propia

3.6.6. Porcentaje de caras fracturadas (ASTM D-5821)

1. Objetivo

1.1 Describe el procedimiento para determinar el porcentaje, en peso, del material que presente una, dos o más caras fracturadas de las muestras de agregados pétreos.

2. Aparatos

2.1 Balanza, de 5000 g de capacidad y aproximación de 1 g.

2.2 Tamices, de 37.5, 25, 19.0, 12.5 y 9.5 mm (1 1/2", 1", 3/4" y 1/2" y 3/8").

2.3 Cuarteador, para la obtención de muestras representativas.

2.4 Espátula, para separar los agregados.

3. Muestra

3.1 La muestra para ensayo deberá ser representativa y se obtendrá mediante un cuidadoso cuarteo del total de la muestra recibida. Hágase el análisis granulométrico de la muestra cuarteada.

3.2 Sepárese por tamizado la fracción de la muestra comprendida entre los tamaños 3 7.5 mm y 9.5 mm (1 1/2" y 3/8"). Descártese el resto.

3.3 El peso total de la muestra dependerá del tamaño del agregado así:

Tabla 3.7. Tamano de agregados

Tamaño del agregado		Peso en g
37.5 a 25.0 mm	(1 1/2" a 1")	2000
25.4 a 19.0 mm	(1" a 3/4")	1500
19.0 a 12.5 mm	(3/4" a 1/2")	1200
12.5 a 9.5 mm	(1/2" a 3/8")	300

Fuente: Manual centro americano de pavimentos

4. Procedimiento

Extiéndase la muestra en un área grande, para inspeccionar cada partícula. Si es necesario lávese el agregado sucio. Esto facilitará la inspección y detección de las partículas fracturadas.

Prepare tres recipientes: sepárense con una espátula, las partículas redondeadas y las que tengan una, o más de dos caras fracturadas. Si una partícula de agregado redondeada presenta una fractura muy pequeña, no se clasificará como "partícula fracturada". Una partícula se considerará como fracturada cuando un 25% o más del área de la superficie aparece fracturada. Las fracturas deben ser únicamente las recientes, aquellas que no han sido producidas por la naturaleza, sino por procedimientos mecánicos.

Pésense los dos recipientes con las partículas fracturadas y anótese este valor. Tenga en cuenta la suma del peso de los dos recipientes, cuando determine las partículas con una sola cara fracturada.

5. Cálculos y resultados

Tabla 3.8. Tamaño de agregados

Tamaño del Agregado		A (g)	B (g)	C $\left(\frac{B}{A} 100\right)$	D (%)	E C x D
Pasa tamiz	Retenido en tamiz					
1 ½"	1"	2.000				
1"	¾"	1.500	1.127	75.1	16.9	1269.2
¾"	½"	1.200	806	67.2	14.5	974.4
½"	3/8"	300	237	79.0	9.1	718.9
			2.170	221.3	40.5	2962.5

Fuente: Manual de la A. B. C.

5.1. Para llevar a cabo los cálculos, sígase el formato que se muestra en la tabla 3.8. El procedimiento de cálculo es como se describe en los numerales siguientes.

5.2. Anótese en la columna A el peso exacto de las porciones de la muestra tomadas para el ensayo, comprendidas entre los tamaños especificados, y teniendo en cuenta el numeral 3.3.

5.3. En la columna B anótese el peso del material con una cara fracturada para cada tamaño.

5.4. La columna C representa el porcentaje de material con una cara fracturada para cada tamaño:

$$C = (B/A) \times 100.$$

5.5. Regístrese en la columna D los valores correspondientes del análisis granulométrico de la muestra original (numeral 3.1).

5.6. Después de calcular la columna E = C x D y sumar los valores de cada Columna, el porcentaje de caras fracturadas se calcula así, expresándolo con aproximación del 1%:

$$\text{Porcentaje de caras fracturadas} = \frac{\text{Suma de \% de caras Fracturadas ponderados según gradación original}}{\text{Muestra de ensayo como \% del material original}} = \frac{\text{TOTAL E}}{\text{TOTAL D}}$$

Tabla 3.9. Cálculo ensayo de caras fracturadas

Tamaño del Agregado		A	B	C	D	E
Pasa	Retenido	(g)	(g)	{(B / A)*100}	(%)	(C x D)
2"	1 / 1/2"					
1 / 1/2"	1"	2000	896,6	44,83	5,21	233,55
1"	3 / 4 "	1500	611,7	40,78	9,65	393,49
3 / 4 "	1/2"	1200	938,9	78,24	49,03	3836,24
1/2"	3 / 8"	300	204,2	68,07	59,84	4073,51
Total		5000	2144,5	231,92	123,73	8536,79
Porcentaje de partículas con una cara fracturada {Total E / Total D}						68,995

Fuente Elaboración propia

3.6.7. Ensayo de Proctor modificado (ASTM D-1557)

La relación entre el peso del material compactado y el volumen del mismo arroja como resultado la densidad del material estudiado, el cual debe ser controlado para que cumpla las especificaciones establecidas en los manuales de diseño.

Este ensayo presenta varias variables dentro de los dos métodos de análisis que son: el método estándar y el método modificado.

El método estándar propone por medio de un martillo de 5,5 lb de peso y una altura de caída de 12 pulgadas encontrar la humedad óptima y el valor de la densidad seca.

El método Modificado propone un análisis con una mayor energía, ya que el martillo tiene un peso de 10 lb y una altura de caída de 18 pulgadas.

La ecuación de la energía para el ensayo de compactación Proctor estándar y

Modificado es la siguiente:

En donde:

Y= Energía de compactación

n = Número de capas

N= Número de golpes por capa

P= Peso del martillo

H = Altura de caída

V = Volumen del molde

Las energías de compactación son las siguientes:

Proctor modificado: $Y = 24,586 \text{ kg-cm/cm}$

Proctor estándar: $Y = 9.015 \text{ kg-cm/cm}$

Como se puede observar en los valores de la energía, el ensayo de Proctor modificado dota de mayor energía de compactación a las muestras ensayadas, lo que permite alcanzar densidades secas más altas y humedades óptimas menores, esto se puede comprobar mediante una curva de compactación.

Objetivo

Determinar mediante el ensayo de Proctor modificado en laboratorio, el contenido óptimo de humedad que permita al material de mejoramiento lograr la mejor compactación de la mezcla de agregados en estudio.

Equipo:

Tamices N° 4

Combo de caucho

Taras grandes.

Balanza sensible de 0,01 gr de exactitud

Probeta graduada

Molde de compactación cilíndrico

Martillo de compactación

Utensilio para enrasar

Taras metálicas

Horno

Procedimiento

1. Se toman 5 muestras de 6 kilos cada una de material pasante del tamiz N° 3/4, las cuales si se encuentran con alto grado de humedad se procederá a secar en el horno a no más de 60°C, o si no al ambiente.
2. Se establecen porcentajes de agua que se añadirán al material
3. Se procede a mezclar el material con el porcentaje de agua establecido, que para el caso de este estudio es de 3, 6 y 9 porciento, empezando por el menor.
4. Se divide la muestra ya mezclada en 5 partes, intentado que sean lo más homogéneas posibles.
5. Se procede a realizar la compactación de la mezcla de la siguiente manera, se coloca la primera parte del material y se compacta con 56 golpes así para cada una de las 5 partes, cada una con 56 golpes.
6. Se procede de la misma manera pero esta vez con el segundo porcentaje de agua.
7. Se vuelve a proceder una vez más con el tercer porcentaje de agua.
8. Si el peso del material compactado baja en comparación con el anterior se puede dejar hasta ahí el ensayo, en caso de que no sea de esa manera se realiza otra vez el paso 5 con un nuevo porcentaje de agua, y así hasta que el valor baje
9. Se toman muestras representativas de cada uno de los cilindros y se las lleva al horno.

