



Universidad Autónoma de Querétaro

Facultad de Ingeniería

Maestría en Ingeniería de Vías Terrestres y Movilidad

“Comportamiento mecánico de un suelo arcilloso estabilizado con puzolanas y cal como material para capa sub base”

TESIS

QUE COMO PARTE DE LOS REQUISITOS PARA OBTENER EL GRADO DE

Maestro en Ingeniería de Vías Terrestres y Movilidad

PRESENTA

Ing. Antonio Hernández Francisco

DIRIGIDO POR:

Dra. Teresa López Lara

Centro Universitario, Querétaro, Qro.



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ingeniería de Vías Terrestres y Movilidad

Tesis

Comportamiento mecánico de un suelo arcilloso estabilizado con puzolanas y cal como material para capa sub base

Presenta

Ing. Antonio Hernández Francisco

Dirigido por:

Dra. Teresa López Lara

Dra. Teresa López Lara
Presidente

Firma

Dr. Jaime Moisés Horta Rangel
Secretario

Firma

Dr. Saul Antonio Obregón Biosca
Vocal

Firma

Dra. María de la Luz Pérez Rea
Suplente

Firma

Dr. Juan Bosco Hernández Zaragoza
Suplente

Firma

Centro Universitario, Querétaro, Qro.

Fecha de aprobación por el Consejo Universitario noviembre 2021
México

DEDICATORIAS

Este trabajo de tesis lo dedico con gran amor a mi madre Carmen E. Francisco Hernández,
a mi padre Antonio Hernández Alarcón y a mi hermana Teresa Hernández Francisco.

Gracias por todo.

Dirección General de Bibliotecas UAQ

AGRADECIMIENTOS

A la Dra. Teresa López Lara y el resto de mi sínodo, por su ayuda en todo momento, enseñanzas y guías a través de todo el proceso de investigación.

Al Dr. Christian Hernández Mendoza, por su amistad, apoyo y enseñanzas durante la etapa de investigación de este trabajo de tesis.

Al Maestro Gerardo Medellín Aguilar y al equipo de laboratoristas de Ingeniería Civil por su apoyo en los diferentes ensayos realizados.

Al grupo TCDN S.A. de C.V., en especial al MVZ. Dagoberto Paz Martínez, por proporcionar el material puzolánico para la realización de las pruebas de laboratorio y todo su apoyo para el resto de la información.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por brindarme el apoyo económico y la oportunidad de estudiar este posgrado, contribuyendo a mi desarrollo profesional y académico.

CAPÍTULO I

1.1	Introducción	1
1.2	Problemática	2
1.3	Justificación	3
1.4	Hipótesis.....	3
1.5	Objetivo.....	4

CAPITULO 2_MARCO TEORICO 5

2.1	TIPOS DE SUELOS	5
2.1.1	Origen de los suelos	6
2.1.2	Factores que intervienen en la formación de los suelos	6
2.1.3	Fases del suelo	7
2.1.4	Tipos de suelos.....	8
2.1.5	Minerales componentes de los suelos.....	10
	Grupo de las caolinitas.....	11
	Grupo de las Illitas.....	11
	Grupo de las montmorilonitas	12
2.1.6	Clasificación de suelos.....	13
	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos	14
	Clasificación de suelos AASHTO	17
2.1.7	Características mecánicas de los suelos expansivos.....	20
	Efecto de expansión	20
	Efecto de succión	21

pH característico	21
2.1.8 Identificación de suelos expansivos.....	21
Pruebas directas.....	22
Pruebas indirectas o correlaciones	23
Sistema Northcote	24
2.2 PUZOLANAS.....	26
2.2.1 Tipos de puzolanas.....	27
Materiales puzolánicos	27
Puzolanas naturales	28
Puzolanas sintéticas	29
2.2.2 Reacción puzolánica.....	29
2.2.3 La cal como activador puzolánico	32
Consideraciones para estabilización de suelos con puzolanas y cal.....	32
2.2.4 Metodología para la estabilización de suelos con cal.....	34
a. Aplicación de puzolanas en la estabilización de suelos	36
2.3 Estabilización De Suelos.....	39
2.3.1 Métodos de mejoramiento de suelos.....	41
Compactación	41
Mejoramiento de suelos con cemento Portland	43
Mejoramiento de suelo con cal	45
Mejoramiento de suelos con Cloruro de Sodio	46
2.3.2 Consideraciones para la estabilización de suelos	48
2.4 Criterios De Aceptación De Materiales Para Pavimentos.....	48
2.4.1 Criterios de diseño de un pavimento.....	49
2.4.2 Desempeño de las capas.....	51
2.4.3 Transmisión de esfuerzos y deformaciones.....	53

2.4.4	Deformaciones admisibles	55
2.4.5	Normativa internacional para el uso de suelos estabilizados.....	59
CAPITULO 3 METODOLOGÍA EXPERIMENTAL.....		62
3.1	Ubicación y muestreo de la arcilla expansiva	63
3.2	Caracterización física y de resistencia del suelo explorado.....	65
3.2.1	Caracterización física.....	66
	Contenido de agua (humedad natural del suelo)	66
	Densidad o gravedad específica del suelo	67
3.2.2	Límites de consistencia	68
3.2.3	Granulometría.....	71
3.3	Pruebas de resistencia mecánica	73
3.3.1	Ensaye de corte directo.....	74
3.3.2	Compactación AASHTO	74
3.3.3	Prueba CBR.....	75
3.4	Caracterización química.....	76
3.4.1	Determinación del pH del suelo.....	76
3.4.2	Prueba de Difracción de Rayos X	77
3.5	Estabilización con cal y zeolita	77
3.6	Diseño de pavimento flexible con subbase de suelo estabilizado con cal y puzolanas naturales	78
3.7	Modelación del comportamiento de un pavimento flexible con sub-base de suelo estabilizado con cal y puzolanas naturales	80
CAPITULO 4 RESULTADOS Y DISCUSIONES		84

4.1	Sitio de estudio.....	84
4.2	Características físicas del suelo muestreado	86
4.2.1	Contenido de agua (humedad natural del suelo)	86
4.2.2	Densidad o gravedad específica del suelo	87
4.2.3	Límites de consistencia	87
4.2.4	Granulometría.....	90
4.3	Características químicas del suelo muestreado.....	91
4.4	RESISTENCIA DEL SUELO MUESTREADO	94
4.5	Compactación AASHTO	95
4.6	Prueba CBR.....	95
4.7	Características de los materiales de estabilización.....	96
4.7.1	Propiedades de la cal	96
4.7.2	Propiedades de la puzolana natural	97
4.8	Diseño de pavimento flexible con sub-base de suelo estabilizado con cal y puzolanas naturales	97
4.9	Microdeformaciones y deformación permanente de un pavimento flexible con sub-base de arcilla estabilizada.....	98
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y LINEAS DE INVESTIGACIÓN SUGERIDAS		105
ANEXOS		115

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1 Composición promedio de las fases por volumen de suelo.....	8
2.2 Estructura del grupo caolinita.....	11
2.3 Estructura del grupo Iilita.....	12
2.4 Estructura del grupo montmorilonita.....	13
2.5 Carta de plasticidad.....	16
2.6 Diagrama de flujo de la prueba del grupo.....	25
2.7 Estructura de una zeolita natural.....	28
2.8 Curva de reacción puzolánica.....	30
2.9 Principales capas estructurales de un pavimento.....	53
2.10 Cálculo de esfuerzos normales por el método de foster y ahlvin.....	54
2.11 Cálculo de esfuerzos normales por el método de burmister.....	55
3.1 Diagrama del proceso de investigación.....	62
3.2 Ubicación del municipio de santiago querétaro.....	63
3.3 Principales tipos de suelo según la iuss, del municipio de querétaro.....	64
3.4 Ubicación de jurica campestre.....	65
3.5 Porciones de muestra inalterada para contenido de humedad.....	66

3.6 Preparación de la prueba de densidad de suelos	67
3.7 Método de la copa de casagrande.....	69
3.8 Método del rollo de arcilla.	69
3.9 Pesaje de muestra seca para el cálculo del límite de contracción.	71
3.10 Determinación de granulometría por tamizado.....	72
3.11 Probeta con solución de suelo e hidrómetro para medición.....	73
3.12 Probeta con solución de suelo e hidrómetro para medición.....	74
3.13 Molde aashto compactado.....	75
3.14 Procedimiento prueba cbr.	76
3.15 Instrumentos de medición de ph	77
3.16 Dosificación y mezclado de suelo, cal y zeolita.	78
4.1 Ubicación del municipio de santiago querétaro.....	84
4.2 Sitio y muestreo del suelo	85
4.3 Carta de plasticidad de casagrande y coordenadas del suelo muestreado.....	90
4.4 Variación de los límites de atterberg a diferentes cantidades de cal y zeolita.	93
4.5. Resistencia al esfuerzo cortante.	95

4.6 Distribución de puntos para el análisis de eje tandem	99
4.7 Variación de esfuerzos y deformaciones en un pavimento con subbase de banco	100
4.8 Variación de esfuerzos y deformaciones en un pavimento con sub-base estabilizada con 10% de cal	102
4.9 Variación de esfuerzos y deformaciones en un pavimento con subbase estabilizada con 10% de cal – 6% zeolita	103
4.10 Comparativa entre los diferentes parámetros muestreados	104

Dirección General de Bibliotecas UAO

ÍNDICE DE TABLAS

2.1 Principales tipos de suelo	9
2.2-a Clasificación de suelos sucs, grupos y subgrupos.	14
2.2-b Clasificación de suelos sucs, grupos y subgrupos.	15
2.3 Clasificación de suelos aashto, grupos y subgrupos.	19
2.4 Identificación de minerales y potencial expansivo en arcillas.	22
2.5 Correlaciones para determinar el potencial expansivo de un suelo.	23
2.7 Propiedades físicas y químicas de la cal.	33
2.8 Resumen de pruebas en la estabilización de suelos típicos.	36
2.9 Composición química de la cal hidratada	46
2.10 Valores típicos de resistencia por material para pavimentos.	59
2.11 Principales pruebas de resistencia en suelos estabilizados.	60
2.12 Principales métodos de estabilización de bases en México.....	61
2.13 Requisitos mínimos de calidad de los materiales para sub base.	61
3.1 Número de tamiz y apertura en mm.....	72
3.2 Datos de diseño	79

3.3 Resistencia típica de materiales de banco para pavimentos.....	79
3.4 Espesores propuestos para un pavimento con materiales de banco.....	80
3.5. Datos de entrada para la modelación de pavimento en software kenpave.....	83
4.1 Clasificación visual del suelo muestreado	86
4.2 Determinación del contenido de humedad.....	87
4.3 Determinación de la densidad o gravedad específica del suelo.....	87
4.4 Obtención del límite líquido.....	88
4.5 Obtención del límite plástico por medio de la prueba del rollo.....	88
4.6 Parámetros teóricos de los límites de consistencia para diferentes tipos de suelos	89
4.7 Granulometría por tamizado	90
4.8 Granulometría por hidrómetro	91
4.9 Variación del ph de las diferentes muestras.....	92
4.10 Valores de pvsm y humedad óptima en cada muestra	95
4.11 Valores cbr para cada muestra.	96
4.12 Características físicas y químicas del hidróxido de calcio.....	96
4.13 Características físicas y químicas de la zeolita.	97

4.14. Resumen y espesores obtenidos en el diseño aashto de pavimento flexible.....	98
4.15 Parámetros muestreados.....	104

Dirección General de Bibliotecas UAQ

RESUMEN

Ante las grandes contingencias ambientales que se han suscitado en estos años y siguiendo una ideología sustentable, es necesario hacer uso de materiales naturales y menos procesados, aprovechando correctamente los recursos disponibles para todas las obras. Lamentablemente, esta idea no es tan fácil de llevar a cabo, pues en el tema de vías terrestres la mayor parte del suelo superficial de la república mexicana contiene grandes cantidades de arcilla. Este tipo de suelos no puede ser aprovechado en su estado natural para ser utilizado como estructura de un pavimento, por lo que comúnmente se desechan y se explotan bancos de materiales con suelos de características mecánicas que cumplan las diferentes normativas. Estas acciones de rechazo, explotación de bancos y transporte de materiales conllevan diferentes esfuerzos y uso de recursos que pueden ser destinados para otros fines, inclusive el conservar una cadena montañosa de material de banco trae beneficios ambientales y de seguridad contra fenómenos naturales como huracanes. Por ello, la estabilización química de los suelos mediante el uso de cal y puzolanas naturales surge como una alternativa sustentable a la explotación masiva de los bancos de materiales y el uso de materiales químicos altamente procesados como lo es el cemento. El objetivo de esta investigación fue evaluar el comportamiento de un suelo de baja resistencia al corte como lo es una arcilla expansiva, estabilizado con zeolita natural para su utilización como material de una capa subbase de un pavimento asfáltico; por medio de la determinación del valor CBR del suelo y las deformaciones que se presentan en un diseño estructural de un pavimento por el método AASHTO. Se observó una mejora del CBR del suelo arcilloso estabilizado de 40% respecto a su valor natural, con una deformación permanente de 0.1 cm en una sección de 36 cm de capa sub-base, concluyendo que este tipo de material es factible para su uso en caminos con un TPDA de 1500 vehículos como máximo.

Palabras clave: estabilización de suelos, zeolita natural, cal, arcillas expansivas, diseño de pavimentos.

ABSTRACT

In the face of the great environmental contingencies that have been raised in these years and following a sustainable ideology, it is necessary to make use of natural and less processed materials, taking advantage of the available resources for all the projects. Unfortunately, this idea is not easy to carry out, because in topic of roadways, the most of the superficial soil layer of the Mexican Republic contains large amounts of clay. This type of soils cannot be exploited in its natural state to be used as a pavement structure, so typically are replaced and materials banks with mechanical characteristics that comply with the different regulations are commonly exploited. These actions of rejection, use of banks and transportation of materials involve different efforts and the use of resources that can be used for other purposes, including the conservation of a mountain range of banking material, that provides environmental and safety benefits against natural phenomena such as hurricanes. Therefore, chemical stabilization of soils through the use of lime and natural pozzolans emerges as a sustainable alternative to the massive exploitation of material banks and the use of highly processed chemical materials, as cement. The objective of this research was to evaluate the behavior of a soil with low resistance to shear such as expansive clay, stabilized with natural zeolite for use as a material for a subbase layer of an asphalt pavement; by determining the CBR value of the soil and the deformations that occur in a structural design of a pavement by the AASHTO method. A 40% improvement in the stabilized clay soil CBR was observed with respect to its natural value, with a permanent deformation of 0.1 cm in a 36 cm section of sub-base layer, concluding that this type of material is feasible for use in roads with a TPDA of 1000 vehicles.

Keywords: soil stabilization, natural zeolite, lime, expansive clay, pavement design.

CAPITULO 1

1.1 Introducción

Ante las necesidades de transporte y comunicación que requieren los países en desarrollo para atender las diferentes demandas de su población, como económicas y de transporte; es necesario contar con una infraestructura suficiente que pueda satisfacer dicha demanda y que garantice seguridad en su recorrido durante el tiempo de vida de la obra. Como es de suponerse, la ubicación del eje de proyecto de la vía podrá ubicarse sobre suelos complicados en cuanto a la topografía del sitio y al tipo de suelo para la cimentación, por lo que se han desarrollado diferentes técnicas que utilizan una amplia variedad de materiales y maquinaria para cada caso específico; solucionando el problema de la vía, pero agudizando los problemas ambientales.

Como lo comentan Chakraborty y Nair (2017) ante las grandes contingencias ambientales que se han suscitado en estos años y siguiendo una ideología sustentable, es necesario hacer uso de materiales naturales y menos procesados, aprovechando correctamente los recursos disponibles para todas las obras. Lamentablemente esta idea no es tan fácil de llevar a cabo, pues en el tema de vías terrestres la mayor parte del tramo puede recorrer una gran cantidad de suelo con malas condiciones de resistencia, pues gran parte del suelo superficial de la república mexicana contiene grandes cantidades de arcilla, y estas normalmente, siempre son rechazadas y dispuestas en bancos de residuos. En el caso del estado de Querétaro, como mencionan Alaniz-Álvarez *et al.* (2001) y Arroyo *et al.* (2002) es posible identificar que la parte central del valle de Querétaro está compuesta principalmente por arcillas y limos del periodo geológico cuaternario. Este tipo de suelos no puede ser aprovechado en su estado natural para ser utilizado como estructura de un pavimento, por lo que comúnmente se desechan y se explotan bancos de materiales con suelos de características mecánicas que cumplan las diferentes normativas.