Ensayo de Proctor (T-180)

Tabla 3.10. Compactación del material maicillo

Nº de capas	5	5	5
Nº de golpes por capa	56	56	56
Peso suelo húmedo + molde	7990	8145	8060
Peso del molde	3304	3304	3304
Peso suelo húmedo	4686	4841	4756
Volumen de la muestra	2126.0	2126.0	2126.0
Densidad suelo húmedo (gr/cm ³)	2.20	2.28	2.24
Cápsula Nº	70	85	81
Peso suelo húmedo + capsula	185.3	205.5	209.4
Peso suelo seco + cápsula	179.70	195.40	198.50
Peso del agua	5.6	10.1	10.9
Peso de la cápsula	20.74	21.98	47.77
Peso suelo seco	158.96	173.42	150.73
Contenido de humedad (%)	3.52	5.82	7.23
Densidad suelo seco (gr/cm ³)	2.13	2.15	2.09

Gráfico 3.1. Densidad seca máxima del material maicillo

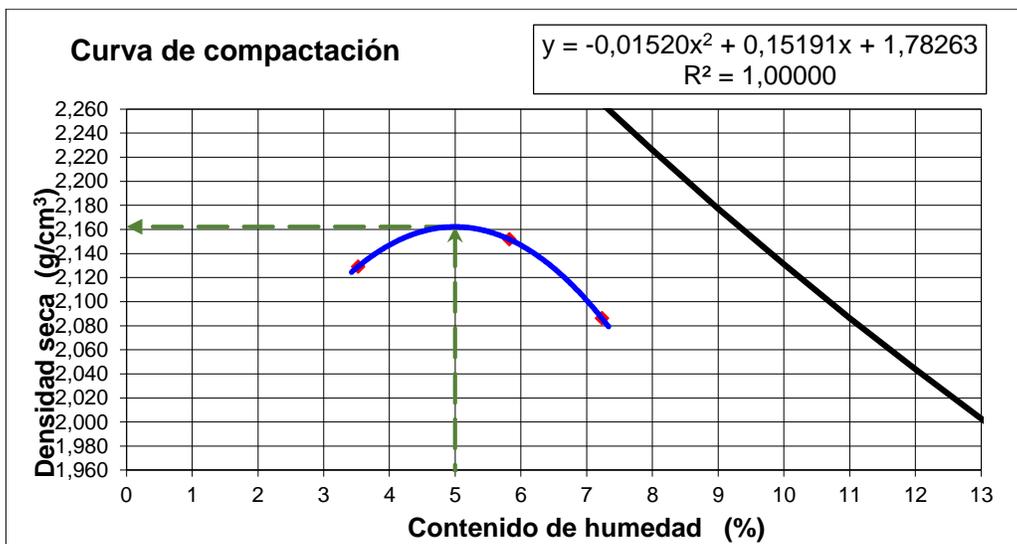
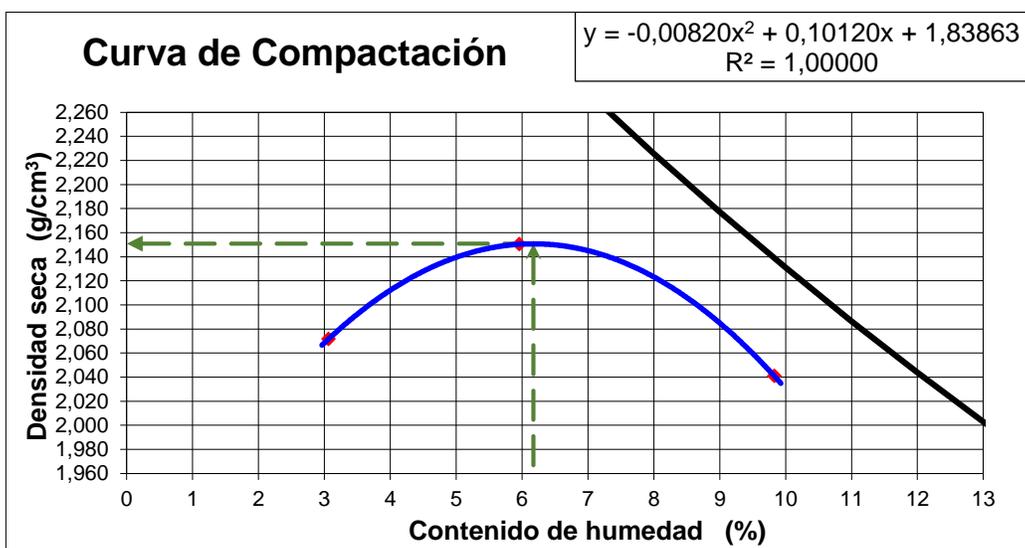


Tabla 3.11. Compactación del material de capa base

Nº de capas		5	5	5
Nº de golpes por capa		56	56	56
Peso suelo húmedo + molde	g	10436	10742	10663
Peso del molde	g	5881	5881	5881
Peso suelo húmedo	g	4555.00	4861.00	4782.00
Volumen de la muestra	cm ³	2133.42	2133.42	2133.42
Densidad suelo húmedo	g/cm ³	2.135	2.279	2.241
Tara Nº	pza	26	18	24
Peso suelo húmedo + tara	g	194.43	228.04	199.32
Peso suelo seco + tara	g	190.24	218.81	186.38
Peso del agua	g	4.19	9.23	12.94
Peso de la tara	g	53.43	63.90	54.70
Peso suelo seco	g	136.81	154.91	131.68
Contenido de humedad	%	3.06	5.96	9.83
Densidad de suelo seco	g/cm ³	2.072	2.150	2.041

Fuente: Elaboración propia

Grafico 3.2. Densidad seca máxima capa base



3.6.8. Abrasión mediante la máquina de los Ángeles. (ASTM C-131)

Este método describe el procedimiento para determinar el porcentaje de desgaste de los agregados de tamaños menores a 37.5 mm (1 ½”) y agregados gruesos de tamaños mayores de 19 mm (¾”), por medio de la máquina de los Ángeles.

Objetivo

Determinar el porcentaje de desgaste que existe en el agregado grueso.

Equipos

1. Balanza de sensibilidad igual 0,05 gr.
2. Horno de secado.
3. Tamices del 1 ½, 1, ¾, ½, y N°4.
4. Máquina de los Ángeles especificado por la norma ASTM C-131.

Procedimiento

Se utilizó el ensayo tipo “B”, para el cual se necesitan 11 esferas con una masa de las esferas de 5000 ± 10 gr.

1. Se procede a pesar 5000 gr de material para cada tamiz, con una aproximación de un gramo y se coloca esta muestra en la maquina junto con la carga abrasiva; se hace girar este con una velocidad entre 30 y 33 rpm, girando hasta completar 500 vueltas teniendo en cuenta que la velocidad angular es constante.
2. Después se retira el material del cilindro y luego se hace pasar por el tamiz # 12 según lo establecido en el manual de ensayos de suelos y materiales de suelos de la administradora boliviana de carreteras El material retenido en el tamiz #12 debe ser lavado y secado en el horno a una temperatura comprendida entre 105 °C y 110 °C. Al día siguiente se cuantifico la muestra eliminando los finos y luego fue pesada

Ensayo de desgaste de los Ángeles					
Ensayo					
Gradación:	(A)	(B)	(C)	(D)	
Carga abrasiva con	("12")	("11")	("8")	("6")	Esferas a 32,5 rpm
Tamices		Cantidad de material a emplear (gr)			
Pasa	Retenido				
¾	½	2500			
½	3/8	2500			
Peso Total		5000			
Cantidad total de material tomado				5000	gr
Retenido tamiz de corte Nro 12 (1.7mm)				3909.2	gr
Diferencia				1090.8	gr
Calculo					
Desgaste=	$\frac{1090.8}{5000} * 100 =$			21.81	%

3.6.9. Ensayo valor de soporte modificado CBR (ASTM D 1883)

El valor de capacidad de soporte de carga que poseen las diferentes capas que conforman un camino, es uno de los principales parámetros a la hora de la realización de diseños que cumplan con los parámetros establecidos de consistencia y funcionalidad.

Para la determinación del valor de capacidad de soporte de carga de un material, es necesario realizar el ensayo de CBR "California Bearing Ratio", la cual se denomina así por haber sido en el estado de California donde se formuló este ensayo.

Este ensayo se encuentra definido para su realización por la Norma AASHTO, que propone además un procedimiento de penetración e hinchamiento.

Para verificar el hinchamiento que sufre una muestra es necesario someter el espécimen en inmersión durante un periodo de 4 días, a la toma de lecturas cada 12 horas, en muchas de las ocasiones se suelen tomar solo dos lecturas, una al inicio del ensayo y la otra al final. El hinchamiento de materiales como la arcilla o aquellos que presentan gran cantidad de finos debe de ser objeto de estudio ya que es por este motivo que muchas obras civiles sufren asentamientos diferenciales.

Este ensayo tiene como finalidad medir la resistencia que posee un suelo al corte, bajo condiciones desfavorables, es decir bajo condiciones de humedad y densidad controladas, con lo cual se logra obtener un % de la relación de soporte

Objetivo

Determinar el valor de CBR de las muestras estudiadas.

Equipo

1. Molde.- Metálico cilíndrico
2. Disco espaciador
3. Martillo metálico de 10 lb de peso y 18 pulgadas de caída
4. Trípode con deformímetro
5. Pesos de sobrecarga
6. Pistón de penetración
7. Dispositivo de Carga.- Aparato de compresión capaz de aplicar carga creciente uniforme a una razón de 0.05 pulg/min.
8. Tanque de remojo
9. Horno de (110)°C.

10. Taras

Procedimiento:

Material

1. Se procede a obtener la muestra con la que se trabajara, para ello es necesario tomar el material y pasarlo por el Tamiz N° 3/4.
2. Tomar 3 muestras de 6000 gr cada una para cada una de las probetas, las cuales serán de 12, 25 y 56 golpes.

Porcentaje de humedad

3. Determinada la humedad natural del material, y al conocer la humedad optima de compactación, se establece el porcentaje de agua con el que la densidad seca es la máxima y se agrega al material para las muestras.

Compactación

4. Se procede a compactar, para lo cual se agregara el porcentaje de humedad con el cual la mezcla llega a tener su humedad optima de compactación y se mezcla bien hasta que la mezcla quede lo más homogénea como sea posible.
5. Se divide la muestra en 5 partes, que serán las capas que tendrán que ser compactadas
6. Se toma el molde y se coloca en el fondo un “fondo falso” y encima de ese fondo falso se coloca un filtro
7. Se compactan las 5 capas con los respectivos golpes, 12, 25 y 56
8. Se toman muestras del material compactado, para revisar los contenidos de humedad
9. Se quita el collarín del molde y se procede a enrasar a filo del molde

10. En caso de producirse desniveles en el enrasado se procede a nivelar con material más fino
11. Se quita el disco espaciador y se da vuelta a la muestra

Muestra compactada en ensayo CBR con deformímetro en condiciones de saturación

1. Se coloca sobre la superficie de la muestra los sobre pesos.
2. Colocar el trípode con el dial encima del molde y haga una lectura inicial.
3. Sumerja al molde en agua.
4. Durante el remojo, mantener el nivel de agua 1 pulg sobre la parte superior del espécimen. Registre lecturas cada 24 horas por un periodo de 96 horas (4 días), se toman y se registran lecturas en el dial.
5. Al final de las 96 horas, haga una lectura del dial final en los especímenes empapados

Drenaje

1. Después de saturada la muestra durante los 4 días, quitar los moldes cuidadosamente del tanque de remojo, vierta el agua retenida en la parte superior del mismo y se deja escurrir el molde durante 15 minutos.
2. Retire los pesos de la sobrecarga y plato.
3. Registre el peso del molde más suelo después de la saturación (96 horas o 4 días).

Prueba de penetración

1. Aplicar una sobrecarga de pesas anular y cortada, igual a las usadas durante el remojo.
2. Coloque el pistón de penetración, aplique una carga de 44N (10 lb).
3. Poner ambos diales el de penetración y el de carga en cero.
4. Aplique la carga sobre el pistón de penetración, con una velocidad de penetración uniforme de 0.05pulg/min. De acuerdo a la siguiente tabla

Tabla 3.12. Penetración

Penetración	
Pulg.	Mm
0	0
0.025	0.63
0.05	1.27
0.075	1.9
0.1	2.54
0.2	5.08
0.3	7.62
0.4	10.16
0.5	12.7

Fuente: Elaboración propia

5. Se registra la carga en cada uno de los valores establecidos en la tabla anterior

Tabla 3.13. CBR capa base

Contenido de humedad y peso unitario						
N° de capas	5		5		5	
N° golpes por capa	56		25		12	
Condición de muestra	Antes de mojarse	D. de M	Antes de mojarse	D. de M	Antes de mojarse	D. de M
Peso muestra húm.+molde	12458	12616	12334	12549	12170	12418
Peso Molde	7620	7620	7714	7714	7682	7682
Peso muestra húmeda	4838	4996	4620	4835	4488	4736
Volumen de la muestra	2117.82	2118.8	2105	2105	2117.82	2117.8
Peso Unit. Muestra Húm.	2.284	2.358	2.195	2.297	2.119	2.236