Estas acciones de rechazo, explotación de bancos y transporte de materiales conllevan diferentes esfuerzos y uso de recursos que pueden ser destinados para otros fines, inclusive el conservar una cadena montañosa de material de banco trae beneficios ambientales y de seguridad contra fenómenos naturales como huracanes. Esta problemática ambiental y de manejo de recursos debe ser mitigada o al menos reducida, utilizando materiales in situ como capa estructural de pavimentos, aplicando previamente un tratamiento de estabilización

1.2 Problemática

Como lo comentan Chakraborty y Nair (2017) ante las grandes contingencias ambientales que se han suscitado en estos años y siguiendo una ideología sustentable, es necesario hacer uso de materiales naturales y menos procesados, aprovechando correctamente los recursos disponibles para todas las obras. Lamentablemente esta idea no es tan fácil de llevar a cabo, pues en el tema de vías terrestres la mayor parte del suelo superficial de la república mexicana contiene grandes cantidades de arcilla, como lo es el caso del estado de Querétaro, que como mencionan Alaniz-Álvarez *et al.* (2001) y Arroyo *et al.* (2002) es posible identificar que la parte central del valle de Querétaro está compuesta principalmente por arcillas y limos del periodo geológico cuaternario. Este tipo de suelos no puede ser aprovechado en su estado natural para ser utilizado como estructura de un pavimento, por lo que comúnmente se desechan y se explotan bancos de materiales con suelos de características mecánicas que cumplan las diferentes normativas. Estas acciones de rechazo, explotación de bancos y transporte de materiales conllevan diferentes esfuerzos y uso de recursos que pueden ser destinados para otros fines, inclusive el conservar una cadena montañosa de material de banco trae beneficios ambientales y de seguridad contra fenómenos naturales como huracanes. Esta problemática ambiental y de manejo de recursos debe ser mitigada o al menos reducida, utilizando materiales in situ como capa estructural de pavimentos, aplicando previamente un tratamiento de estabilización.

1.3 Justificación

La estabilización química se utiliza para mejorar las propiedades plásticas y de resistencia mecánica de los suelos para la construcción de pavimentos (Consoli *et al.*, 2011). Por eso, O’Flaherty (1988) sugirió el uso de puzolanas naturales para mejorar las capacidades hidráulicas del concreto y aportar mayor resistencia mecánica. En ese sentido, investigadores como Onitsuka y Shen (1998) lograron estabilizar arcilla de Ariake; utilizando cal y cenizas volátiles provenientes de puzolanas, obteniendo una ganancia del 50% a la compresión simple. Posteriormente, Onitsuka *et al.* (1999) mejoraron las propiedades de la arcilla estabilizada en un 65 % el valor de CBR (California Bearing Ratio), utilizando cal y lana de vidrio, mientras que Al-Swaidani *et al.* (2016) dosificaron un suelo arcilloso clasificado mediante el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de suelos) como CH (arcilla plástica) con puzolanas naturales, logrando incrementar el valor del CBR en un 90 %. Mohammadinia *et al.* (2018) lograron estabilizar material granular altamente plástico y con alto contenido de finos, empleando cenizas volátiles para utilizarla como capa sub base. Nazari *et al.* (2018) afirman que todo suelo granular estabilizado químicamente tiene mayor módulo de flexión que su respectivo módulo de resiliencia; por ende, una mayor resistencia las deformaciones. Por último, Ghrici & Mansour (2007) sugieren que el uso de puzolanas naturales mezcladas con cal para la estabilización de suelos cohesivos, debe ser investigada; aunado al Plan Nacional de Desarrollo 2019 – 2024, 2. *Política Social*, los programas y futuras obras sociales y de infraestructura se enfocarán en un desarrollo sostenible, por lo que se conducirán correctamente para proteger la ecología y horizontes económicos del país. En concordancia con lo anterior, se propone el presente tema de investigación, con el objetivo de estudiar el comportamiento mecánico de un suelo arcilloso con características expansivas de la región de Querétaro, estabilizada químicamente con cal y puzolanas naturales; evaluando sus propiedades mejoradas para conformar una capa estructural de pavimento flexible.

1.4 Hipótesis

Al estabilizar un suelo arcilloso con propiedades expansivas mediante el uso de cal y puzolanas naturales, se logra un incremento del 30% de valor de CBR natural para cumplimiento de capa sub base de acuerdo con normativa SCT.

1.5 **Objetivo**

Evaluar la capacidad estabilizadora de la cal en conjunto con puzolanas naturales, aplicada a un suelo arcilloso expansivo, e incrementar el desempeño mecánico del suelo mejorado utilizado como una capa sub-base de pavimento.

Dirección General de Bibliotecas UAQ

CAPITULO 2

MARCO TEORICO

2.1 TIPOS DE SUELOS

Para mejorar y estabilizar suelos, es importante conocer los diferentes tipos de suelo que existen en la corteza terrestre, con el fin de poder clasificarlos correctamente. Por otra parte, al tener conocimiento de su origen y el ciclo por el que este ha pasado, nos facilita el conocimiento de los minerales que predominan sobre él. El conjunto de ambas características nos da pauta a la correcta elección de materiales para estabilización, y los usos que se este nuevo material mejorado puede tener en el ámbito de la construcción. Por tal motivo, el siguiente capítulo expone el origen de los suelos y las características particulares que cada uno posee.

La corteza terrestre está conformada por distintos tipos de suelos que varían por regiones e incluso por la profundidad, de igual manera los minerales que componen estos suelos son muy variados. En ingeniería, el suelo puede ser definido como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta con líquido y gas en los espacios vacíos entre las partículas sólidas (Das, 2012). En una definición más simple, propuesta Juárez & Rico (2012) un suelo es todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves, excluyendo rocas sanas debido a que son estudiadas en otra disciplina, y cuyas propiedades mecánicas de resistencia quedarán sujetas a los minerales que los conforman.

Ambas definiciones de suelo comparten la misma visión sobre la principal fuente de resistencia de dichos materiales, y es aquí donde la geología juega un papel importante en la práctica exitosa de la ingeniería. (Budhu, 2011). Las labores de identificación del origen de un estrato de suelo, la identificación de sus minerales y la resistencia que este puede brindar con fines geotécnicos juega un papel importante en los trabajos preliminares que un ingeniero de la rama debe ejecutar correctamente, y dichas labores no deben ser subestimadas en las vías terrestres.

2.1.1 Origen de los suelos

La formación de suelos tiene diferentes orígenes debido a los diversos factores implicados en la degradación de materiales de mayor volumen y la combinación de los mismos. Tanto factores físicos y biológicos; como el aire, agua, cambios de temperatura y organismos vivos; modifican la corteza terrestre y producen cambios en la superficie (Mirsal, 2004). Tanto la formación de rocas y sedimentos de las mismas, las cuales originan los suelos, se encuentran en un proceso continuo de formación y degradación, el cual se conoce como ciclo geológico.

Existen tres principios del ciclo geológico, los cuales fueron propuestos por Nicolaus Steno (Hansen, 2005), y enlistados a continuación:

1. Principio de la originalidad horizontal: que establece que los sedimentos se depositan en capas paralelas a la superficie de la Tierra.
2. Principio de continuidad original: establece que las deposiciones son en forma de lámina y solo se terminan en contacto con superficies sólidas existentes.
3. Principio de superposición: establece que la edad de una deposición está directamente relacionada con el orden en la que se depositó. Las capas con mayor edad geológica se encuentran generalmente debajo de las más jóvenes.

Por su parte, las fases del ciclo geológico de la Tierra son la gliptogénesis o proceso erosivo, la litogénesis o proceso de formación de rocas, y la orogénesis o proceso de generación de formaciones montañosas (Mirsal, 2004). Como puede suponerse, los suelos se forman durante la meteorización de las rocas, lo cual ocurre en la fase de gliptogénesis, afectada por diferentes factores abióticos que propician la formación de suelos.

2.1.2 Factores que intervienen en la formación de los suelos

Principalmente, existen tres factores abióticos que propician la meteorización de las rocas degradándolas a partículas de menor tamaño y con propiedades diferentes a las de su forma anterior, debido a que estas son sometidas a cambios de presión, temperatura e inclusive a la mezcla entre residuos provenientes de distintos tipos de roca. Estos factores son:

- **Clima:** El clima es el principal factor que genera la meteorización de las rocas. Esta característica controla los procesos de flujo de material, también afecta la adición de factores orgánicos. Además, incrementa la tasa de transformación mineral a través de la red cristalina (Ross, 1989).
- **Biota:** Los organismos vivos juegan un papel secundario en la meteorización de los suelos, pero no por ello es menos importante. Mientras que los roedores y animales excavadores propician la degradación y mezcla de material fino, las bacterias juegan un papel crucial al desencadenar reacciones químicas en sus ecosistemas.
- **Material principal:** El control principal de la formación de un tipo específico de suelo está directamente relacionado con las propiedades físicas de la roca madre sobre la cual se está llevando el proceso de meteorización. Tanto la dureza y porosidad del material rocoso principal dictarán el nivel de acción de los agentes de meteorización anteriores.

La descomposición de algunos organismos vivos, como pequeñas cantidades de agua atrapadas en los intersticios de la parte sólida de la materia de roca descompuesta, pasará a formar parte de las diferentes fases del suelo y consecuentemente, determinará algunas propiedades importantes del suelo formado, lo cual se hablará en los siguientes temas.

2.1.3 Fases del suelo

Generalmente, un suelo está constituido por tres fases: la fase sólida, líquida y gaseosa. La fase sólida de los suelos está conformada por las partículas minerales y orgánicas que iniciaron los procesos de degradación de roca; la fase líquida se constituye por el agua que puede moverse libremente por los intersticios; y la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, aunque pueden presentarse gases sulfurosos, metano, entre otros (Juárez & Rico, 2012). En la Figura 2.1, se muestra la composición promedio por volumen de suelo que generalmente se encuentra en la naturaleza, en la cual se observa que la fase sólida está compuesta por cerca del 90% de minerales, lo cual indica la importancia de los mismos en la influencia de la resistencia del suelo.

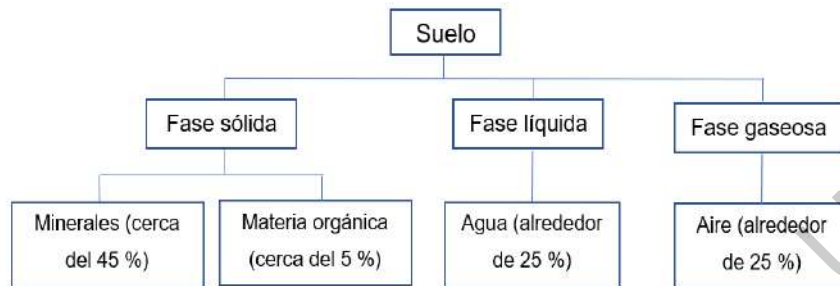


Figura 2.1 Composición promedio de las fases por volumen de suelo

Fuente: Contaminación del suelo: Origen, composición y remediación (Mirsal, 2004)

La cantidad en volumen que cada una de estas fases pueda ocupar por unidad de suelo, dependerá de las reacciones químicas y a la meteorización que haya sido sometido el material, al mismo tiempo que la orografía general del sitio. Para un uso general de los diagramas trifásicos de suelos se conoce como volumen de vacíos a la parte comprendida por la fase gaseosa y líquida del suelo, mientras que la fase sólida corresponde al volumen de sólidos. Debe mencionarse que cuando el volumen de vacíos está completamente ocupada por agua, se dice que el suelo está totalmente saturado, y el suelo pasa a ser representado por un diagrama bifásico, en el que la fase gaseosa se elimina del diagrama general. (Das, 2012).

2.1.4 Tipos de suelos

Gracias a numerosas exploraciones se sabe que la mayor parte de la superficie terrestre está compuesta principalmente por silicatos; los predominantes son principalmente feldespatos (de potasio, sodio o calcio), micas, olivino, serpentina, entre otros; óxidos, cuyos principales exponentes son el cuarzo, la limonita, la magnesita y el corindón; carbonatos, entre los que destacan la calcita y la dolomita y sulfatos, cuyos principales representantes son la anhidrita y el yeso. (Juárez & Rico, 2012). Los minerales proporcionan texturas y colores específicos a los suelos que conforman y de esta forma es posible establecer una descripción de un suelo por sus características físicas. Usualmente, se utilizan términos que intentan generalizar un grupo de suelo; como arenas y gravas, las cuales se encuentran en el grupo de suelos de grano grueso y cuya característica física principal es la de ser duros y friccionantes. Por otra parte, se encuentra el grupo de suelos de grano fino, formado por arcillas y limos; los cuales

generalmente se describen como blandos o plásticos. (Budhu, 2011). La Tabla 2.1, muestra una lista de los tipos de suelo mayormente utilizados, y una breve descripción de los mismos.

Tabla 2.1 Principales tipos de suelo

Tipo de suelo	Descripción general
Suelos aluviales	Son sedimentos finos, producto de la erosión de rocas que fueron transportados por agua y se han asentado en lechos de ríos y arroyos.
Suelos calcáreos	Son suelos con altos contenidos de carbonato de calcio y que muestran efervescencia al entrar en contacto con ácido clorhídrico.
Caliche	Consiste en grava, arena y arcilla cementadas juntas por carbonato de calcio
Suelos coluviales	Son suelos que se encuentran en la base de montañas y que han sido erosionados por efectos del agua y la gravedad.
Suelos expansivos	Son arcillas que sufren grandes cambios de volumen debido a ganancia y pérdida de humedad.
Suelos glaciales	Son suelos que consisten en escombros de roca, arena, limo, arcilla y rocas.
Yeso	El yeso es sulfato de calcio formado por el calor y presión de los sedimentos que se encuentran en el fondo del océano.
Suelos lacustres	Son principalmente limos y arcillas depositados en las aguas de los lagos.
Suelos lateríticos	Son suelos residuales que están cementados con óxido de hierro y se encuentra en zonas tropicales
Barro	Es arcilla y limo mezclados con un alto contenido de agua, volviéndolo muy viscoso.

Fuente: Propia, elaborada a partir de Fundamentos de Mecánica de suelos, Budhu (2011).

El tipo de grano de un suelo es la característica principal para la clasificación de los suelos; aunque es necesario conocer más información cuando se trata de clasificar suelos de grano fino, como su composición mineralógica. Es importante mencionar que el comportamiento mecánico de un suelo fino depende principalmente del tipo de mineral que compone su fase sólida, contrario a los suelos de grano grueso, cuyo comportamiento mecánico es mayormente dictado por el tamaño de sus partículas y la distribución de su granulometría. Por ello, se describirá con profundidad las características principales de los minerales que componen suelos finos, especialmente aquellos que componen suelos arcillosos.

2.1.5 Minerales componentes de los suelos

Los minerales son materiales cristalinos y constituyen los sólidos constituyentes de un suelo (Wenk & Bulakh, 2015). La mayoría de los minerales de interés para los ingenieros geotécnicos están compuestos de oxígeno y silicio, dos de los elementos más abundantes en la tierra. Los silicatos son un grupo de minerales con una unidad estructural llamada tetraedro de sílice. Estos silicatos pueden unirse en diferentes formas para dar origen a tres elementos fundamentales que definen la estructura de los minerales arcillosos, enlistados a continuación:

- Láminas: Las láminas son principalmente de dos tipos, sílice tetraédrica con Al-OH octaédrica y láminas de Mg-OH). Las combinaciones de varias laminas forman las capas.
- Capas: De estas también se distinguen dos tipos principales: capas dobles, creadas a partir de una lámina tetraédrica unida a una octaédrica; y triples, hechas de una lámina octaédrica intercalada entre dos laminas tetraédricas.
- Pilas de capas: Es la combinación de capas que se alternan en posición vertical. Las capas pueden ser diferentes o del mismo tipo de capa.

A partir de estas combinaciones, los minerales arcillosos se clasifican de acuerdo al tipo de estructura de las capas (triples o dobles). En consecuencia, autores como Mirsal (2004) y Juárez & Rico (2012), identifican los siguientes grupos de minerales de arcilla.

Grupo de las caolinitas

Este grupo mineral está compuesto por pilas de capas dobles, donde el grupo mineral principal es el mineral caolinita, cuya composición es $(OH)_8Al_4Si_4O_{10}$. Otro miembro mineral de este grupo es la haolisita, cuya composición es similar, excepto por tener dos capas de moléculas de agua dentro de las pilas de capas. La Figura 2.2 representa la estructura de capas del grupo caolinita.

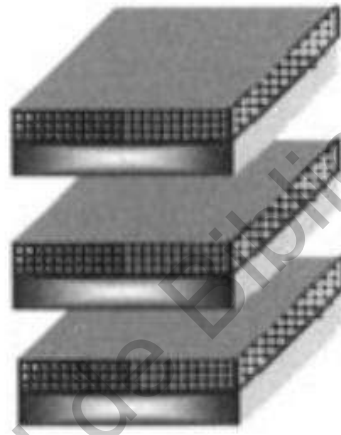


Figura 2.2 Estructura del grupo caolinita.

Fuente: Contaminación del suelo: Origen, composición y remediación (Mirsal, 2004)

Grupo de las Ialitas

El grupo de las ilitas también es conocido como las hidrómicas, y es representado por el mineral principal llamado ilita. La fórmula de su composición es $OH_4 Ky (Al_4 \cdot Fe_4 \cdot Mg_4 \cdot Mg_6) (Si_8 \text{ y } Aly) O_{20}$, formada por capas triples. Sin embargo, aproximadamente tres cuartos de las posiciones tetraédricas en las láminas de siloxano están ocupados por $Al + 3$ en lugar de Si_4 , dejando una carga de capa neta de aproximadamente -2 . Esta carga neutra se equilibra acomodando iones K en la capa intermedia, haciendo que la unión entre capas sea mucho más fuerte que la unión de las montmorilonitas, lo que provoca que estas no sean expansibles. La figura 2.3 representa la distribución típica de las Ialitas.

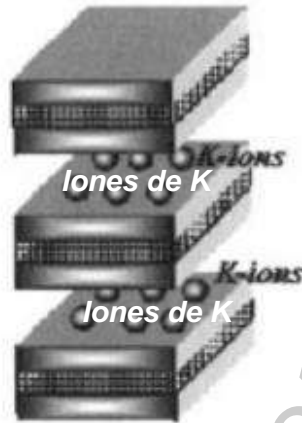


Figura 2.3 Estructura del grupo Illita.

Fuente: Contaminación del suelo: Origen, composición y remediación (Mirsal, 2004)

Grupo de las montmorilonitas

Este grupo está formado por capas triples apiladas verticalmente. Tienen una composición empírica de $(OH)_4 Al_4 Si_8 O_{10} \cdot n H_2O$. Mg+2, Fe+2, o cualquier otro equivalente en el que los cationes sustituyen a Al^{+3} produciendo una disminución de carga, la cual se balancea con Ca^{+2} , o Na^{+} . El espacio entre capas en este grupo proporciona un refugio no solo para neutralizar iones, sino también para material orgánico, así como para cantidades variables de agua, haciendo que la red se expanda para acomodar números variables de moléculas de agua (Mirsal, 2004). Otros miembros del grupo montmorillonita incluyen esmectita. La Figura 2.4 muestra la estructura del grupo montmorillonita, en la que se puede apreciar concentración de agua y iones sin carga entre los espacios de las capas.

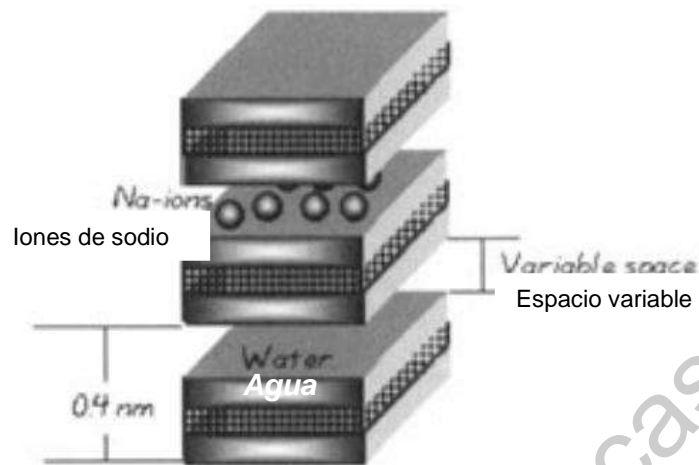


Figura 2.4 Estructura del grupo montmorillonita.

Fuente: Contaminación del suelo: Origen, composición y remediación (Mirsal, 2004)

Los factores principales de controlar la formación y alteración de minerales de arcilla son la composición química del material principal que origina el material meteorizado, al igual que las características fisicoquímicas del medio ambiente en el que se lleva a cabo la reacción. Por ejemplo, para el caso de las montmorillonitas, estas se forman en ambientes neutros o alcalinos, en los que el drenaje de agua se ve impedido por los altos niveles de evaporación. En consecuencia, la montmorillonita se caracteriza por su capacidad de expandirse al almacenar moléculas de agua, característica que le brinda propiedades mecánicas especiales que se tratarán al final de este capítulo.

2.1.6 Clasificación de suelos

Dada la complejidad de la formación de minerales en los diferentes tipos de suelo, y la identificación a detalle de los mismos, se llevaron a cabo diferentes intentos de clasificación de suelos basados en las características granulométricas y de plasticidad que intentaban predecir el comportamiento mecánico del suelo (Rodríguez & del Castillo, 2010).

De las múltiples clasificaciones que existen, se tomarán como principales en esta tesis dos de ellas, el Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS) debido a su amplia utilización en la Mecánica de suelos; y el Sistema de Clasificación de suelos AASHTO (*American*

Association of State Highway and Transportation Officials), debido a que tiene una aplicación directa en el ramo de vías terrestres.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Arthur Casagrande (1948) fue quien incursionó en la clasificación de suelos en Estados Unidos, la cual fue empleada por el Cuerpo de Ingenieros para la construcción de autopistas de aterrizaje durante la II guerra mundial. Años después, el sistema propuesto por Casagrande recibió modificaciones y de esta forma nació el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; el cual fue adoptado por la *American Society of Testing Materials* (ASTM) como parte de los métodos de normalización de pruebas.

La clasificación SUCS se basa principalmente de símbolos, que representan grupos de suelo con propiedades similares (Holtz and Kovacs, 1981). La Tabla 2.2-A y 2.2-B representa la división de las dos grandes divisiones del sistema SUCS por tamaño de grano, además de las simbologías de los grupos y subgrupos que la conforman y una breve descripción de los mismos.

Tabla 2.2-A Clasificación de suelos SUCS, grupos y subgrupos.

GRANO	TIPO DE SUELO	GRUPO	SUBGRUPO	DESCRIPCION
Suelo de grano grueso (Más del 50% del material es retenido en el tamiz #200)	Gravas (Más del 50% retenido en el tamiz #4)	G	W	Bien graduada
			P	Pobremente graduada
			M	Con limos (finos >12%)
			C	Con arcillas (finos >12%)
	Arenas (50% o más de la fracción gruesa pasa el tamiz #4)	S	W	Bien graduada
			P	Pobremente graduada
			M	Con limos (finos >12%)
			C	Con arcillas (finos >12%)

Fuente: Elaboración propia, a partir de Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Das, 2012).

Tabla 2.2-B Clasificación de suelos SUCS, grupos y subgrupos.

GRANO	TIPO DE SUELO	GRUPO	SUBGRUPO	DESCRIPCION
Suelo de grano fino (Más del 50% del material pasa a través del tamiz #200)	Limos	M	L	Baja plasticidad (Limite Líquido <50)
			H	Alta plasticidad (Limite Líquido >50)
	Arcillas	C	L	Baja plasticidad (Limite Líquido <50)
			H	Alta plasticidad (Limite Líquido >50)
	Suelos orgánicos	O	Sin subgrupo	Materia orgánica principalmente, color oscuro altamente plástica.

Fuente: Elaboración propia, a partir de Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Das, 2012).

Para la clasificación adecuada de un suelo mediante el uso de este sistema, es necesario hacer uso de la carta de plasticidad, la cual fue elaborada por Casagrande (1948) y donde se ubican diferentes tipos de suelo de grano fino relacionando su límite líquido (LL) con el Índice de Plasticidad (IP), representa por medio de líneas con diferentes ecuaciones dentro de la gráfica. La ecuación que describe la posición de la línea A queda representada por la Ecuación 1.1, la ecuación de la línea B es la mostrada por la Ecuación 1.2 y la carta de plasticidad se muestra en la Figura 2.5.

$$\text{Linea A} = 0.73 * (LL - 20) \quad (1.1)$$

$$\text{Linea B} = 50 \quad (1.2)$$

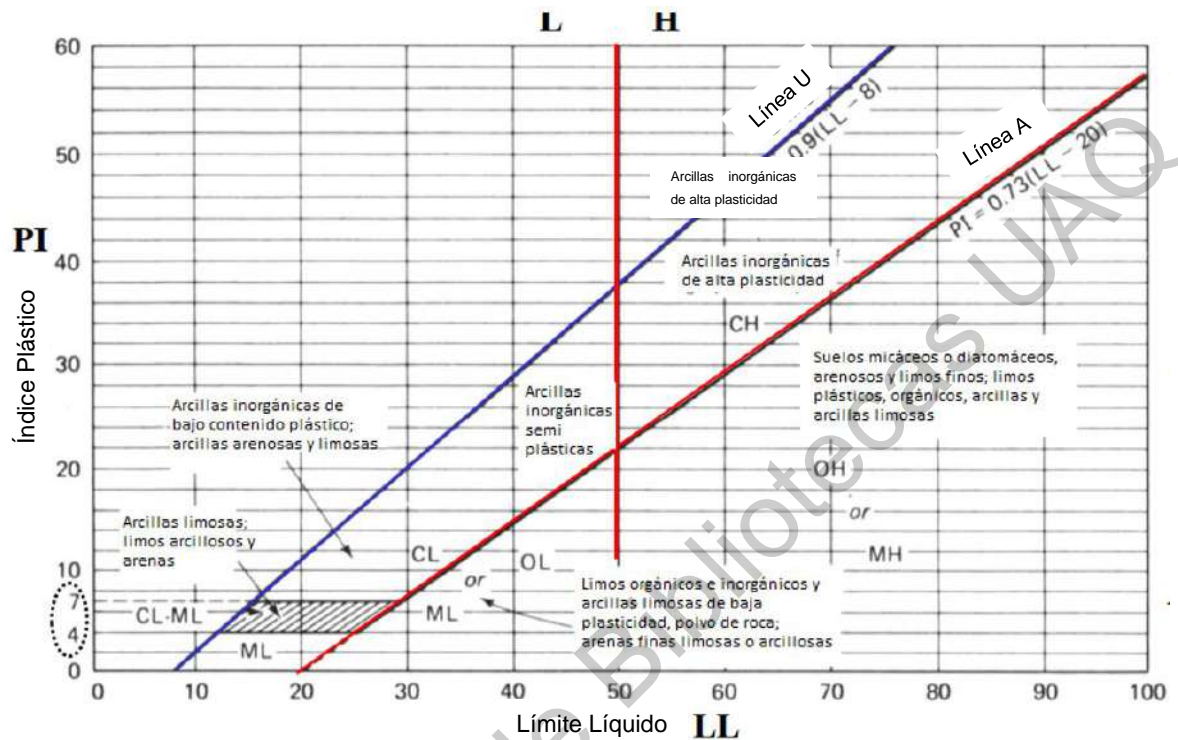


Figura 2.5 Carta de plasticidad.

Fuente: Una introducción a la ingeniería geotécnica (Holtz & Kovacs, 1981).

Se recomienda conocer al menos los siguientes valores del suelo para realizar una correcta clasificación (Das, 2012):

- Porcentaje de grava, es decir, la fracción de suelo que pasa el tamiz de 76.2 mm pero que es retenida en el tamiz #4.
- El porcentaje de arena, es decir, la fracción que pasa el tamiz #4 y que es retenida en el tamiz #200.
- El porcentaje de limo y arcilla, representado por la fracción más fina que el tamiz #200.
- El coeficiente de uniformidad (Cu) y el coeficiente de curvatura, indicados en la Ecuación 1.3 y 1.4.
- El límite líquido y el índice plástico de la porción de suelo que pasa el tamiz #40.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1.3)$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (1.4)$$

Clasificación de suelos AASHTO

La clasificación SUCS posee criterios amplios para evaluar diferentes tipos de suelos y agruparlos correctamente con fines de mecánica de suelos. Sin embargo, en las vías terrestres existen otras propiedades de los suelos que no son enlistadas en la clasificación SUCS y por lo cual este sistema no es apto para su uso práctico en el campo de las carreteras.

Debido a lo anterior, y con antecedentes de trabajos desarrollados por Hogentogler y Terzaghi, se desarrolló un sistema llamado clasificación AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), la cual ha sido adoptada principalmente por Estados Unidos y reconocida a nivel mundial por su practicidad en infraestructura vial (Holtz & Kovacs, 1981).

La clasificación AASHTO considera siete grupos generales de suelos, numerados desde el 1 al 7, antecidos por una letra A. De igual forma, estos grupos presentan subdivisiones; denotados por una letra minúscula posterior al número (a, b) o un guion con un número posteriormente. Los datos necesarios para utilizar este sistema de clasificación son los límites de consistencia y el análisis granulométrico de suelo (Das, 2012). También, es posible determinar la resistencia relativa de un suelo con respecto a otro, con ayuda del Índice de Grupo (IG). La Ecuación 1.5 sirve para calcular el Índice de Grupo, a partir del porcentaje de suelo que pasa el tamiz #200.

$$IG = (F - 35) (0.2 + 0.005 (LL - 40)) + 0.01 (F - 15) (PI - 10) \quad (1.5a)$$

Donde:

F = % de suelo que pasa el tamiz #200

LL=Límite Líquido

PI= Índice de plasticidad

Algunas consideraciones que se toman para el cálculo del IG, son las siguientes:

- Los valores negativos del IG, se toman como cero.
- El IG se redondea a su número entero más cercano.
- No hay límite superior para el IG (usualmente, no se coloca más de 20)
- El IG de los suelos A1, A2 y A3, generalmente es cero.
- Los suelos con un IG más cercanos a cero, se consideran con mejores características mecánicas.
- Para un acercamiento real del IG en los suelos A-2-6 y A-2-7, se recomienda usar la ecuación 1.5-b

$$IG = 0.01 (F - 15) (PI - 10) \quad (1.5-b)$$

Se presenta en la Tabla 1.3 la división de los grupos y subgrupos del sistema AASHTO, así como los rangos de tamices y límites de consistencia para ubicar correctamente los valores de la muestra analizada.

Tabla 2.3 Clasificación de suelos AASHTO, grupos y subgrupos.

DIVISION POR GRANO		Materiales Granulares (pasa menos del 35% por el tamiz ASTM #200)							Materiales Limo-arcillosos (más del 35% por el tamiz ASTM #200)					
GRUPO		A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7		
Subgrupo		A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5	A-7-6	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (% que pasa por cada tamiz)														
Tamiz	# 10	< o = 50												
	# 40	< o = 30	< o = 50	< o = 51										
	#200	< o = 15	< o = 25	< o = 10	< o = 35	< o = 35	< o = 35	< o = 35	> o = 36	> o = 36	> o = 36	> o = 36	> o = 36	
ESTADO DE CONSISTENCIA (de la fracción de suelo que pasa por el tamiz ASTM #40)														
Límite líquido			N/A	< o = 40	> o = 41	< o = 40	> o = 41	< o = 40	> o = 41	< o = 40	> 41 (IP < LL-30)	> 41 (IP > LL-30)		
Índice de plasticidad	< o = 6			< o = 10	< o = 10	> o = 11	> o = 11	< o = 10	< o = 10	> o = 11	> o = 11	> o = 11	> o = 11	
ÍNDICE DE GRUPO	0	0	0	0	0	< o = 4	< o = 4	< o = 8	< o = 12	< o = 20	< o = 20	< o = 20	< o = 20	
TIPOLOGÍA	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Gravas y arenas limosas o arcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos				
CALIDAD	EXCELENTE A BUENA							ACEPTABLE A MALA						

Fuente: Das, 2012.

2.1.7 Características mecánicas de los suelos expansivos

Las características de cambio volumétrico de los suelos expansivos son el principal resultado del mineral de arcilla de la parte fina del suelo (Ikeagwuani *et al.*, 2018). Los mecanismos de expansión son descritos por Schmitz (2006) con ayuda de la teoría de la doble capa de cationes. Schmitz (2006) plantea que debido a que las partículas de arcillas expansivas se encuentran cargadas negativamente, dada la propiedad de diadoquía que poseen (propiedad por la que un elemento es capaz de sustituir a otro en la red cristalina de un mineral). En consecuencia, existe una interacción de las fuerzas negativas en la superficie de la arcilla y los cationes intercambiables del medio. Cuando las partículas de arcilla entran en contacto con un fluido (en la mayoría de los casos agua), los cationes de las sales disueltas en el fluido intentan neutralizar la carga de los minerales de arcilla; uniéndose a ellos y formando el fenómeno de la doble capa eléctrica. En consecuencia, esta doble capa provoca la separación entre los minerales y partículas de arcilla, acompañado por un hinchamiento del material arcilloso en presencia de agua, contracción del material cuando este se encuentra seco y contenidos de humedad particulares que traen consigo porcentajes de plasticidad típicos de montmorilonitas.

Efecto de expansión

Como se ha mencionado, la expansión o hinchamiento de un suelo se debe principalmente a la absorción de agua dentro de las oquedades de un suelo. La capacidad de expansión de una arcilla depende de varios elementos, se enlistan a continuación los más relevantes.

- **Naturaleza del mineral arcilloso:** Retomando los principales grupos de minerales de arcilla, las montmorilonitas tienen una capacidad expansiva mayor con respecto a las ilitas, esto debido a la distribución de las capas laminares de minerales que la conforman.
- **Humedad natural:** Debido a que el agua es el factor que puede iniciar la expansión, la variación de la humedad contenida en un suelo es de gran importancia para determinar la expansión relativa de una muestra arcillosa. Es importante conocer el porcentaje de expansión libre de un suelo tanto para su estado de humedad natural como cuando esta se encuentra completamente seca.

- **Peso específico seco del suelo:** Debido a que esta propiedad se encuentra relacionada con la humedad, es una variable importante a tener en cuenta para la evaluación del potencial expansivo de un suelo. Para valores bajos de peso específico, existe un menor riesgo de expansión, al contrario, en valores altos de densidad.

Efecto de succión

La succión de los suelos se presenta cuando existe una presión de poro negativa en los intersticios de la masa de suelo. Schofield (1935) utilizó este término para representar la deficiencia de presión en los suelos. La succión está en directa relación con la capacidad del suelo a la absorción de agua, de la misma manera que la masa de suelo incrementa su volumen en presencia de agua, el volumen disminuye cuando esta pierde contenido de humedad. Las variables que influyen en la succión de suelos, son las mismas que para la expansión.

pH característico

Una variable comúnmente ignorada sobre los suelos es el valor de su pH (potencial Hidrógeno). Esta información puede brindarnos datos importantes sobre el suelo, pues a partir del conocimiento de la acidez o alcalinidad de un suelo, es posible establecer correlaciones que nos ayuden a identificar el mineral que lo compone, los elementos básicos que lo integran y los métodos de estabilización química que mejor reaccionen en este medio. El pH es medido a partir de la escala de Sørensen.

2.1.8 Identificación de suelos expansivos

Debido a las propiedades de expansión y contracción de los suelos expansivos, estos deben ser considerados potencialmente riesgosos para el desplante de estructuras sin un previo análisis y su pertinente estabilización. Por ello, es necesario conocer las diferentes técnicas de identificación de suelos expansivos, ya sea mediante el análisis directo de las propiedades de los minerales que constituyen el suelo, o mediante correlaciones de las propiedades índice del material.