Muestra de humedad	Fondo	Superf.	2" sup.	Fondo	Superf.	2" sup.	Fondo	Superf.	2" sup.
Tara N°	26		8	18		16	24		20
Peso muestra húm + tara	283.2		234.1	348.29		189.8	262.78		183.04
Peso muestra seca + tara	270.7		221.96	331.61		179.31	250.56		172.01
Peso del agua	12.49		12.14	16.68		10.49	12.22		11.03
Peso de tara	53.43		58.66	63.9		65.37	54.7		64.5
Peso de la muestra seca	217.3		163.3	267.71		113.94	195.86		107.51
Contenido humedad %	5.748		7.4342	6.2306		9.2066	6.2392		10.26
Promedio cont. Humedad		5.75	7.4342		6.23	9.2066		6.24	10.26
Peso unit. muestra seca		2.160	2.1947		2.066	2.1033		1.995	2.0282

Expansión											
Fecha	Hora	Tiempo en días	Molde N° 1			Molde N° 2			Molde N° 3		
			Lect.	Expansión		Lect.	Expansión		LECT.	Expansión	
			Extens	CM.	%	Extens.	cm.	%	EXTENS.	cm.	%
27-oct	10:50	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31-oct	10:30	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.14. Penetración CBR capa base

PENETRACIÓN		CARGA NORMAL	MOLDE Nº 1				MOLDE Nº 2				MOLDE Nº 3			
Pulg.	mm		CARGA ENSAYO		C.B.R. corregido		Carga ensayo		C.B.R. CORREG		Carga ensayo		C.B.R. corregido	
		Kg	Kg	Kg/cm2	Kg	%	Kg	Kg/cm2	Kg	%	Kg	Kg/cm2	Kg	%
0	0		0.0	0			0.0	0			0.0	0		
0.025	0.63		357.0	18.2			214.0	10.9			112.0	5.7		
0.05	1.27		687.0	35.0			435.0	22.2			290.0	14.8		
0.075	1.9		1100.0	56.0			710.0	36.2			420.0	21.4		
0.1	2.54	70.31	1445.0	73.6		104.7	995.0	50.7		72.1	580.0	29.5		42.0
0.2	5.08	105.4	2380.0	121.2		115.0	1680.0	85.6		81.2	1050.0	53.5		50.7
0.3	7.62		3289.0	167.5			2580.0	131.4			1655.0	84.3		
0.4	10.16		4150.0	211.4			3400.0	173.2			2250.0	114.6		
0.5	12.7		0.0	0.0			0.0	0.0			0.0	0.0		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.15. CBR maicillo

Contenido de humedad y pesos unitario						
N° de capas	5		5		5	
N° golpes por capa	56		25		12	
Condición de muestra	Antes de mojarse	D. de M	Antes de mojarse	D. de M	Antes de mojarse	D. de M
Peso muestra húm.+molde	12440	12525	12265	12330	12030	12136
Peso Molde	7643	7643	7727	7727	7600	7600
Peso muestra húmeda	4797	4882	4538	4603	4430	4536
Volumen de la muestra	2099	2099	2079	2079	2105	2105
Peso unit. Muestra húm.	2,285	2,326	2,183	2,214	2,105	2,155

Muestra de humedad	Fondo	Superf.	2" sup.	Fondo	Superf.	2" sup.	Fondo	Superf.	2" sup.
Tara N°	84	75	84	84	74	84	84	79	84
Peso muestra húm + tara	212,3	255	188,96	212,3	184,2	188,96	212,3	185,9	188,96
Peso muestra seca + tara	203,1	244,8	178,16	203,1	176,5	178,68	203,1	179	177,22
Peso del agua	9,2	10,2	10,8	9,2	7,72	10,28	9,2	6,92	11,74
Peso de tara	23,62	46,5	23,62	23,62	26	23,62	23,62	44	23,62
Peso de la muestra seca	179,5	198,3	154,54	179,48	150,5	155,06	179,48	135	153,6
Contenido humedad %	5,126	5,1437	6,9885	5,1259	5,13	6,6297	5,1259	5,126	7,6432
Promedio cont. Humedad	5,13		6,9885	5,13		6,6297	5,13		7,6432
Peso unit.muestra seca	2,174		2,1739	2,076		2,0764	2,002		2,0019

Expansión											
Fecha	Hora	Tiempo en días	Molde N° 1			Molde N° 2			Molde N° 3		
			Lect.	Expansión Cm.	%	Lect.	Expansión Cm.	%	Lect.	Expansión Cm.	%
		27-oct	10:50	1	0	0	0	0	0	0	0
31-oct	10:30	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.16. Penetración CBR maicillo

Penetración		Carga	Molde N° 1				Molde N° 2				Molde N° 3			
			Carga ensayo		C.B.R. corregido		Carga ensayo		C.B.R. CORREG		Carga ensayo		C.B.R. corregido	
Pulg.	mm	Kg/cm2	Kg	Kg/cm2	Kg	%	Kg	Kg/cm2	Kg	%	Kg	Kg/cm2	Kg	%
0	0		0,0	0			0,0	0			0,0	0		
0,02 5	0,63		43,0	2,2			28,0	1,4			17,0	0,9		
0,05	1,27		92,0	4,8			55,0	2,8			38,0	2,0		
0,07 5	1,9		280,0	14,5			183,0	9,5			84,0	4,3		
0,1	2,54	70,31	565,0	29,2		59,0	378,0	19,5		42,0	197,0	10,2		18,5
0,2	5,08	105,4	1420, 0	73,4		69,6	976,0	50,4		47,8	619,0	19,1		18,1
0,3	7,62		1710, 0	88,4			1340, 0	69,3			940,0	48,6		
0,4	10,16		2140, 0	110,6			1630, 0	84,2			1350, 0	96,4		
0,5	12,7		0,0	0,0			0,0	0,0			0,0	0,0		

Fuente: Elaboración propia

3.6.10. Ensayo de permeabilidad de suelos finos (ASTM D2434 – 68 AASHTO T125 – 66)

Objetivo general

La determinación de la permeabilidad de un suelo fino por la norma ASTM D2434 – 68. Y la norma AASHTO T125 – 66

I. Materiales y equipo necesarios.

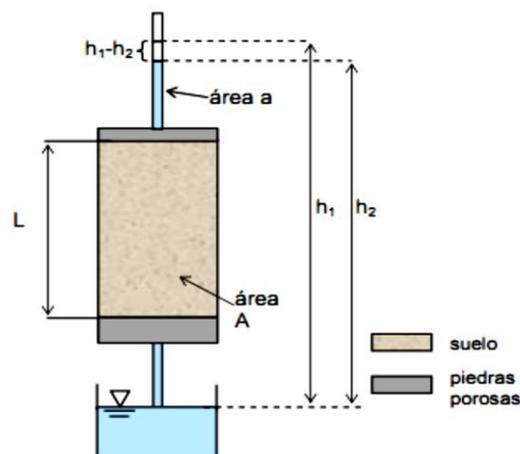
El equipo utilizado es el siguiente:

Permeámetro de carga constante (Figura 3.6), deberá tener un diámetro interno de 12 veces el

Tamaño máximo de partícula. Un diámetro de 76 mm admite un tamaño máximo de 9,5 mm (i.e. Abertura de 3/8”). El permeámetro deberá estar equipado con diferentes filtros, de mayor

Permeabilidad que la del suelo pero con aberturas lo suficientemente pequeñas para impedir el paso del material fino (no mayor al 10% del material fino).