Pruebas directas

Para identificar una arcilla expansiva, es necesario conocer las propiedades de los minerales que conforman el suelo en análisis. Existen diferentes métodos para la identificación de estos minerales, y en específico para determinar el potencial de expansión de una arcilla. La Tabla 2.4 presenta los principales métodos directos para conocer el potencial de un mineral arcilloso para expandirse.

Tabla 2.4 Identificación de minerales y potencial expansivo en arcillas.

POR IDENTIFICACION DE MINERALES

Técnica	Descripción	Resultados
Difracción por rayos X	Los rayos X son difractados por los electrones que rodean los átomos por ser su longitud de onda del mismo orden de magnitud que el radio atómico	Difractograma, específico para cada mineral
Análisis químico del agua intersticial	Mediante presión confinante, se extrae agua intersticial, la cual se analiza químicamente para identificar las concentraciones de calcio, cloruros, magnesio, entre otros	Identificación de cationes y alcalinidad o acidez del suelo, para el reconocimiento de sus minerales.
Análisis por microscopio electrónico	Con ayuda de un microscopio electrónico de alta potencia (microscopio petrográfico), técnicas de microscopía óptica para la identificación de las propiedades de los minerales.	Espectros de luz natural y polarizada, que indican las propiedades ópticas específicas de los minerales
POR MEDICION DIRECTA DE EXPANSIÓN		
Expansión libre	Consiste en colocar una muestra seca cilíndrica de volumen conocido y sumergirlo en agua sin aplicación de carga, mientras se mide la expansión con ayuda de micrómetros.	Se obtiene el porcentaje de expansión. Si el valor es mayor al 100% se considera altamente expansiva; valores entre 50 – 99 %, potencialmente expansivos.

Fuente: Elaboración propia.

Pruebas indirectas o correlaciones

Diferentes autores han realizado correlaciones entre las propiedades índice de los suelos y su potencial de expansión. Holtz en 1954 determinó que el grado de expansión está relacionado al contenido de coloide de un suelo (partículas menores a 0.001 mm) y al límite plástico del suelo. Posteriormente Chen en el año 1975 y Meehan & Karp, en 1994, proponen sus correlaciones basados en los principios de Holtz, un tamaño de partícula y los límites de Atterberg. En la Tabla 2.5 se enlistan estas clasificaciones (Zepeda, 1995).

Tabla 2.5 Correlaciones para determinar el potencial expansivo de un suelo.

AUTOR	PARÁMETROS DE MEDICIÓN				
Holtz (1954)	Contenido de coloide	Índice plástico	Límite de contracción	% de expansión bajo 1 psi	Grado de expansión
	> 28	> 35	< 11	> 30	Muy alto
	20 - 13	25 - 41	7 - 12	20 - 30	Alto
	13 - 23	15 - 28	10 - 16	10 - 30	Medio
	< 15	< 18	> 15	< 10	Bajo
Chen (1975)	Porcentaje que pasa el tamiz no. 200		Límite líquido (%)		Grado de expansión
	> 35		> 60		Muy alto
	60 - 95		40 - 60		Alto
	30 - 60		30 - 40		Medio
	< 30		< 30		Bajo
Meehan & Karp (1994)	Porcentaje que pasa el tamiz no. 200		Límite líquido (%)		Grado de expansión
	< 10		0 - 25		No expansivo
	< 10		25 - 30		Marginal
	15 - 25		30 - 50		Moderadamente expansivo
	25 - 35		50 - 70		Altamente expansivo

Fuente: Meehan & Karp, 1994; Holtz, 1954

Para la determinación del contenido de coloides es necesario realizar un análisis con el hidrómetro, y de esta manera conocer el porcentaje de material con un tamaño de partícula inferior a 2 micras (0.002 mm).

Sistema Northcote

Por otra parte, es posible establecer una relación del mineral predominante en un suelo arcilloso a partir de una sencilla prueba a partir del sistema Northcote, también llamada prueba del grumo, “el cual se basa en el tamaño, forma y arreglo de las partículas para clasificar a los suelos con fines de estabilización” (Juárez & Rico, 2012). El sistema los divide en los siguientes grupos, de acuerdo a su textura:

- Suelo con perfil de textura uniforme, U
- Suelo con perfil de textura gradual, G
- Suelo con perfil de textura doble, D
- Suelos orgánicos, O

De la misma forma, el sistema divide a estos suelos en subgrupos basados en características físicas palpables y observadas visualmente como lo es el color, presencia de concreciones, rellenos en las grietas o fisuras, acidez, entre otros (Garnica *et al.*, 2002).

Los pasos necesarios a seguir para realizar la clasificación de grupo y subgrupo dentro del sistema Northcote son los siguientes:

- a) Observaciones generales del lugar: Como sugieren Garnica *et al.* (2002). “Mediante pozos a cielo abierto o extracción de muestras alteradas para observar los colores del suelo y del agua en los encharcamientos.”
- b) Apreciación de la textura del suelo: “La textura del suelo se estima con ayuda de agua destilada o de lluvia” (Garnica *et al.*, 2002).
- c) Inmersión del espécimen de suelo, completamente en agua de lluvia o destilada: Que “consiste en colocar un pequeño grumo de suelo secado al aire (aproximadamente del tamaño de un frijol) dentro de un vaso de vidrio claro lleno de agua destilada o de lluvia. Es muy importante que no se altere el grumo en ninguna forma, salvo el secado, antes de su inmersión en agua. Se observa el comportamiento del grumo,

después de la inmersión, durante un lapso de 10 minutos” (Garnica *et al.*, 2002), siguiendo el diagrama de la Figura 2.6.

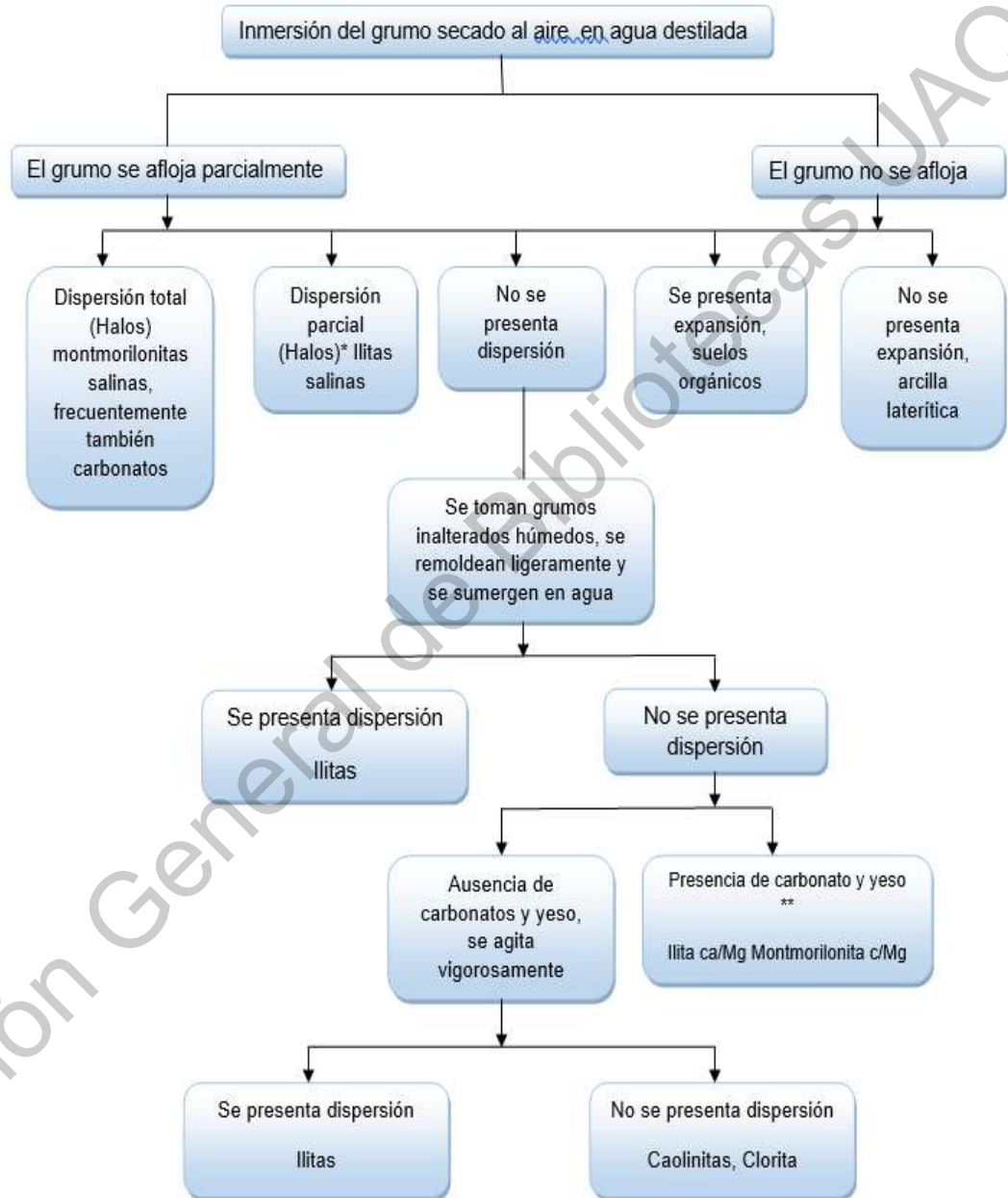


Figura 2.6 Diagrama de flujo de la prueba del grupo

Fuente: Elaboración propia, a partir de Estabilización de suelos con cloruro de sodio para su uso en las vías terrestres (Garnica *et al.*, 2002)

Esta prueba es complementaria y no debe considerarse definitiva para el análisis mineralógico de un suelo, sin embargo, como Ingenieros prácticos es necesario tenerla en cuenta para la evaluación preliminar de un suelo.

Una vez identificado el mineral componente de un suelo arcilloso y su potencial de expansión, sabemos que no es posible colocar estructura alguna sin haber estabilizado previamente el suelo de desplante. Por tal razón, se ha considerado estabilizar un suelo expansivo de la región de Querétaro, ubicado en el fraccionamiento de Jurica Campestre, con el objetivo de controlar el potencial expansivo de los minerales de arcilla del suelo en cuestión y mejorar notablemente su capacidad mecánica para ser utilizado en una estructura de pavimentos.

2.2 PUZOLANAS

Una vez identificado el tipo y los criterios específicos de cada suelo, es necesario conocer las propiedades de los materiales que se adicionarán y los efectos que estos pueden producir. El estudio de las puzolanas es amplio, y la forma en la que reaccionan dependerá de diversos factores. Características de clasificación y usos en construcción de pavimentos se presentan en este tema.

El uso de aglutinantes modernos ricos en sílice y aluminio como el cemento, remontan sus orígenes a materiales menos industrializados (Snellings *et al.*, 2012), los cuales se utilizaban en construcciones de las antiguas civilizaciones. Dichos materiales son llamados puzolanas. Las puzolanas naturales son de origen volcánico, contienen materiales silíceos o silico-aluminicos que, en presencia de agua, reaccionan químicamente con hidroxilo de calcio formando compuestos con propiedades cementantes (Elsen *et al.*, 2013). El uso de puzolanas se restringió durante mucho tiempo a Italia y Grecia, debido a las grandes reservas naturales de este tipo de material; mientras que para el resto del mundo, el interés de utilizar cementos mezclados o a base de puzolanas surgió de la necesidad de utilizar subproductos de la industria, como las cenizas volantes y humo de sílice. En la actualidad, se estudia el uso de puzolanas debido a la resistencia final que otorgan a los concretos y a la mayor resistencia

ante ambientes agresivos (McCarthy & Dyer, 2019), aunque su aplicación varía en diversos campos, como la agricultura e ingeniería de materiales.

2.2.1 Tipos de puzolanas

La normativa ASTM C618, la cual nos habla sobre los requisitos que deben cumplir los materiales puzolánicos para ser usados en concretos, describen a las puzolanas como materiales silíceos o silico-alumínicos que reaccionan químicamente con agua y cal formando compuestos con propiedades cementosas. Partiendo de este concepto, se sabe que existen materiales en la naturaleza de origen volcánico con capacidades cementantes que fueron utilizados en la antigüedad para construir grandes obras de la ingeniería que actualmente siguen en pie. Sin embargo, los avances en la tecnología han logrado es posible encontrar materiales con las mismas características químicas que permiten el endurecimiento del conglomerado en presencia de agua, es por ello que se reconocen tres grupos principales de puzolanas, aunque la clasificación y colocación de algunos materiales dentro de los grupos que se mencionarán a continuación, aún se encuentran en discusión.

Materiales puzolánicos

La clasificación de un material como material puzolánico, continúa aún en debate por diversos autores (McCarthy & Dier, 2019; Snellings *et al.*, 2012) y esta se encuentra regida por la actividad puzolánica que puede desarrollar un compuesto en contacto con cal y agua. Se describe como actividad puzolánica a la capacidad de un material para reaccionar con algún porcentaje de cal y agua para crear silicatos y aluminatos de calcio obteniendo propiedades cementantes en la mezcla completa. Una gran variedad de materiales de desecho o residuos industriales puede considerarse como materiales puzolánicos y las aplicaciones pueden variar desde productos de bajo valor como como agregados de un concreto, a productos de alto valor para formar parte de un cemento compuesto. Entre estos desechos se pueden considerar a las escorias de alto horno, cenizas volantes de carbón y lignito y humo de sílice, y su amplio uso pueden servir para

corroborar la vista que los materiales de construcción se convertirán cada vez más en un objetivo principal para la eliminación de productos industriales. (Snellings *et al.*, 2012).

Puzolanas naturales

Como se mencionó anteriormente, las puzolanas naturales son comúnmente rocas piroclásticas (de origen volcánico) que contienen sílice o sílice y aluminio. El material piroclástico que origina a las rocas con mayor actividad puzolánica es aquel que proviene de erupciones altamente explosivas mezcladas con una gran cantidad de cenizas (magma con alto contenido de SiO_2 , que lo vuelve ácido), que al enfriarse, produce rocas con alto contenido de cristales y poros. Una puzolana natural con una actividad puzolánica eficiente posee las características de ser rica en SiO_2 , estructura altamente cristalina y contenido de porosidades, propiedades que encajan con la descripción de las zeolitas.

Las zeolitas son los principales minerales de las rocas piroclásticas conocidas como pumitas, estas contienen microporosos de aluminosilicato que se usan para numerosas actividades industriales y agrícolas, debido a sus propiedades absorbentes. Lee *et al.* (2019) describen a las zeolitas naturales como aluminosilicatos cristalinos hidratados en forma de panal tridimensional (Figura 2.7), formados por estructuras tetraédricas TO_4 (T: Si, Al), unidas por otros tetraedros compartiendo los cuatro átomos de oxígeno. Las propiedades de intercambio iónico, la absorción y deshidratación de la zeolita, está directamente relacionada a su estructura y composición de Si y Al.



Figura 2.7 Estructura de una zeolita natural

Fuente: Zeolite structure (Grace.com/engineeredmaterials).

Las zeolitas son utilizadas entre otras cosas, para la elaboración de cemento, debido a que al reaccionar el SiO_2 y Al_2O_3 contenido en las zeolitas naturales, con cal, estas crean una reacción puzolánica capaz de aumentar en gran medida la densidad del concreto (Massazza, 2001). Entre las principales familias de zeolitas tenemos las herschelitas, clinoptilotitas y las analcimas

Puzolanas sintéticas

Las llamadas puzolanas sintéticas, son creadas en laboratorio a partir de minerales naturales y comparten la misma estructura química que las zeolitas naturales (TO4, donde T: Si, Al). Las empresas encargadas de la manufactura de puzolanas sintéticas tienen el objetivo de amplificar características específicas de una puzolana natural, ya que generalmente las zeolitas naturales tienen bajas relaciones de Sílice y Aluminio en comparación con las zeolitas sintéticas, para la aplicación en tratamiento de aguas residuales, separación de solventes y tamiz microscópico (Moamen *et al.*, 2016).

2.2.2 Reacción puzolánica

Las reacciones puzolánicas son aquellas que ocurren con la actividad química de los minerales puzolánicos, cal y el agua. Estas incluyen dos parámetros importantes: la cantidad máxima de cal con la que la puzolana puede reaccionar y la velocidad a la que ocurre el proceso cementante. En la estabilización de suelos con cal y puzolanas se produce un intercambio de cationes de los materiales, creando reacciones de aglomeración que producen cambios inmediatos en las propiedades del suelo, mientras que las reacciones puzolánicas dependen del tiempo. Estas reacciones puzolánicas implican interacciones entre los minerales de sílice y alumínica con la cal hidratada para formar varios grumos cementados mejorando diferentes propiedades mecánicas del suelo (Harichane *et al.*, 2011).

En la reacción puzolánica, se pueden visualizar tres etapas importantes con ayuda del monitoreo del calor y la variación del mismo durante la reacción. La evolución del calor se relaciona estrechamente con la velocidad de la evolución de la reacción, siempre y

cuando estas sean exotérmicas (Gartner *et al.*, 2002). La Figura 2.8 muestra una curva típica del tiempo estimado ocurrido para cada etapa de la reacción puzolánica y la evolución de la tasa de calor; en la que podemos observar un cambio de temperatura drástico para la Etapa I, mientras que la reacción se estabiliza en la Etapa II, para finalmente incrementar de forma ligera durante la Etapa III.