Figura 3.6. Permeámetro de carga variable



Fuente: Permeabilidad de Suelos (Ing. Silvia Angelone)

Tubo de carga, como se muestra en la Figura 3.6., para remover el aire y abastecer de agua y presión hidrostática variable al permeámetro durante el ensayo.

Balanza, con una precisión mínima de 0,01 g.

Horno de secado, capaz de mantener una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$.

Termómetro.

Cronómetro.

Regla o flexómetro

Equipo de accesorio: embudos, espátulas, cuchillos, etc.

II. Procedimiento de ensayo.

Ahora mostraremos el procedimiento a realizar para este ensayo:

Limpiar el permeámetro y verificar las dimensiones con una precisión de 0.5 mm.

Determinar el peso del molde.

Colocar el suelo en un contenedor y determinar su contenido su contenido de humedad, w si se trata de arena, secarla previamente en horno para luego procederá su colocación en seco.

Colocar la muestra en el permeámetro con cierta densidad predeterminada sobre la base de los resultados de ensayos de compactación. Para esto se podrá utilizar vibración o compactado por capas.

Determinar el paso más molde. W2

Una vez embalada disponer un papel filtro en el tope de la muestra y taparla.

Conectar la entrada de agua al conducto que proviene del tanque de altura constante.

Sumergir la muestra en un contenedor con nivel de agua superior en 5 cm al tope de la misma y dejar que se sature de 24 a 27 horas. También puede utilizarse una bomba de vacío para acelerar la saturación.

Cerrar tanto las válvulas de entrada como de salida. Asegurarse que los conductos y manómetros estén libres de aire dejándolos correr. El permeámetro en esta etapa ya se encuentra totalmente ensamblado.

Llenar el manómetro hasta la altura predeterminada h_1 .

Determinar el tiempo en que el nivel de agua desciende hasta los niveles establecidos.

Registrar la temperatura del agua. T .

Determinare el volumen de agua que fue drenado.

Llenar nuevamente la bureta y repetir el ensayo de 2 a 3 veces.

Tabla 3.17. Permeabilidad de capa base

Nº de Ensayo	Altura inicial h_1 (cm.)	Altura final h_2 (cm.)	Tiempo t. (seg.)	Vol H ₂ O (ml.) drenado	Tº H ₂ O ºC	k(cm/s)
1	102,1	78,1	10	1,5	24	0,00175
2	104,6	85,6	10	1,6	24	0,0131
3	102	76,6	10	1,5	24	0,00187
4	82	72,5	10	1,5	24	0,0018
PROM	97,675	78,2	10	1,5	24	0,00168
$K_{20} = K * f_c$ (cm./seg.)				f_c	0,909	
$f_c = \frac{\text{viscosidad del agua a } T \text{ ambiente}}{\text{viscosidad del agua a } 20^\circ C}$				k_{20}	0,00153	cm/s

3.6.11. Equivalente de arena (ASTM D 2419)

Este método de ensayo asigna un valor empírico a la cantidad relativa, finura y características del material fino presente en una muestra de ensayo formado por suelo granular que pasa el tamiz N°4 (4.75 mm). El término “Equivalente de Arena” transmite el concepto que la mayoría de los suelos granulares y agregados finos son mezcla de partículas gruesas, arenas y generalmente finos.

Para determinar el porcentaje de finos en una muestra, se incorpora una medida de suelo y solución en una probeta plástica graduada que luego de ser agitada separa el

recubrimiento de finos de las partículas de arena; después de un período de tiempo, se pueden leer las alturas de arcilla y arena en la probeta. El equivalente de arena es la relación de la altura de arena respecto a la altura de arcilla, expresada en porcentaje.

Este método proporciona una manera rápida de campo para determinar cambios en la calidad de agregados durante la producción o colocación.

Tabla 3.18. Equivalente de arena capa base

N° de Muestra	H1 (cm)	H2 (cm)	Equivalente de Arena (%)
1	7.5	13.6	55.15
2	7.4	13.1	56.49
3	7.8	13.08	59.63
Promedio			57.0895

Fuente: Elaboración propia

3.7. Evaluación

En la evaluación estudiaremos el comportamiento de los materiales ensayados en el laboratorio y observaremos cada uno de los resultados obtenidos dentro del proceso, realizando así comparaciones con cada una de las normas aquí mencionadas y miraremos si nuestro material ensayado, en este caso el saprolito granítico o maicillo cumple con lo especificado en la norma de la Administradora Boliviana de Carreteras.

Durante el desarrollo de este proceso se hizo una selección del material de base a utilizar, recopilando información de las diferentes lugares donde podríamos obtener dicho material; llegando finalmente a la selección del Banco de préstamo Cañadas ubicado en el Tramo Entre Ríos Palos Blancos, de donde obtuvimos el material de base para la realización de los diferentes ensayos.

En la Tabla 3.19. se muestran los valores requeridos por la norma de la A.B.C. con los que serán comparados nuestros resultados obtenidos en los ensayos.

Tabla 3.19. Parámetros de comparación para base granular según la A.B.C.

Característica	Norma	Valor	Especificación
Porcentaje de Finos	Según A.B.C.	7.21	0 -15 %(Tm-50c)
Límite Líquido	Según A.B.C.	NP	Max 35%
Índice de Plasticidad	Según A.B.C.	NP	Max 4%
Caras Fracturadas	Según A.B.C.	69%	Min 50%
Resistencia al desgaste	Según A.B.C.	21%	≤ 35%
CBR	Según A.B.C.	115%	> 80%

Fuente: Elaboración propia

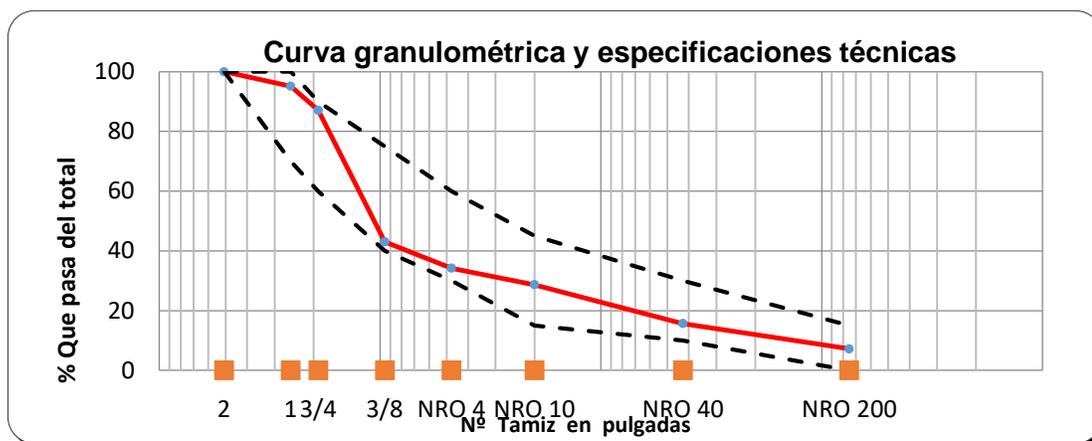
En la Tabla 3.20. se muestra la granulometría del material, el límite inferior y superior, el porcentaje que pasa por los diferentes tamices según la sección S0 102 del manual de ensayos de suelos y materiales de suelos, apoyado en la gráfica de curva granulometría mostrada en la gráfica 3.3 de la base ensayada y el porcentaje de fino del material ensayado.

Tabla 3.20. Resultados de la granulometría de la base granular

Peso Total (gr.)	Tamices	Tamaño (mm)	Peso Ret. (gr)	7459	A.S.T.M.	
				Ret. Acum (gr)	% Ret	% Que Pasa del Total
	3"	75	0.00	0.00	0.00	100.00
	2 1/2"	63.5	0.00	0.00	0.00	100.00
	2"	50	0.00	0.00	0.00	100.00
	1 1/2"	37.50	160.00	160.00	2.15	97.85
	1"	25.00	203.00	363.00	4.87	95.13
	3/4"	19.00	600.00	963.00	12.91	87.09
	1/2"	12.50	2741.00	3704.00	49.66	50.34
	3/8"	9.50	545.00	4249.00	56.96	43.04
	Nº4	4.75	660.00	4909.00	65.81	34.19
	Nº10	2.00	79.73	79.73	16.21	28.65
	Nº40	0.425	186.97	266.70	54.21	15.66
	Nº200	0.075	121.49	388.19	78.90	7.21

Fuente: Elaboración propia

Grafica 3.3. Curva granulométrica de la base ensayada, con límite superior e inferior requerido por el manual de ensayos de la A.B.C.



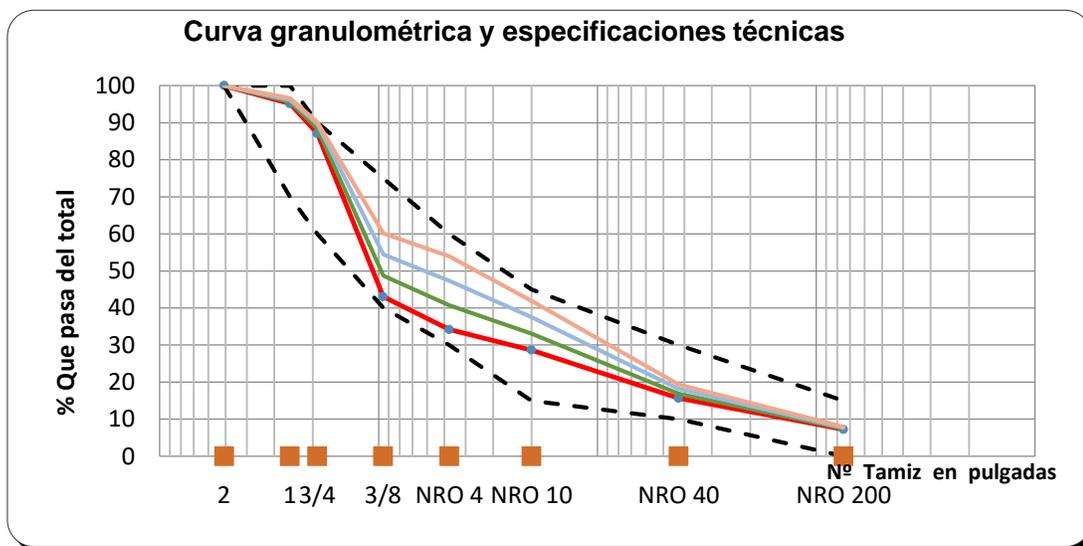
Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.21. Resultados de la granulometría de la base y mezcla con maicillo

Tamiz	PORCENTAJE QUE PASA				Maicillo 100%	Banda TM-50C	
	Base 100%	90%	80%	70%		Límite Inferior	Límite Superior
2"	100.00	100.00	100.00	100.00	100	100	100
1"	95.13	95.62	96.11	96.59	100	70	100
3/4"	87.09	88.38	89.67	90.10	100	60	90
3/8"	43.04	48.73	54.43	60.12	100	40	75
Nº4	34.19	40.77	47.35	53.93	100	30	60
Nº10	28.65	33.08	37.52	41.95	73	15	45
Nº40	15.66	16.89	18.12	19.36	28	10	30
Nº200	7.21	7.45	7.69	7.93	9.6	0	15

Fuente: Elaboración propia

Grafica 3.4. Curva granulométrica de la base y de las combinaciones con el material maicillo a diferentes porcentajes



Fuente: Elaboración propia

3.8. Análisis de los resultados

Los valores obtenidos en la presente investigación son utilizados como

Parámetros de comparación del material natural y de la mezcla con material maicillo

Tabla 3.22. Compactación de la capa base

Resumen de valores de compactación capa base			
	Humedad (%)	Densidad (gr/cm ³)	Especificación
Punto 1	3.06	2.07	AASHTO T 180
Punto 2	5.96	2.15	
Punto 3	9.83	2.04	

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la tabla 3.22. podemos observar que los valores de la humedad y densidad seca obtenido bajo especificaciones AASHTO T 180

Tabla. 3.23. Valores de CBR de la base

Resumen de valores de CBR de base				
Nro. de golpes	Humedad (%)	Densidad seca(gr/cm3)	CBR a 0.1 pulg	CBR a 0.2 pulg
56	5.75	2.16	104.7	115
25	6.23	2.066	72.1	81.2
12	6.24	1.995	42	50.7

Fuente: Elaboración propia

El porcentaje del CBR con el 0,1 pulgadas de penetración y 0,2 Pulgadas de penetración cumple con las especificaciones del manual de ensayos de la A.B.C. ya que el mínimo porcentaje de CBR para bases es de 80%.

Tabla 3.24. Compactación para base con adición de diferentes porcentajes de material maicillo

Resumen de valores de Compactación de base y mezcla								
	Humedad (%)	Densidad seca(gr/cm3)	Humedad (%)	Densidad seca(gr/cm3)	Humedad (%)	Densidad seca(gr/cm3)	Humedad (%)	Densidad seca(gr/cm3)
% de maicillo	Base granular		10%		20%		30%	
Punto 1	3.06	2.072	3.37	2.094	3.17	2.144	3.79	2.095
Punto 2	5.96	2.15	6.1	2.169	6.12	2.182	6.05	2.168
punto 3	9.83	2.041	9.23	2.09	8.74	2.163	8.32	2.142
Valores óptimos	6.17	2.151	6.25	2.169	6.44	2.181	6.58	2.171

Fuente: Elaboración propia

Tabla. 3.25. Valores de CBR de la base y mezcla

Resumen de valores de CBR de Base y Mezcla a diferentes porcentajes de Maicillo					
% de Maicillo	Nro. de Golpes	Humedad (%)	Densidad Seca(gr/cm ³)	CBR a 0.1 pulg	CBR a 0.2 pulg
0%	56	5.75	2.16	104.7	115
	25	6.23	2.066	72.1	81.2
	12	6.24	1.995	42	50.7
10%	56	6.31	2.17	98	104.2
	25	5.93	2.091	60.6	68.5
	12	6.47	2.032	35.3	38.4
20%	56	6.54	2.182	89.1	96.9
	25	5.96	2.1	56.5	63.8
	12	6.83	2.039	25.7	31.4
30%	56	6.34	2.171	82	89.4
	25	6.48	2.082	48.5	53.6
	12	6.48	2.046	22	30.9

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la tabla 3.25. podemos observar que el porcentaje de CBR disminuye a partir del 10% de adición de desecho hasta el 30%, Podemos observar también que a medida de que se aumenta el porcentaje de mezcla del maicillo aumenta la densidad seca de nuestro material mostrándose un incremento en el 20%

El material granular utilizado como base en un principio cumplió con los parámetros estipulados en el manual de ensayos de suelos y materiales de suelos de la Administradora Boliviana de Carreteras para ser utilizado como capa base.