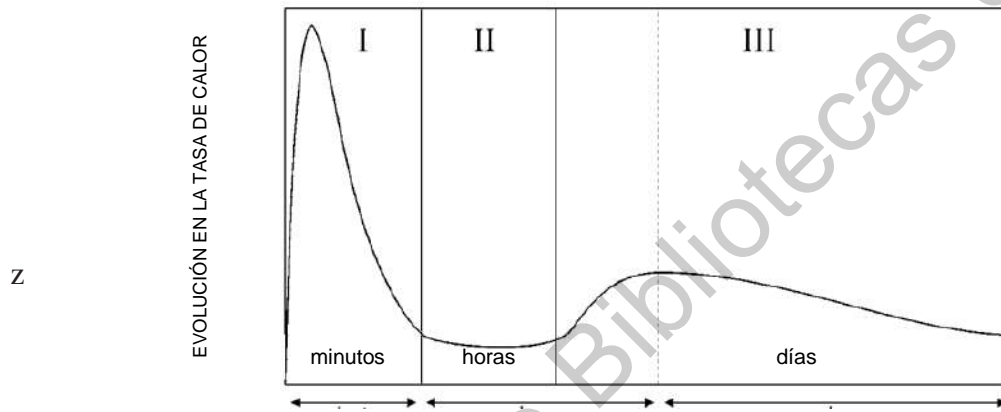


Figura 2.8 Curva de reacción puzolánica

Fuente: Snellings *et al.*, 2012.

Taylor *et al.* (2010) sugieren que la Etapa III puede extenderse por tiempo indefinido y en algunos casos, la reacción puede llegar a durar décadas, obteniendo su resistencia progresivamente. Como prueba de ello, se pueden observar las construcciones de la antigua Roma, en donde se encontraron morteros realizados a base de cal y cenizas de volcanes cercanos a la región Pozzuoli, Italia; estos morteros combinados con agregados gruesos puzolánicos como tobas zeolíticas han permanecido intactos en ambientes salinos por más de 2000 años (Elsen *et al.*, 2013, Jackson *et al.* 2017).

A continuación, se presenta en la Tabla 2.6 los puntos a considerar para establecer la cantidad máxima de cal con la que un material puzolánico puede combinarse y reaccionar con éxito, así como los factores que intervienen en la velocidad de reacción puzolánica y el proceso cementante.

Tabla 2.6 Consideraciones sobre la cantidad máxima de cal en una reacción puzolánica.

CARACTERÍSTICA	DESCRIPCIÓN
Naturaleza del material puzolánico	El origen mineralógico del material puzolánico influye directamente en la actividad puzolánica del material. Por ejemplo las herschelitas y clinoptilotitas son más activas que las analcimas.
Contenido de material puzolánico	La fase activa de la reacción puzolánica será mayor si tiene la cantidad correcta de cal, de lo contrario se formarán fases inertes o cristales sin aportación de dureza.
Contenido de SiO ₂ (dióxido de sílice)	La relación de cal se encuentra dictada por el contenido de SiO ₂ de las fases activas de la reacción puzolánica: para cenizas volátiles y cristales volcánicos, para puzolanas naturales y cenizas volátiles con un contenido de sílice de 50% a 60%, se recomienda combinar con 31% a 51% de cal.
Relación de cal/material puzolánico	Para estabilización de arcillas, la cantidad de cal depende de la cantidad de material puzolánico con la cual combinarse, además de la cal necesaria para disminuir la plasticidad de la arcilla.
Tiempo de curado	La velocidad del proceso de curado influye en la cantidad de cal, si requiere un proceso largo, será también mayor la cantidad de cal necesaria. Por ejemplo, una puzolana natural requiere menor cantidad de tiempo para completar la reacción puzolánica (cerca de 28 días), y las cenizas volantes requieren al menos 90 días para completar la reacción.
Tratamiento térmico del material puzolánico	Si un material puzolánico es calentado, puede favorecer o perjudicar su reactividad con la cal. El tratamiento con calor de una puzolana debe ser meditado con antelación a la combinación con cal, ya que puede eliminar agua contenida en las puzolanas, y al mismo tiempo, afectar la estructura química de los minerales.

Fuente: Propia, a partir de Puzolanas y materiales puzolánicos (McCarthy & Dyer, 2019).

2.2.3 La cal como activador puzolánico

El éxito de una reacción puzolánica eficiente depende de la cal agregada en la mezcla de material a estabilizar, esto se debe a que es necesario un agente químico que reaccione con el sílice contenido en el material puzolánico, y de esta forma comience la reacción de conglomeración y endurecimiento de la mezcla. La cal es el producto resultante de la calcinación de rocas calizas, constituido en gran parte por óxido de calcio (CaO). El término de “cal” hace referencia a diversos compuestos químicos, producidos directamente por la industria o subproductos de la misma. Para fines de este trabajo de investigación, se homologará el término cal y cal viva para hacer referencia al compuesto sólido, blanco y alcalino que contiene calcio, oxígeno, silicio (entre otros).

Las puzolanas naturales, dispersas en una solución de cal reaccionan para formar silicato de calcio hidratado (C-S-H). Las zeolitas reaccionan de la misma forma y dependiendo del contenido de aluminio, se produce la formación de un compuesto denominado C-A-S-H (Jackson *et al.*, 2018). Cuando una mezcla de material puzolánico contiene una gran cantidad de cal, la resistencia que esta gana es mayor, no obstante, la cantidad exagerada de cal en una estabilización de suelos puede ocasionar la formación de estringita, la cual provocaría la desintegración de la mezcla (McCarthy & Dier, 2019).

Consideraciones para estabilización de suelos con puzolanas y cal

La estabilización con cal proporciona un mejoramiento estructural a los suelos tratados (Little, 2000). Es importante conocer la composición química de la cal, ya que no todos los tipos cumplen con la calidad para ser utilizados en la estabilización de suelos, al igual que no todos los suelos arcillosos o blandos podrán ser estabilizados mediante la aplicación exclusiva de cal. La Tabla 2.7 muestra la composición física y química de la cal utilizada en la construcción.

Tabla 2.7 Propiedades físicas y químicas de la cal.

CARACTERÍSTICA/SUSTANCIA	VALOR
CaO	>83.3
MgO	<0.5
Fe ₂ O ₃	<2
Al ₂ O ₃	<1.5
SiO ₂	<2.5
SO ₃	<0.5
Na ₂ O	0.4 – 0.5
CO ₂	<5
CaCO ₃	<10
Gravedad específica	2
% de partículas sobre 90 um	<10
% de partículas sobre 630 um	0
% de material insoluble	<1
Densidad aparente (g/l)	600-900

Fuente: Use of natural pozzolana and lime for stabilization of cohesive soils (Harichane *et al.*, 2011).

Los suelos arcillosos son los más aptos para la estabilización con cal, debido a que cuentan con sulfatos y partículas finas con las cuales interactúa directamente la cal y comienza su intercambio iónico. La cal actúa de tal manera que crea una mezcla más densa y resistente, lo que la hace propicia para su uso en la estabilización de taludes y terracerías (Consoli *et al.*, 2011). Diversos análisis demuestran la eficacia de la cal tanto a nivel físico como químico, resumiéndolos de la forma siguiente:

- Principios físicos: Físicamente, la cal en presencia de agua se disocia en iones de calcio e hidroxilos quedando libres en la solución. Esto permite a los cationes de calcio desplazarse y unirse con iones compatibles. El resultado físico de estas uniones es la aglomeración de las partículas finas de arcilla en elementos más gruesos, disminuyendo la naturaleza plástica y volviéndose ligeramente friccionantes. (Firoozi *et al.*, 2017).
- Principio químico: La cal es considerada un activador alcalino, ya que mantiene el pH de los suelos dosificados con cal >12 (Mohammadinia *et al.*, 2018). Es importante mencionar que este ambiente favorece las reacciones puzolánicas. En cuanto al suelo, las capas de sílice y aluminio de las arcillas reaccionan con los cationes de calcio, aumentando considerablemente la resistencia del suelo, así como otras propiedades geotécnicas (Cheng *et al.*, 2018).

Ambos principios explican el por qué los beneficios finales de un suelo estabilizado con cal resultan en una capa resistente al agua, de mayor resistencia al cortante y menos plástica, en relación al suelo natural.

2.2.4 Metodología para la estabilización de suelos con cal

La estabilización de suelos con cal es ampliamente utilizada en suelos arcillosos ya que provee un mejoramiento estructural y propiedades hidráulicas competentes al suelo estabilizado. Investigadores como Cheng *et al.* (2018), Cristelo *et al.* (2012), Onitsuka & Shen (1998), proponen el uso de cal en un porcentaje desde 3% al 12% de la masa estabilizada, dependiendo las características mineralógicas y límites de Atterberg del suelo a estabilizar. Aunque el rango de cal a dosificar por unidad de masa varia, todos ellos siguen las recomendaciones propuestas por Little desde mediados del siglo XX. Little (2000, 2001) apoyado en la normativa ASTM (*American Society for Testing and Materials*) resume su metodología para la mezcla, diseño y procedimientos de prueba de suelos estabilizados con cal, en tres etapas que se describen a continuación:

- 1. Clasificación de los suelos y determinar la demanda de cal:** Es necesario conocer la clasificación de suelos para determinar si un suelo es candidato a ser estabilizado con cal si al menos el 25% de las partículas de suelo pasan por la maya de 75 micras (tamiz # 200) y que el suelo tenga un límite plástico de al menos 10. Por otra parte, la demanda de cal requiere la realización de la prueba ASTM D 6276, la cual estima la cantidad de cal necesaria de acuerdo al pH del suelo para garantizar una reacción puzolánica aceptable, que aporte una resistencia y durabilidad aceptable a largo plazo.
- 2. Fabricar, curar y remojar muestras:** La fabricación y el curado de los especímenes de suelo mejorado dependen de la relación humedad/densidad que dependerá del diseño de la mezcla.
- 3. Determinar resistencia y rigidez del espécimen:** La resistencia a la compresión confinada del espécimen será determinada por la prueba ASTM D 5102. Estudios realizados por Little (2000) confirman que la prueba ASTM D 5102 (triaxial rápida) puede aproximar parámetros de diseño como el potencial de deformación y el módulo de resiliencia.

Little (2001) presenta una tabla con información recopilada de pruebas realizadas en la estabilización de arcillas y tipifica el comportamiento de tres suelos comúnmente estudiados. La Tabla 2.8 muestra los resultados de los especímenes, la descripción del material y los valores de resistencia a la compresión simple y módulo de resiliencia obtenidos del suelo natural y estabilizado con cal.

Tabla 2.8 Resumen de pruebas en la estabilización de suelos típicos.

Especimen	Descripción	Índice plástico		Resistencia a la compresión simple (kPa)		Módulo de resiliencia, con un esfuerzo desviador de 41 kPa (MPa).	
		sin cal	con cal	sin cal	con cal	sin cal	con cal
1	Arcilla limosa (dosificada con 5% de cal)	24	4	145	2765	79.2	275
2	Arcilla medianamente plástica (dosificada con 5.5% de cal)	29	9	280	2980	52.5	625
3	Arcilla altamente plástica (dosificada con 6% de cal)	38	10	160	2275	35.6	210

Fuente: Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates (Little, 2000).

Los resultados mostrados anteriormente fueron curados a 7 días a una temperatura promedio de 40° C en bolsas de plástico para controlar la humedad y el proceso de curado, ya que los estudios han demostrado que este periodo de tiempo es altamente representativo para determinar la resistencia a largo plazo.

a. Aplicación de puzolanas en la estabilización de suelos

Como se ha mencionado anteriormente, las puzolanas tienen diversas aplicaciones debido a las propiedades naturales que tiene y al poco procesamiento que requieren para ser utilizadas o crear nuevos materiales. Para la estabilización de suelos, se ha explorado el potencial de las puzolanas naturales como las artificiales para crear una

mezcla de materiales con características de resistencia óptimas para formar una capa estructural de pavimento. Como se ha hablado en este capítulo, la puzolana puede ser de diferentes orígenes y requiere de cal y humedad para activarse. A continuación, se enlistan los principales materiales puzolánicos utilizados en la estabilización de arcillas, y la aplicación que se le ha dado al resultado final.

Cenizas volátiles

Consisten en partículas finamente divididas producidas por la quema de carbón pulverizado, de formas esféricas y vítreas. Sus diámetros oscilan entre 1 a 150 micrómetros y generalmente, incluyen un alto contenido de calcio. (McCarthy *et al.*, 2013) y como se explicó anteriormente, poseen propiedades de un material puzolánico.

El uso de las cenizas volátiles en las vías terrestres comienza a tener mayor impacto con las investigaciones de Onitsuka & Shen (1998) quienes estabilizaron arcilla de Ariake, la cual puede ser clasificada como una arcilla plástica. Gracias al tratamiento con cenizas volátiles y cal, lograron incrementar tres veces el Módulo de resiliencia de la mezcla, alcanzando 275 MPa después de 7 días de curado, valor suficientemente apto para la conformación de una capa con características de resistencia de subbase. Posterior a ello, Beeghly & Schrock (2006) utilizaron la combinación de cenizas volátiles en conjunto con cal, para crear reacciones puzolánicas sobre material fino extraído de actividades mineras; consiguieron reacciones cementantes sobre el suelo estabilizado que pudieron aumentar la resistencia en un 15%. Sarkkinen *et al.* (2016) se propusieron utilizar cenizas volátiles como aglomerante de suelos finos. Gracias a la reducción de finos de una arcilla compuesta principalmente por caolinita, lograron aumentar un 10% la resistencia del suelo. Recientemente, Mohammadinia *et al.* (2018) utilizaron cenizas volantes y cal como activador alcalino en la estabilización de material proveniente de agregados de desperdicio y demolición, logrando un aumento del 15% de su módulo de resistencia inicial. Sin embargo, limitan la aplicación de esta mezcla a su uso en subbases.

Puzolanas sintéticas

Las puzolanas sintéticas son creadas en el laboratorio para intensificar alguna de las propiedades de filtrado o retención de soluciones, siguiendo los principios químicos que poseen las puzolanas naturales. En las vías terrestres, las zeolitas sintéticas trabajan en conjunto con diversos compuestos alcalinos para transformar la composición física de un suelo y volverlo competente para una estructura (La Roij & Egyed, 2014).

Debido a que se sintetiza en laboratorio, este producto tiene mayor coste de fabricación y su aplicación en una vía terrestre encarece en gran medida el producto. Sin embargo, junto con cantidades limitadas de cemento, es posible mejorar un suelo fino para convertirlo en una capa base, es decir el valor CBR alcanza el 100%.

Puzolanas naturales

Las puzolanas naturales han sido ampliamente estudiadas debido a la relativa facilidad con la que se pueden aprovechar, al igual que a las múltiples características que poseen. Harichane *et al.* (2011) presentaron un estudio en el que estabilizan dos arcillas, una de ellas altamente plástica (CH y la otra media o sin plasticidad (CL); mediante el uso de una puzolana natural recolectada de una zona de cantera al este de Algeria, en conjunto con cal, logrando incrementos de hasta 21 veces la resistencia a la presión confinada. Posteriormente, análisis puntuales en pavimentos realizados por Investigadores como al-Swaidani *et al.* (2016) utilizaron una puzolana natural compuesta principalmente por cristales de olivino y con diferentes cantidades de cal, lograron incrementar el valor de CBR de 2% a 22% de un limo altamente plástico, lo cual limita el uso como mejoramiento para capa subrasante (desplante de estructura de pavimento). Por su parte, Cheng *et al.* (2018) intentaron mejorar un suelo mediamente plástico, compuesto por minerales de montmorilonita y caolinita principalmente, con puzolanas naturales ricas en dióxido de sílice; presentan resultados de un incremento del CBR de 1.6% a 25.2%, suficiente para conformar una subbase.

Se puede intuir que la estabilización de suelos requiere, además de la adición química, un tratamiento mecánico que expulse agua y aire de la masa de suelo. Como tal, existen diferentes métodos físicos y químicos para la estabilización de suelos y estos se detallarán en el siguiente capítulo.

2.3 Estabilización De Suelos

Las técnicas de estabilización de suelos tienen historia desde hace 5000 años en el área de la construcción (Chmeisse, 1992); en la actualidad se continúan innovando. Las técnicas de estabilización de suelos se han llevado a cabo principalmente con el uso de cemento o cal, pues se ha comprobado que al agregar cal en suelos plásticos se mejoran las propiedades estructurales de los suelos estabilizados (Little, 2000); sin embargo, estos materiales encarecen en gran medida los insumos de construcción. Como parte de las investigaciones en estabilización de suelos, se utilizaron puzolanas naturales, mostrando ventajas que derivan en ahorros de costos por el hecho de reemplazar total o parcialmente cemento o cal en la mezcla para la estabilización, obteniendo resultados positivos (Kirk & Zulueta, 2000), además de crear una acción cementante similar al ser hidratadas o entrar en contacto con hidróxido de calcio (Fundi, 2001).

La relación de suelo-aditivo en la estabilización proveerá al suelo de diferentes propiedades mecánicas, por lo que la aceptación del uso de suelos mejorados como estructura de pavimentos, se debe a la gran variedad de capas que conforman un pavimento, siendo estas diversas en espesores y resistencia (Austroads, 2004), lo que se puede lograr con diferentes materiales de construcción.