Después de realizado los ensayos los resultados nos arrojan que el material de base tiene una granulometría bien gradada, tiene partículas de todos los tamaños, lo que permite una buena compactación, al incluir el material maicillo a la base, la cantidad de material de maicillo en su totalidad pasa el tamiz número 4.

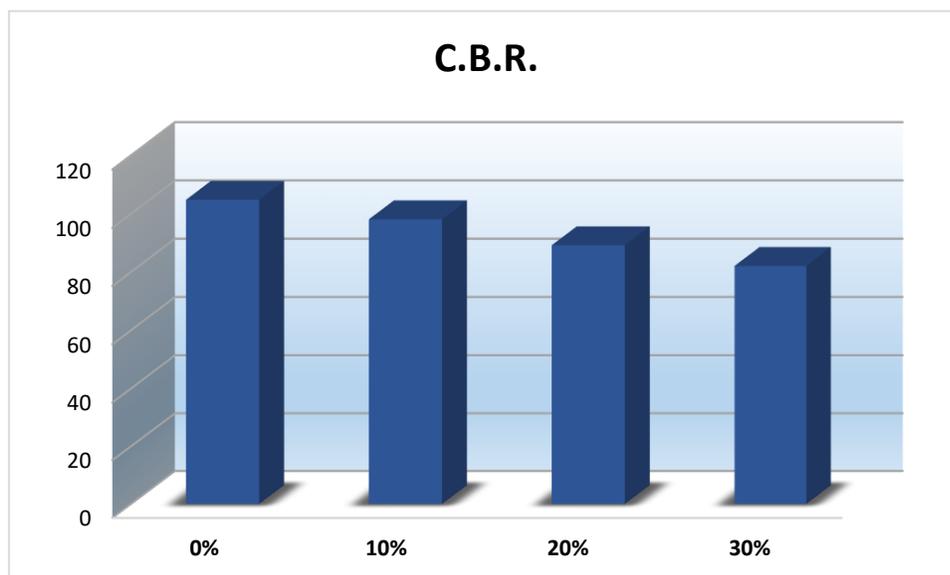
Nuestro material granular de contiene un mínimo porcentaje de finos, con un porcentaje de 7.21% cumple con lo requerido en el manual de ensayos de la A.B.C.

Los límites del material ensayado, como límite líquido, límite plástico y en su defecto el índice de plasticidad cumple con lo requerido con la norma la capa base y mezclas no presentan limite liquido ni plástico.

El material de base es resistente a la abrasión, las cálculos nos arrojaron resistencia a la abrasión 21% según el manual de la A.B.C. permite menor a 35% es decir cumplimos

El valor de CBR obtenido para la base sin el material maicillo fue de 115%, valor permitido basándonos en los parámetros del Manual de ensayo de la A.B.C. y los valores de las mezclas al 10%,20%,30% también cumplen con el valor mínimo según el manual de ensayos de la A.B.C. reportando el valor 104%,97% y 89% de valor de soporte, cabe agregar que el valor del CBR disminuye de manera gradual pudiéndose evidenciar en la gráfica siguiente

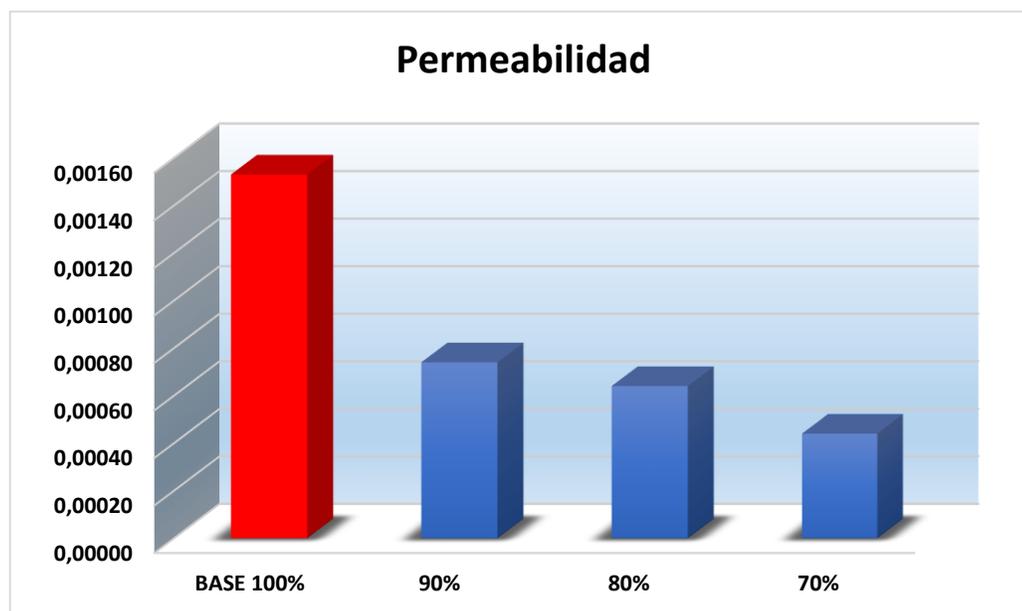
Gráfica 3.5. CBR de capa base y las combinaciones



Fuente: Elaboración propia

Lo valores de la permeabilidad para base granular y para sus combinaciones son los siguientes, base 0.00153 cm/s y la combinaciones 0.00074 cm/s (10%), 0.00064 (20%) y 0.00044 (30%) pudiéndose evidenciar un descenso de la permeabilidad representado en la gráfica siguiente

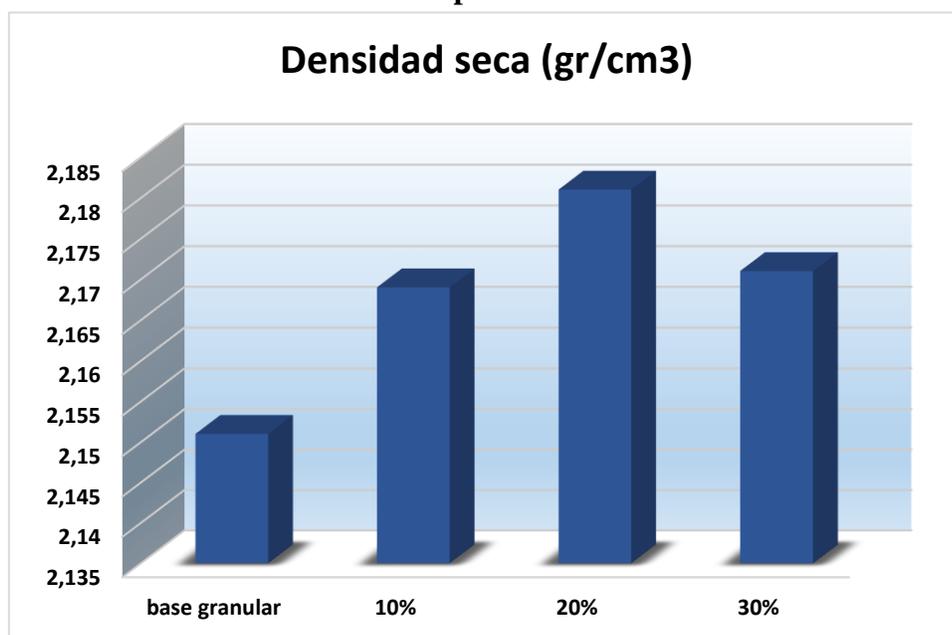
Gráfica 3.6. Permeabilidad de capa base y las combinaciones