La estabilización con cal se logra a través del cambio catiónico, aglomeración por floculación y carbonización de la cal. Estas reacciones, denominadas puzolanicas, implican interacciones entre las láminas de sílice y aluminio del suelo arcilloso, con la cal, para formar varios cementantes que mejorarán la resistencia del suelo (Harichane *et al.*, 2011). Por otra parte, Harichane *et al.* (2011) mencionan que, al incrementar la cantidad de cal con puzolanas naturales se reducen los límites líquidos y plásticos; no obstante, si se usa una cantidad excesiva de cal se reduce la ganancia de resistencia por la formación excesiva de cementantes

producidos, disminuyendo el peso seco máximo del suelo estabilizado (Dash & Hussain, 2012). Con respecto al uso de puzolanas naturales, su utilidad ha sido explorada en otros campos; por ejemplo, Raggiotti *et al.* (2014) estudiaron una zeolita natural con potencial actividad puzolánica como reemplazo parcial de cemento portland para la creación de concreto estructural. Por otra parte, Manjaiah *et al.* (2019) utilizaron la combinación de puzolana con arcilla en el campo de la agricultura para controlar la contaminación de pesticidas.

En cuanto a la estabilización, existe una gran cantidad de suelos arcillosos los cuales no resulta factible estabilizar, debido a los altos costos que esto representa. Sin embargo, en las actividades de campo, una técnica de estabilización aceptada es el mejoramiento de suelos arcillosos mediante el uso de cal (Al-Zubaydi, 2016).

Por otro lado, dado que toda obra de infraestructura demanda la explotación de recursos naturales, que, de acuerdo al grado de proceso del material, pueden requerir mayor materia prima; una alternativa sustentable de construcción implica la dosificación de suelos con materiales menos procesados (Chakraborty & Nair, 2017). Para reducir estos costos Mohammadinia *et al.* (2018) reemplazaron aditivos comunes como el cemento, por cal y ceniza volátil puzolánica, que, de acuerdo con su investigación, la estabilización química de estos suelos también proveen al material resultante un incremento del módulo de resiliencia y de las propiedades mecánicas del material, lo que nos da pauta al desarrollo de técnicas de estabilización de suelos para lograr calificarlo como un suelo con propiedades de uso de capa estructural en pavimentos.

El uso de las técnicas mencionadas anteriormente provee al nuevo suelo características especiales para atacar diferentes problemas del suelo natural; siendo los más inestables los suelos expansivos. Los suelos expansivos son problemáticos debido al comportamiento de los minerales de arcilla que contienen, y estos no pueden ser utilizados en su forma natural en ámbitos ingenieriles; sin embargo, la estabilización de estos suelos puede ser lograda mediante el análisis de interacción microestructural, químico y económico (Ikeagwuani *et al.*, 2018), y de igual manera, eligiendo el método de compactación adecuado ganar las propiedades mecánicas necesarias en bases estabilizadas (Ji *et.*, 2018).

2.3.1 Métodos de mejoramiento de suelos

Desde la antigüedad, el ingeniero ha observado los distintos tipos de materiales y las reacciones de estos en un estado suelto o confinado, evaluando sus resistencias y mezclándolas correctamente con otros elementos con el fin de lograr una estabilización más completa a través de la experimentación. Esto dio pauta al uso de sustancias menos comunes, pero a la vez efectivas para el tratamiento de suelos, teniendo como resultado final, técnicas perfeccionadas que cumplen con los estándares de calidad.

Compactación

La compactación de suelos es un proceso mecánico con el fin de mejorar las propiedades de los suelos, como lo son resistencia, compresibilidad y su relación esfuerzo-deformación mediante la reducción del volumen con el uso de maquinaria especializada. El objetivo principal de la compactación de los suelos es el brindarle a este un comportamiento mecánico aceptable durante el tiempo de vida de la obra. Se reconocen tres principales tipos de compactación en campo; compactación estática, por amasado y de tipo vibratorio (Wang & Yin, 2020). La diferencia del tipo de maquinaria y el método de compactación esta principalmente relacionada con la granulometría y tipo de agregado con el que se está trabajando.

Es importante determinar para cada caso el tipo de compactación que se realizará, ya que una compactación intensa provee al suelo de gran resistencia, sin embargo, lo hace más susceptible a agrietamientos y lo acerca a la falla por fatiga. Se han realizado diversos experimentos en laboratorio intentando replicar las condiciones de campo para conocer y controlar las variables principales que intervienen en el proceso de compactación y de esta forma optimizar los recursos para conseguir las resistencias necesarias.

Factores que influyen la compactación

La eficiencia con la que un suelo pueda ser compactado depende del método de compactación que haya sido seleccionado. Por otra parte, existen otros factores que influyen la relación

de humedad y peso volumétrico seco máximo que puede obtenerse. Estos se mencionan a continuación:

- Granulometría del material

El tamaño del agregado, como las características hidráulicas del suelo, influyen en el peso volumétrico seco máximo que es posible conseguir mediante el mejoramiento por compactación. Materiales como las arenas gruesas y grava no exhiben una relación normal entre el peso volumétrico seco máximo. Por el contrario, para materiales con mayor cantidad de finos como arcillas, la humedad óptima está relacionada a la energía de compactación aplicada al espécimen. Estudios muestran que, al aplicar una mayor energía de compactación, se requiere una cantidad ligeramente menor de agua para alcanzar el peso volumétrico seco máximo del material, lo que da pauta al ingeniero de establecer la relación costo – beneficio para el proyecto.

- Energía de compactación

La energía específica de compactación, que es la utilizada para compactar un suelo por unidad de volumen. En el laboratorio se determina mediante la ecuación:

$$E_e = \frac{Nn Wh}{V} \quad (1.6)$$

E_e = energía específica.

N = número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas.

n = número de capas que se disponen hasta llenar el molde.

h = altura de caída del pisón.

W = peso del pisón compactador.

V = volumen total del molde de compactación igual al volumen total de suelo compactado.

En campo, la energía de compactación guarda una relación con la maquinaria que se emplea; para equipos que transmiten la energía mediante rodillos, esta depende de la presión y área de contacto entre los rodillos y del espesor de la capa a compactar, además del número de pasadas. Dado que, la energía de compactación depende del peso del pisón compactador y el tamaño del molde de compactación, es necesario elegir cuidadosamente estos dispositivos, previo a la preparación de la muestra. Las normas internacionales ASTM D698 y D1557, que estandarizan los procedimientos de preparación y ejecución de compactación en campo, recomiendan como criterio de elección de molde y pisón la granulometría inicial del material. Investigadores como Proctor, realizaron pruebas de compactación con dos pisones diferentes. 5.5 lbs. y 10 lbs. Naturalmente, el pisón de 10 lbs conseguía una mayor energía de compactación, sin embargo, era necesario utilizar más porcentaje de agua para alcanzar un peso volumétrico seco máximo mayor a los ensayos realizados con el pisón de 5.5 lbs. (Bowles, 2000). En caso de requerir una mayor cantidad de energía de compactación, se deberán realizar las pruebas pertinentes para relacionar la ganancia de masa volumétrica seca máxima con el contenido de humedad necesario.

- Contenido De Humedad

El agua juega un papel importante en la compactación de la mayoría de los suelos, excluyendo aquellos con una capacidad de drenaje relativamente alto. De acuerdo con la norma ASTM D698 y D1557, Para determinar el contenido de humedad óptimo, es necesario realizar al menos seis pruebas de compactación realizando incrementos de agua del 2% para la muestra de material preparada. Esmailpourshirvani *et al.* (2019) obtuvieron contenidos de humedad óptimos relativamente bajos para alcanzar el peso volumétrico seco máximo en arenas clasificadas como SW y SP con respecto al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Mejoramiento de suelos con cemento Portland

Este es quizá el método más antiguo para el mejoramiento de suelos. Como se puede suponer, este método consiste en la adición de cemento portland al suelo creando así una interacción

suelo-cemento que mejora notablemente las características del suelo que trabajando por separado. El cemento, mezclado íntimamente con el suelo desarrolla una red de enlaces durante las reacciones de hidratación que proporciona a la mezcla, una buena capacidad de soporte e incluso, con la dotación adecuada, una cierta resistencia mecánica a corto plazo, y mejora tanto su durabilidad, entendiéndose por tal la resistencia a los agentes físicos y químicos agresivos, como su estabilidad dimensional.

La mayor cantidad de obras viales que se han realizado con esta técnica fueron principalmente construidas en los países de Sudamérica, siendo El Salvador el país que cuenta con mayor cantidad de infraestructura con bases estabilizadas con cemento las cuales hasta la fecha cumplen con los estándares esperados.

Ventajas de la estabilización con cemento

Dentro de las ventajas que tiene el suelo-cemento pueden destacarse las siguientes:

- **Material resistente:** Estudios realizados por otros países y la experiencia de las compañías mexicanas han registrado el comportamiento de los suelos estabilizados con cemento, los cuales muestran el aumento considerable de la capacidad de carga además de la resistencia a los agentes atmosféricos.
- **Uso de materiales in situ:** Gracias al potencial puzolánico del cemento, se consigue aprovechar un gran número de materiales, por lo que se reducen costos de acarreo de materiales de banco y hacia desechos.
- **Reducido impacto ambiental:** Al disminuir la explotación de bancos de material y transporte de los mismos, disminuyendo las emisiones de CO₂ y otros gases de efecto invernadero.

Limitaciones

- Algunos suelos poseen un gran porcentaje de finos, que impiden la unión con el cemento por si solo

- Se debe cuidar la aplicación del cemento al suelo adecuadamente, para impedir la pérdida de este por las ráfagas de viento o la mala dosificación.
- En suelos con contenidos elevados de sulfatos no es posible llevar a cabo el mejoramiento, pues el cemento se endurece antes del tratamiento mecánico.

Mejoramiento de suelo con cal

La cal es el producto de la calcinación de rocas calizas, constituido principalmente por el óxido de calcio (CaO) y otros componentes. Como técnica de estabilización, la adición de cal en los materiales de mala calidad para su mejoramiento y uso en pavimentación produce un aumento en el límite líquido y disminución del índice plástico, dependiendo de las cantidades de dosificación; incrementa la estabilidad volumétrica de los materiales cohesivos, la resistencia a la compresión y el CBR.

Es importante recalcar que no todos los tipos de cal cumplen con la calidad para ser utilizados en la estabilización de suelos, al igual que no todos los suelos arcillosos o blandos podrán ser estabilizados mediante la aplicación de cal.

La norma N-CTM-4-03-001/02 dictada por la Secretaria de Comunicaciones y Transporte, establece los parámetros físico- químicos de la cal separándolas por su tipo; esto para asegurar la obtención del comportamiento necesario al ser combinadas con los suelos.

Para los suelos: El material a estabilizar, ya sea para terracería, revestimiento, subbases o bases, deberá tener un índice plástico superior al diez por ciento (10 %) y contener siete por ciento (7%) o más material de partículas finas que pase por la malla N. 200

En cuanto a la calhidra: Por su composición química las cales se dividen en cal viva y cal seca, cada una cumplirá con las características señaladas en las Tabla 2.9.

Tabla 2.9 Composición química de la cal hidratada

CARACTERISTICA	VALOR (%)
Oxido de Calcio (CaO) y Magnesio (MgO) calculado sobre la muestra calcinada, mínimo	60
Contenido de dióxido de Carbono (CO ₂) cuando la muestra se toma en el lugar de fabricación, máximo	3
Sílice (SiO ₂), Alúmina (Al ₂ O ₃) y Óxidos de Hierro (Fe ₂ O ₃), máximo.	8

Fuente: Materiales para estabilizaciones del Instituto Mexicano del Transporte, 2012.

En cuanto a las características físicas, toda la cal viva que se utilizara deberá ser cribada por la malla de 1 pulgada, y será retenida en la malla ¼ pulgada (0.635 mm) y no presentara más del 15% de residuo retenido en la malla No. 50.

Por otro lado, la cal hidratada no contendrá más del 3% de partículas retenidas en la malla de No. 100, y no más del 10% de material retenido en la malla No. 200.

Mejoramiento de suelos con Cloruro de Sodio

La estabilización de suelos ha llevado a los ingenieros prácticos a realizar las pruebas al mezclar suelo principalmente arcilloso con distintos materiales para conseguir las propiedades que requieren. La estabilización con sales se comenzó a realizar desde hace varias décadas por razones económicas obteniendo mejoras exitosas en la mayoría de los casos, variando los resultados debido a las condiciones de campo y los estudios realizados.

Este método, aunque con resultados muy variables en campo, demuestra que la adición de sal hace que se disminuya la humedad óptima, ya que en teoría el cloruro de sodio ocasiona

que el suelo como la arcilla se estructure en forma dispersa, produciéndose así un acercamiento entre las partículas y en consecuencia un mayor peso volumétrico. Además, en los casos donde la evaporación sea mayor a la cantidad de agua utilizada sobre el suelo, la superficie que se seca comenzará a cristalizarse en los vacíos lo que puede ayudar a formar una barrera que impedirá posteriores evaporaciones. (Singh & Das, 1999).

Existen dos métodos para la aplicación de la sal en el suelo a estabilizar. El método tradicional de adición de sal al estabilizar terracerías, es en peso de sal por peso seco de suelo. El otro método es a través de sal diluida en salmuera, que consiste en una solución compuesta por una cierta cantidad de sal, en peso, por cantidad de agua destilada; y la sal en grano se dosifica, en peso, por unidad de peso seco del material por estabilizar. Este último método es el más práctico pues la humectación del suelo para lograr la compactación necesaria y la dosificación de la sal se realizan en el mismo proceso.

Mejoramiento de suelos con emulsión asfáltica

Las técnicas de mejoramiento de suelos con material asfáltico son ampliamente utilizadas y aprobadas en diferentes países del mundo, debido a que la aplicación de asfalto en cualquiera de sus presentaciones incrementa la resistencia al corte del material mejorado y gracias a las propiedades hidrófobas del asfalto, reducen la susceptibilidad de la capa estabilizada a cambios volumétricos por humedecimiento. Las técnicas más utilizadas para la estabilización de suelos con asfalto son:

- Estabilización mediante asfalto espumado:

Esta técnica consiste en la aplicación de una mezcla de agua, asfalto y aire sobre el material de base a estabilizar. La combinación crea una espuma capaz de unir las partículas más finas del material granular con partículas de mayor tamaño. Wahhab *et al.* (2012) afirman que el uso de asfaltos espumados incrementa exitosamente el módulo de resiliencia en suelos tratados.

- Estabilización mediante emulsión asfáltica

El objetivo de esta técnica es mejorar la resistencia al corte de los materiales *in situ* para ser utilizados como material para base. Consiste en agregar emulsión asfáltica a materiales granulares y mezclarlos con un contenido de humedad superior al de compactación, para realizar el rompimiento del asfalto y asegurar la unión con el agregado. Esta técnica resulta menos compleja que la anterior y es ampliamente utilizada para construcción de carreteras.

2.3.2 Consideraciones para la estabilización de suelos

Para llevar a cabo la correcta estabilización de un suelo de mala calidad es importante tener conocimiento de los minerales que componen el suelo a tratar y así elegir el método que más convenga y la cantidad de material estabilizante para la estabilización. Las propiedades físicas que posee cada mineral están determinadas por la composición de sus átomos y los iones por los que estén formados y este arreglo provee características particulares al suelo en el cual ocurrirán reacciones químicas que se producen al alterar los enlaces con algún material como el cemento, cal, sales o químicos elaborados, provocando un cambio en estos arreglos que serán definidos por las reacciones de los compuestos químicos del material estabilizador y la composición mineralógica del suelo.

2.4 Criterios De Aceptación De Materiales Para Pavimentos

El uso de pavimentos estabilizados por diferentes métodos tiene registro desde la antigüedad, sin embargo, es hasta estos días en los que se han empleado técnicas más complejas que incluyen una mayor variedad de materiales y tratamientos para lograr el objetivo de estabilización. Mencionadas las propiedades del suelo y de los materiales de estabilización aunado a las técnicas para mejorar la resistencia mecánica para cada caso particular, es necesario conocer los diferentes criterios de aceptación y evaluación de la resistencia de los materiales destinados a conformar una capa estructural de pavimento. De igual manera, con la llegada de nuevos materiales y procesos constructivos se ha analizado con mayor detenimiento el comportamiento mecánico de un pavimento, de acuerdo al tráfico de servicio y a los materiales con los que se ha construido, se valoran siguiendo diferentes criterios de aceptación emitidos por el organismo pertinente para garantizar la integridad del pavimento a lo largo de su vida útil. El punto de partida de la normativa de cada país se basa en los

principios de la mecánica y comportamiento de materiales, pues con estas herramientas se pueden realizar aproximaciones de los esfuerzos e idealizar modelos matemáticos que presenten las deformaciones y deflexiones de las capas del pavimento.

En el siguiente capítulo se abordarán los criterios clásicos de diseño de un pavimento tomando como base la guía de diseño de pavimentos AASHTO, los criterios de evaluación de las capas y las investigaciones realizadas por científicos internacionales con respecto a nuevos materiales para capas estructurales.

2.4.1 Criterios de diseño de un pavimento

El estado natural del suelo de la mayor parte de la superficie terrestre posee una relativa baja rigidez y resistencia a la aplicación repetitiva de cargas, como lo son el paso de vehículos de una amplia gama de espectros de carga. Esto se traduce en altas deformaciones sobre la superficie de suelo natural y por consiguiente la imposibilidad del tránsito fluido y seguro a través de esta ruta. Este comportamiento natural del suelo fue observado por las antiguas civilizaciones cuando transportaban suministros entre aldeas sobre carretas traccionadas con animales de carga. Sobre suelos arcillosos, tanto el peso de su mercancía como la repetida cantidad de huellas animales creaban una superficie inestable y deforme. La solución inmediata fue la reducción de la plasticidad de las arcillas con materiales puzolánicos como las cenizas naturales de las cordilleras montañosas, aunado a una ligera compactación de su ruta comercial. En la actualidad, dada la gran demanda de vehículos y las magnitudes de las cargas que ellos transportan, es necesaria la construcción de una estructura superpuesta sobre el terreno natural, capaz de absorber correctamente los esfuerzos y deformaciones transmitidas por los ejes vehiculares, garantizando la fluidez y seguridad de los ocupantes de la red.