Fuente: Elaboración propia

En base a la Tabla 3.24. Resultados de los ensayos de Proctor nos muestran valores de humedad y densidad seca de la muestra con y sin maicillo y de un análisis podemos decir que nuestro material a medida que vamos aumentando los porcentajes de inclusión de material maicillo va aumentando humedad y con respecto a la densidad seca se presenta un incremento de la densidad al 20% del material de adición, tales datos los representamos en la siguiente grafica

Grafica 3.7. Densidad seca de capa base y las combinaciones en el ensayo de Compactación



Fuente: Elaboración Propia

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

En el presente proyecto de investigación se han cumplido los objetivos planteados debido a que se ha demostrado que la presencia de porcentajes de material maicillo incide en las propiedades mecánicas de una capa base y por lo tanto su estudio es importante para tener como referencia materiales alternativos en la construcción de la estructura de pavimentos flexibles específicamente a nivel de capa base

De acuerdo a resultados obtenidos de la Capa Base tabla 4.1., de los ensayos realizados bajo los métodos normalizados se puede observar que el material del Banco de Préstamo cumple con las especificaciones técnicas dadas en el manual de ensayos de la A.B.C.

Tabla 4.1. Parámetros de comparación para base granular según la A.B.C.

Característica	Norma	Valor	Especificación
Porcentaje de Finos	Según A.B.C.	7.21	0 -15 %(Tm-50c)
Límite Líquido	Según A.B.C.	NP	Max 35%
Índice de Plasticidad	Según A.B.C.	NP	Max 4%
Caras Fracturadas	Según A.B.C.	69%	Min 50%
Resistencia al desgaste	Según A.B.C.	21%	≤ 35%
CBR	Según A.B.C.	115%	> 80%

Fuente: Elaboración propia

En cuanto a la permeabilidad de la capa base se puede evidenciar que el aumento del material maicillo en sus diferentes porcentajes influye en una disminución de la capacidad de drenaje siendo los valores de la permeabilidad los siguientes la base 0.00153 cm/s y las combinaciones 0.00074 cm/s (10%), 0.00064 (20%) y 0.00044 (30%) en función a referencias a la drenabilidad en los suelos se podría afirmar que tiene un buen drenaje

El límite líquido y el índice plástico obtenidos para capa base y la combinaciones con maicillo califican al suelo como no plástico (NP) por lo tanto son menores a lo admisible en la especificación que admite hasta un Max. de 35% para el Límite líquido(LL) y un Max del 6 % para el Índice de Plasticidad (IP)

El porcentaje de abrasión en la máquina de los ángeles para la base granular y la combinaciones es del 21% siendo menor a lo admisible en la especificación que pide un valor menor o igual al 35% del ensayo de desgaste los ángeles

La granulometría del material de la capa base cumple con la banda granulométrica TM-50C y también cumplen las combinaciones de mezcla verificándose los valores en la siguiente tabla

Tamiz	Porcentaje que pasa				Maicillo 100%	Banda TM-50C	
	Base 100%	90%	80%	70%		Límite Inferior	Límite Superior
2"	100.00	100.00	100.00	100.00	100	100	100
1"	95.13	95.62	96.11	96.59	100	70	100
3/4"	87.09	88.38	89.67	90.10	100	60	90
3/8"	43.04	48.73	54.43	60.12	100	40	75
N°4	34.19	40.77	47.35	53.93	100	30	60
N°10	28.65	33.08	37.52	41.95	73	15	45
N°40	15.66	16.89	18.12	19.36	28	10	30
N°200	7.21	7.45	7.69	7.93	9.6	0	15

En el ensayo de C.B.R los valores obtenidos para la capa base y combinaciones con el material de adición son mayores a lo estipulado por la norma técnica que exige un mínimo de 85% estos se encuentran en la siguiente tabla

Tabla. 4.2. Valores de CBR de la base y mezcla

Resumen de valores de CBR de base y mezcla a diferentes porcentajes de maicillo					
% de maicillo	Nro. de golpes	Humedad (%)	Densidad seca(gr/cm ³)	CBR a 0.1 pulg	CBR a 0.2 pulg
0%	56	5.75	2.16	104.7	115
	25	6.23	2.066	72.1	81.2
	12	6.24	1.995	42	50.7
10%	56	6.31	2.17	98	104.2
	25	5.93	2.091	60.6	68.5
	12	6.47	2.032	35.3	38.4
20%	56	6.54	2.182	89.1	96.9
	25	5.96	2.1	56.5	63.8
	12	6.83	2.039	25.7	31.4
30%	56	6.34	2.171	82	89.4
	25	6.48	2.082	48.5	53.6
	12	6.48	2.046	22	30.9

Fuente: Elaboración propia

Con el uso de la adición de material maicillo en el 20 % se presenta un aumento de la densidad seca máxima con un valor de 2.182 gr/cm³ y de la humedad óptima con 6.54 % pero no incrementa la resistencia del material

Se determinó que el material maicillo disminuye el CBR de una base pero se podría optar por tener valores recomendables que cumplan con la normativa utilizando como investigación hasta el 20% de material maicillo.

4.2. Recomendaciones

- Con estos resultados se recomienda que al ser un material de mejoramiento a nivel de capa base podría ser de utilidad en la construcción de pavimentos flexibles a proyectos que estén en cercanías de la formación geológica Rejara , sabiendo que está en cercanías de una de las rutas alternativas de salida a la República Argentina
- Se recomienda un porcentaje del 20% de material maicillo ya que cumple la

normativa en bases granulares con características semejantes al proyecto en estudio

- Se recomienda realizar ensayos de laboratorio, para identificar el material que se investiga con el fin de lograr una composición óptima que permita mejorar la resistencia del material.
- Diseñar y construir vías con materiales alternativos que tengan un menor costo de construcción
- Es importante y se recomienda dar mantenimiento al equipo Prensa CBR, para obtener valores correctos.
- Es importante tomar en cuenta la Permeabilidad de la capa Base ya que este tendría su influencia en el coeficiente de drenaje que es un parámetro muy importante dentro del diseño de pavimentos flexibles.
- Disminuir los impactos ambientales que se generan en una construcción de vial
- Se recomienda profundizar los estudios sobre utilización del maicillo en pavimentos, ensayando con otros tipos de suelos.