El análisis exhaustivo en campo, acompañado de modelos empíricos mecanicistas, dieron pauta a la creación de métodos de diseño de pavimentos que satisficieran la demanda estructural de los vehículos de transporte de mercancía, así como las repeticiones cíclicas del conjunto de la flota vehicular mediante un sistema de capas de suelo de diferentes características mecánicas. La guía de diseño de pavimentos AASHTO, se desarrolló a partir de las observaciones realizadas por la *American Association of State Highway Officials*

(AASHO), cuyas variables principales de diseño incluyen la carga a la que está sometido el pavimento total, la resistencia del suelo de cimentación (subrasante) y el espesor total del pavimento. Posteriormente el método evolucionó y fueron consideradas otras variables, teniendo como ecuación final de diseño la Ecuación 4.1, para pavimentos flexibles y la Ecuación 4.2, para pavimentos rígidos. Ambas se muestran a continuación:

$$\log(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.36 \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log(M_R) - 8.07 \quad (4.1)$$

Donde:

w_{18} = número de aplicaciones predichas de ejes equivalentes sencillos

Z_R = desviación estándar normal

S_o = combinación del error estándar de la predicción y desempeño del tráfico

ΔPSI = diferencia entre el nivel de servicio inicial de diseño y el nivel de servicio final de diseño

M_R = módulo de resiliencia (psi)

SN = número estructural, el cual implica un coeficiente de capa en relación a su resistencia, espesor de capa y coeficiente de drenaje.

$$\log(W_{18}) = Z_R \times S_o + 7.35 \log(D + 1) - 0.06 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right)}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32p_t) \log \left[\frac{S'_c \times C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \times J \left(D^{0.75} - \frac{18.42}{\left(\frac{E_c}{k}\right)} \right)} \right] \quad (4.2)$$

Donde:

w_{18} = número de aplicaciones predichas de ejes equivalentes sencillos

ZR = desviación estándar normal

So = combinación del error estándar de la predicción y desempeño del tráfico

D = espesor de la losa de pavimento

S'_c = módulo de ruptura del concreto portland, para el proyecto específico (psi)

J = coeficiente de transferencia de carga

E_c = módulo de elasticidad del concreto portland

k = módulo de reacción de la subrasante

Δ PSI = diferencia entre el nivel de servicio inicial de diseño y el nivel de servicio final de diseño

SN = número estructural, el cual implica un coeficiente de capa en relación a su resistencia, espesor de capa y coeficiente de drenaje.

Los conceptos de diseño de la guía AASHTO, como lo son el uso de un eje equivalente sencillo, nivel de servicio del pavimento y el efecto de los espesores y resistencia de las capas, son conceptos que aun gobiernan a nivel mundial en el diseño de pavimentos y que fueron el punto de partida de otros métodos de diseño como lo es el método de la UNAM. Por esta razón, este trabajo de tesis se basará en los criterios de diseño de pavimentos del método AASHTO, puntualizando la importancia del número estructural de capa obtenido para materiales tradicionales y el material expansivo estabilizado.

2.4.2 Desempeño de las capas

Si bien, una sección de pavimento se vería favorecida estructuralmente con el uso de materiales resistentes como el concreto en su totalidad, esta dejaría de lado el factor económico y sustentable, por lo que el uso de suelos resistentes se ha estudiado, dividiendo la sección de un pavimento en diferentes capas con diferentes aportaciones y características físicas. Bajo los primeros criterios de diseño, la teoría de Boussinesq propone que la mayor parte de los esfuerzos transmitidos por una carga se encontrarán

en la zona de contacto de dicha carga con el suelo de cimentación. Siguiendo esta idea, las capas estructurales de los pavimentos proveen una mayor resistencia a las cargas en las capas superiores, disminuyendo con la profundidad. Aunque se distinguen las capas que conforman los pavimentos flexibles y los rígidos, ambos se conforman por al menos las siguientes:

Capa subrasante: La capa subrasante sirve como apoyo o cimentación a toda la estructura superior del pavimento. Su función principal es la de proveer una estructura de soporte para la sección completa, disminuyendo los espesores necesarios para mitigar los esfuerzos que llegan al suelo natural, además de evitar la contaminación de los materiales del pavimento con los del suelo natural.

Capa subbase: Esta capa se coloca sobre la terracería o subrasante. La capa subbase juega un papel importante en el ámbito económico, pues estructuralmente reduce el espesor de la capa base, además impedir cambios volumétricos generados por el ascenso capilar de agua proveniente de la terracería. Por otra parte, también se encarga de mitigar y distribuir los esfuerzos restantes provenientes de las capas superiores.

Capa base: En un pavimento flexible, la capa base es la encargada de soportar las presiones que ejerce la carga vehicular para la que el pavimento fue diseñado, mientras que en los pavimentos rígidos esta capa puede ser omitida. Dada la importancia estructural de la capa base, los materiales con las que se construye son de alta calidad pues son mecánicamente estables, debidamente graduados y con baja plasticidad.

Carpeta: La carpeta puede ser asfáltica en el caso de los pavimentos flexibles o de concreto hidráulico para los pavimentos rígidos. Esta capa se encarga de absorber deformaciones provocadas por el tráfico, además de transmitir correctamente las cargas a las capas subyacentes. Por otra parte, brinda una superficie uniforme a la estructura del pavimento para garantizar la seguridad de los usuarios.

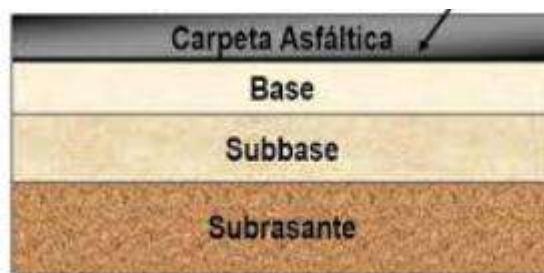


Figura 2.9 Principales capas estructurales de un pavimento

Fuente: Elaboración propia.

2.4.3 Transmisión de esfuerzos y deformaciones

Dada la necesidad de estudiar la manera en la que son transmitidas y absorbidas las cargas provenientes de los vehículos, diversos investigadores han realizado simplificaciones a la forma y peso de las llantas vehiculares con el objetivo de realizar un análisis simple y entender la forma en la que dichas cargas afectan a las capas más profundas. Ya que el peso y los arreglos de llantas de la flota vehicular que transita sobre los pavimentos es muy variable, es necesario hacer uso de un concepto universal, con el propósito de establecer una medida que uniformice el tránsito y facilite el cálculo de los espesores de las capas. Por ello, se denomina ejes equivalentes a la suma del tránsito de diseño, considerando que un eje equivalente es un eje sencillo de 8.2 toneladas a una presión de contacto de 5.8 kg/cm^2 , lo que deja como principal problemática la forma de calcular la transmisión de los esfuerzos.

Las primeras soluciones para el cálculo de pavimentos recurrían al concepto de capacidad de carga y la teoría de Boussinesq para determinar la profundidad de influencia de las cargas, realizando una serie de adecuaciones a la fórmula con el fin de mejorar las limitaciones de la teoría de Boussinesq. Fueron Foster y Ahlvin (Celso *et al.*, 2020) quienes desarrollaron un conjunto de funciones para el cálculo de esfuerzos normales y cortantes además de deflexión en un sistema de una sola capa, bajo la influencia de la carga y de forma radial. La Figura 2.10 presenta la forma gráfica para el cálculo de esfuerzos normales según Foster y Ahlvin.

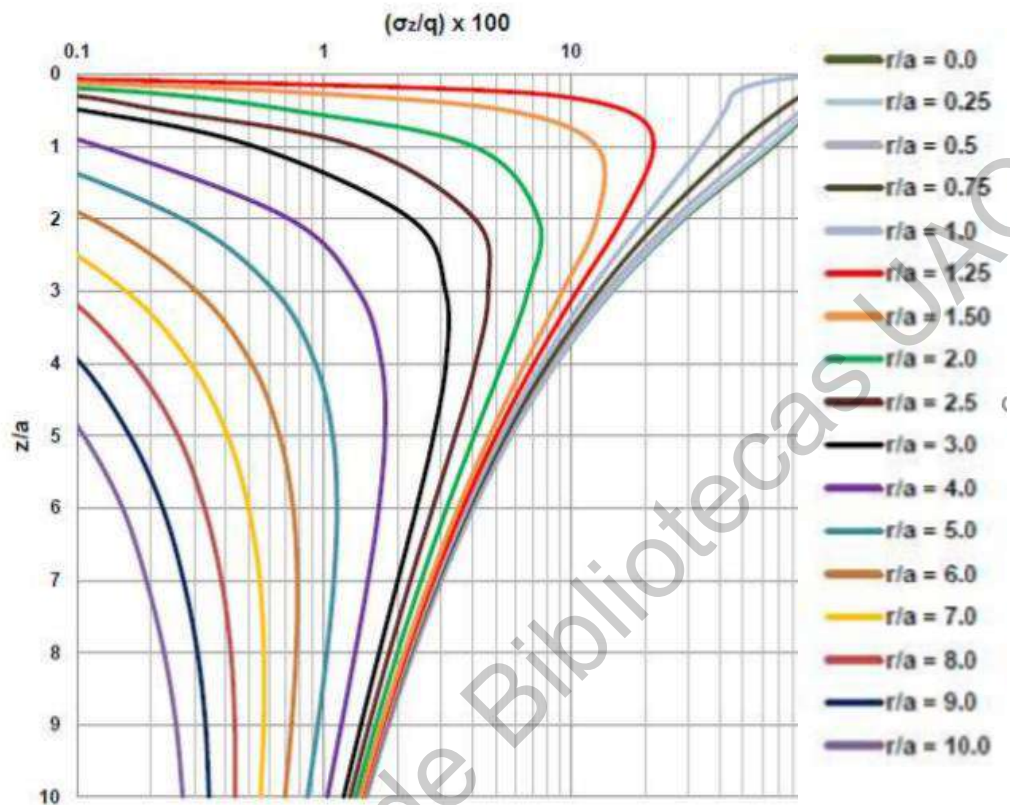


Figura 2.10 Cálculo de esfuerzos normales por el método de Foster y Ahlvin.

Fuente: Instituto Mexicano del Transporte, 2018.

Debido a las limitaciones reales de los sistemas de una sola capa, el uso de teorías que estudian el comportamiento de más capas son ampliamente aceptados. Burmister (Graczyk *et al.*, 2016) desarrolló una solución al problema, considerando una capa homogénea de espesor z , con un módulo elástico conocido (E_1), colocada sobre una capa semi-infinita de modulo elástico conocido (E_2). El esquema bicapa de Burmister puede ser resuelto siempre y cuando se conserve la relación $E_1 > E_2$. Actualmente, la solución numérica de Burmister ha sido utilizada para resolver sistemas multicapa, gracias al uso de software especializado que facilita el proceso matemático. La Figura 2.11 presenta la solución grafica de la teoría de Burmister.

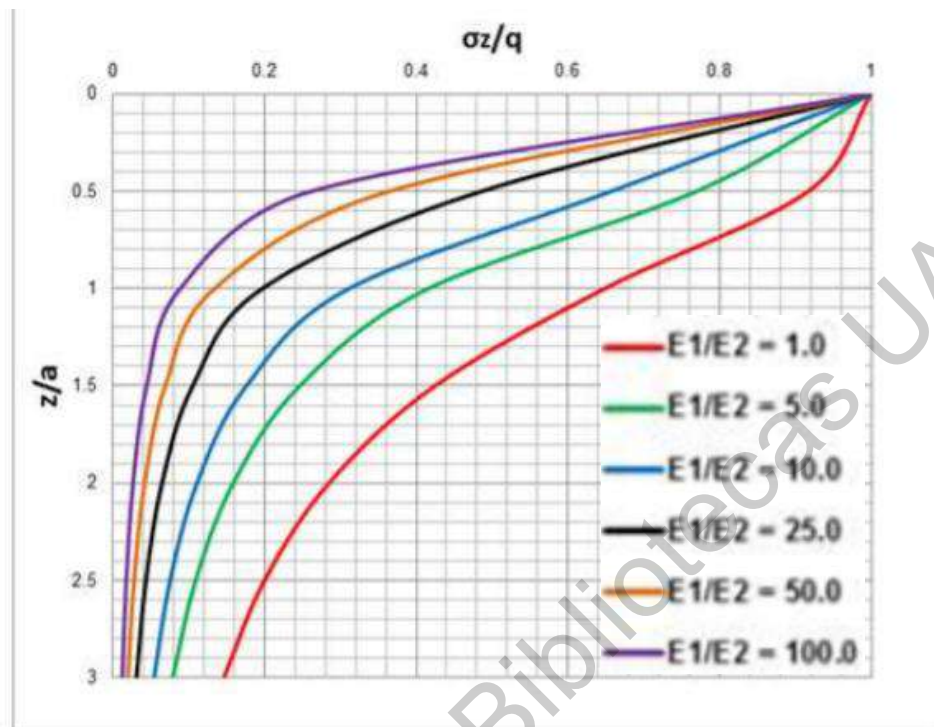


Figura 2.11 Cálculo de esfuerzos normales por el método de Burmister.

Fuente: Instituto Mexicano del Transporte, 2018.

2.4.4 Deformaciones admisibles

Durante su vida útil, los pavimentos están expuestos a diferentes magnitudes de carga de forma cíclica que reducirán la capacidad de carga y fatigarán la integridad física de las capas estructurales, produciendo diferentes tipos de fallas y deformaciones hasta producir un colapso total de la sección. Retomando el tema anterior, es importante considerar que un pavimento puede presentar deformaciones superficiales no solo por la falla de la carpeta o la capa base, si no por el reflejo de grietas producidas en las capas inferiores, dado que estas se encuentran conformadas por materiales de menor resistencia. Por ello, este criterio es importante para la elección de materiales constituyentes de las capas estructurales de los pavimentos.

Por ello, el ensayo “Relación de Soporte de California” o CBR (por sus siglas en inglés, *California Bearing Ratio*) es actualmente utilizado para evaluar la resistencia de las

diferentes capas que conforman un pavimento mediante la aplicación de carga sobre una muestra previamente compactada con diferentes energías de compactación y con el contenido de humedad óptimo correspondiente. Además, la aplicación de la prueba CBR facilita la determinación del tiempo de curado que requiere un material estabilizado con algún cementante para medir la resistencia de la capa para fines de diseño a largo plazo, permitiendo la comparación y ganancia porcentual.

Es importante recordar que tanto suelos cohesivos como friccionantes poseen distintas características estructurales, por lo que la compactación de especímenes se verá afectada por distintos factores dictados principalmente por la mayor composición física de las partículas. Para el caso de suelos finos, los factores a considerar son:

- Estado de esfuerzos del suelo
- Método de compactación

Por su parte, suelos granulares se ven afectados principalmente por:

- Granulometría del material
- Densidad

Explorando conceptos de esfuerzo-deformación, métodos de diseño de pavimentos han implementado nuevas técnicas que conducen al uso de parámetros de medición que expresan la respuesta de las capas estructurales de un pavimento con mayor cercanía a la realidad. Es aquí donde el concepto de módulo resiliente (M_r) encuentra un papel importante en el diseño de pavimentos. El módulo resiliente se define como el esfuerzo desviador repetido aplicado en compresión triaxial entre la deformación axial recuperable. Dicho de otra forma, es la capacidad de un material de recuperarse al ser aplicada una carga cíclica. Aunque existe un modelo universal para el cálculo del módulo resiliente, dada la naturaleza de los suelos (cohesivos y friccionantes) se hacen dos distinciones principales para la determinación del módulo resiliente, que se ven afectadas por las consideraciones anteriores. Se presenta la Ecuación 4.1a y 4.1b para el cálculo del módulo resiliente en suelos cohesivos, y la Ecuación 4.2 para calcular el módulo resiliente de suelos friccionantes.

$$Mr = k_2 + k_3 + (k_1 - \sigma_d)^0, \text{ para } k_1 > 0 = \sigma_d \quad (4.1a)$$

$$Mr = k_2 + k_4 + (\sigma_d - k_1)^0, \text{ para } k_1 > 0 = \sigma_d \quad (4.1b)$$

$$Mr = k_1 \cdot \theta^{k_2} t^{k_3} \quad (4.2)$$

Donde:

- Los valores de k_1 , k_2 , k_3 y k_4 dependen de las características de resistencia y tipo de suelo.
- θ representa la sumatoria de los esfuerzos principales
- t representa el esfuerzo cortante aplicado.

Dada la complejidad y costo del equipo de laboratorio utilizado para la medición del módulo de resiliencia diversos investigadores se han dado a la tarea de encontrar correlaciones entre el valor CBR y el Mr. Cabe resaltar que el uso de las correlaciones entre estos dos parámetros debe ser limitado y estudiar cada caso particular, pues algunos materiales como los suelos estabilizados se comportan de forma especial, arrojando coeficientes de correlación bajos. (Garnica *et al.*, 2002). Las ecuaciones con un índice de correlación alto se muestran a continuación:

- Ecuación de Heukelom y Klomp, para suelos finos con un CBR menor a 10%.

$$MR (\text{psi}) = 1500x \text{ CBR} \quad (4.3)$$

- Ecuación del Instituto del Asfalto

$$MR (\text{psi}) = A + B x \text{ CBR} \quad (4.4)$$

Dónde: A= Rango de 772 a 1155

B= Rango de 369 a 555

(La variación del rango es la clasificación del suelo y el grado de compactación)

- Ecuación general de la Guía de diseño de pavimentos AASHTO 2002

$$MR = 2555 \times CBR^{0.65} \quad (4.5)$$

- Ecuación para suelos arcillosos estabilizados con cal (Rogers y Lee, 1994 & Achampong *et al.* 1997)

$$Mr = 102 + 233 * CNC \quad (4.7)$$

En meganewtons Mn/m²

Dónde: CNC = compresión no confinada

Es importante resaltar que la ecuación anterior tiene un coeficiente de correlación $r=0.86$, debido a la influencia del mineral predominante de la arcilla estabilizada. Las arcillas ilíticas presentan un mayor módulo elástico que las arcillas caoliníticas, y a su vez, las arcillas caolinitcas presentan módulos elásticos superiores a los suelos cuyo mineral predominante son las montmorilonitas

A partir de las investigaciones anteriores, el Programa cooperativo nacional de investigación de carreteras o NCHRP por sus siglas en inglés (National Cooperative Highway Research Program), resumieron los resultados de diferentes tipos de suelo con los valores CBR y Mr esperados. La Tabla 2.10 presenta los valores recopilados, separando la clasificación de suelos por tamaño de partículas.

Tabla 2.10. Valores típicos de resistencia por material para pavimentos.

Descripción	Clasificación AASHTO	γ_d (ton/m ³)	CBR (%)	Módulo de resiliencia (Mpa)
Suelos de grano grueso				
Grava	A-1-a (bien graduado)	1.98 - 2.22	60 - 80	70.37 - 140.74
	A-1-a (mal graduado)	1.91 - 2.06	35 - 60	70.37 - 140.74
Arena gruesa	A-1-b	1.74 - 2.06	20 - 40	42.23 - 105.55
Arena fina	A-3	1.66 - 1.91	15 - 25	14.07 - 35.18
Materiales granulares con alto porcentaje de finos				
Grava arenosa fina y grava limosa	A-2-4 o A-2-5	2.06 - 2.30	40 - 80	70.37 - 211.11
Arena limosa	A-2-5	1.90 - 2.14	20 - 40	56.29 - 140.74
Arena arcillosa	A-2-7	1.66 - 2.06	10 - 20	35.18 - 105.55
Suelos de grano fino				
Limos y arenas limosas	A-4	1.42 - 1.98	4 - 15	14.07 - 56.29
Limo de alta compresibilidad	A-5	1.27 - 1.58	4 - 8	14.07 - 42.22
Arcilla plástica	A-6	1.42 - 1.98	5 - 15	14.07 - 70.37
Arcilla baja compresibilidad	A-7-5	1.27 - 1.98	4 - 15	14.07 - 70.37
Arcilla alta compresibilidad y suelos orgánicos	A-7-6	1.27 - 1.75	3 - 5	28.14 - 70.37

Fuente: Elaboración propia.

2.4.5 Normativa internacional para el uso de suelos estabilizados

En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), de la mano con el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) dictan las características físicas y resistencia mecánica que debe cumplir cada una de las capas estructurales que conformarán un pavimento. La construcción de cada capa y el material con el que será construida dependerá principalmente del aspecto económico. Por ello, es común encontrar pavimentos que utilizan bases estabilizadas por diversos materiales. Una base estabilizada se construye cuando la calidad del material in situ no cumple con los

requisitos indicados en la normativa o si la resistencia del material no es suficiente para soportar cargas de tránsito vehicular (El-Aziz & Abo-Hashema, 2012). Estas bases estabilizadas se elaboran agregando productos químicos que modifiquen la calidad y resistencia del material original, garantizando mediante pruebas de laboratorio las propiedades finales del suelo estabilizado. La Tabla 2.11 muestra las principales pruebas de laboratorio que se llevan a cabo para comprobar la resistencia de los suelos estabilizados, la Tabla 2.12 se muestran las bases estabilizadas más utilizadas en México aprobadas por la SCT y la Tabla 2.13 muestra los requisitos de calidad mínimos que debe tener un material que conforma una capa sub base, de acuerdo con normativa internacional y las características de los materiales mostradas en la Tabla 2.10.

Tabla 2.11 Principales pruebas de resistencia en suelos estabilizados.

Clave	Nombre	Descripción
ASTM C469	Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression	Esta prueba proporciona un valor de relación de tensión a deformación y una relación de deformación lateral y longitudinal para una muestra endurecida a cualquier edad
ASTM C39	Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens	Esta prueba se utiliza para determinar la resistencia a la compresión de muestras cilíndricas preparadas con cementantes.
ASTM C78	Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third Point Loading)	Esta prueba se utiliza para determinar la resistencia a la flexión de las muestras preparadas con cementantes
ASTM D7369	Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Bituminous Mixtures by Indirect Tension Test	La prueba se utiliza para medir el módulo de resiliencia, que es usado para evaluar la calidad de materiales utilizados en un diseño de pavimentos.

Fuente: Elaboración propia, basado en normativa ASTM.

Tabla 2.12 Principales métodos de estabilización de bases en México.

Tipo de base	Descripción
Estabilizada con cemento Portland	Se incorpora al suelo del 3 al 4 % de masa en cemento para modificar la plasticidad.
Estabilizada con asfalto	Se agrega al suelo que conformará la base, del 3 al 4 % de masa de cemento asfáltico para mejorar el comportamiento mecánico.
Asfáltica	Se añade al suelo del 4 al 5% de masa de cemento asfáltico para formar una capa de concreto asfáltico magro.
Concreto hidráulico de baja resistencia	Se agrega al suelo una capa de concreto hidráulico necesario para obtener una resistencia a la compresión en el rango de 150 a 200 kg/cm ² a los 28 días.
Con cal	Se agrega del 1 al 3% de masa de cal para disminuir la plasticidad de la parte final del suelo estabilizado.

Fuente: Catálogo De Secciones Estructurales De Pavimentos Para Las Carreteras De La República Mexicana (SCT)

Tabla 2.13 Requisitos mínimos de calidad de los materiales para sub base.

Característica	Valor %	
	$\Sigma L \leq 10E6$	$\Sigma > 10E6$
Limite liquido máximo	30	25
Índice plástico máximo	10	6
Valor CBR mínimo	50	60
Grado de compactación mínimo	100	100

Fuente: Características de los materiales para subbases, (SCT,2011)

Ya que es aceptada la construcción de pavimentos con bases estabilizadas, la idea de estabilizar la capa sub-base proporcionará al pavimento una mayor resistencia y disminución de deformaciones en el cuerpo completo del pavimento; además de aprovechar los materiales problemáticos que se encuentren en la zona de construcción.

METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

La metodología a seguir en este trabajo de investigación se basa en el diagrama de flujo mostrado en la Figura 3.1.

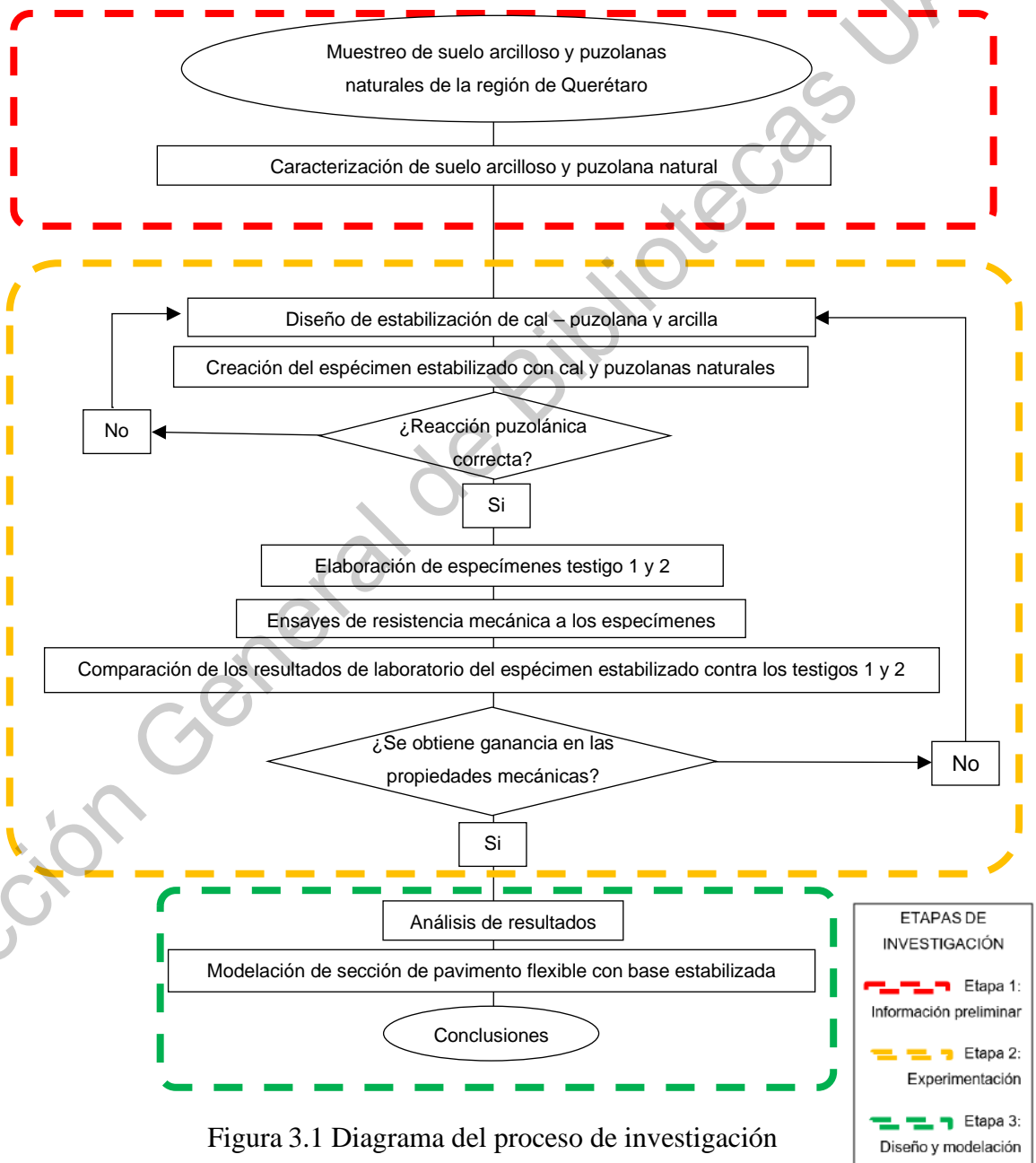


Figura 3.1 Diagrama del proceso de investigación

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 3.1 se puede apreciar que este trabajo de investigación se divide en tres etapas principales, las cuales consisten en la recaudación de información y caracterización de los materiales con los que se trabajó, seguido del diseño de estabilización y dosificación de la arcilla expansiva y por último, la medición de los parámetros mecánicos y evaluación del producto final al ser utilizado como material para capa sub base de un pavimento.

3.1 Ubicación y muestreo de la arcilla expansiva

El muestreo del suelo arcilloso se realizó en el municipio de Santiago de Querétaro, ubicada dentro del Valle de Querétaro, la cual tiene características topográficas de una cuenca sedimentaria delimitada por volcanes del Eje Neovolcánico y por diferentes cadenas montañosas de la Sierra Gorda y la Sierra Madre Oriental. La Figura 3.2 muestra la ubicación del municipio de Santiago Querétaro dentro de la República Mexicana.



Figura 3.2 Ubicación del municipio de Santiago Querétaro.

Fuente: Elaboración propia, a partir de datos de INEGI (2012).

Es común encontrar material arcilloso en la mayor parte del municipio de Querétaro, pues como lo comenta Carreón-Freyre *et al.* (2005) la estratigrafía superficial del suelo está conformada principalmente por arcillas y limos, y esta capa no está bien definida en profundidad, debido principalmente a la heterogeneidad en el fracturamiento de las rocas en

la base de la secuencia geológica. De igual manera, se reconocen principalmente rocas de origen volcánico, como rocas piroclásticas, toba basáltica; además de rocas sedimentarias como aluvión y fragmentos lacustres. De la parte fina y superficial, de acuerdo con INEGI (Instituto Nacional de Estadística y Geografía, 2007) la clasificación taxonómica de los suelos dominantes del municipio de Querétaro, se identifica como un vertisol, el cual cubre el 59.9% de la superficie total del municipio. Este suelo se caracteriza por su estructura masiva. Y su alto contenido de arcilla, la cual es altamente propensa a cambios volumétricos en presencia de agua, formando superficies de deslizamiento y que por ser colapsables en seco pueden formar grietas en la superficie o a determinada profundidad. Su color más común es el negro o gris oscuro en la zona centro a oriente de México. La Figura 3.3 muestra la distribución de los diferentes tipos de suelo en el municipio de Querétaro.

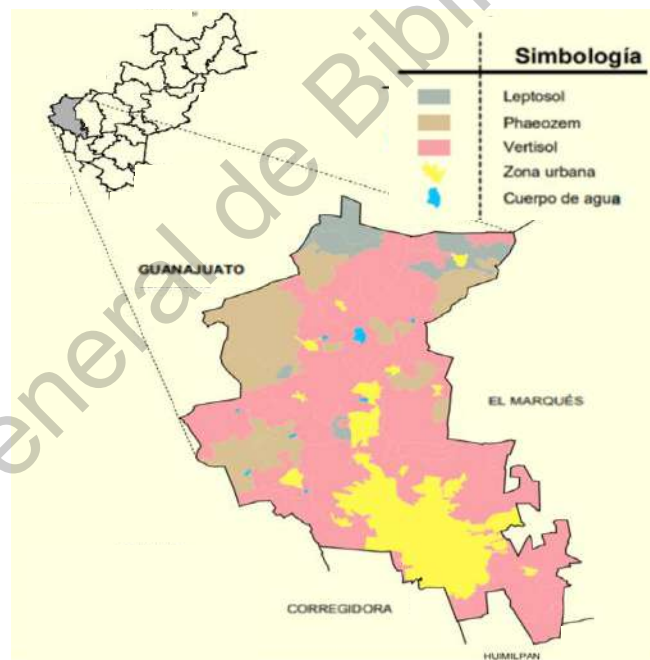


Figura 3.3 Principales tipos de suelo según la IUSS, del municipio de Querétaro

Fuente: INEGI (2012).

Con esta base y con los trabajos realizados por López-Lara *et al.* (2012), se sabe que existen suelos potencialmente expansivos en la zona de Jurica dentro del municipio de Querétaro, por lo que se seleccionó el fraccionamiento “Jurica Campestre”.

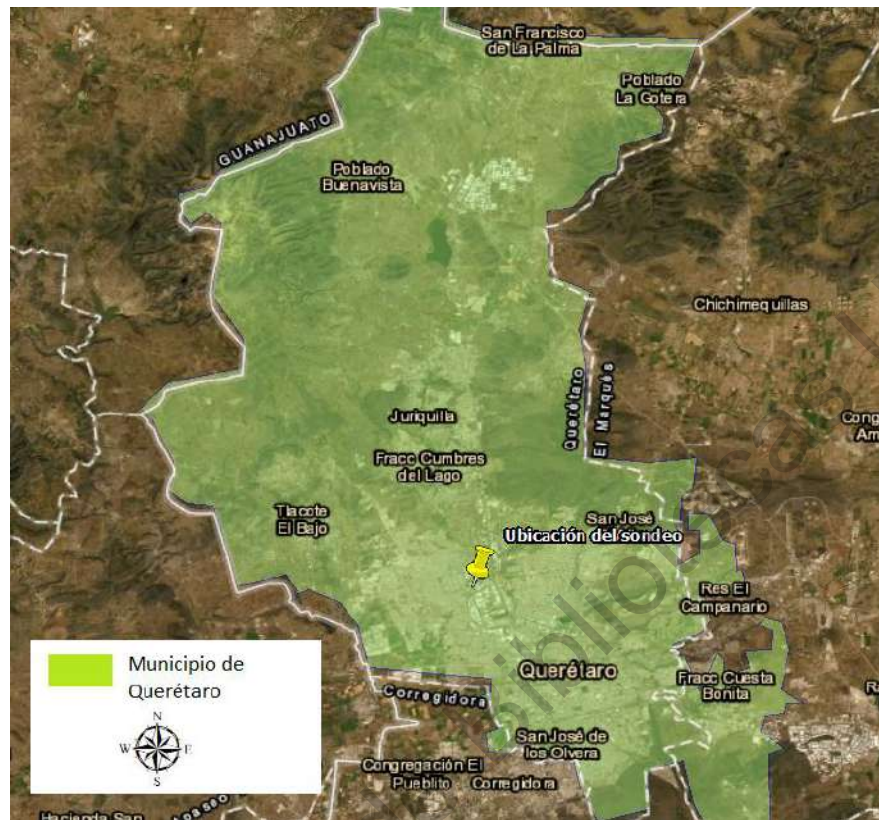


Figura 3.4 Ubicación de Jurica Campestre.

Fuente: Mapas en línea (INEGI & Google, 2019).

Del sitio, se extrajo mediante la realización de un pozo a cielo abierto una muestra inalterada y del material excavado a la misma profundidad, se recolectó material como muestras alteradas con ayuda de sacos para ser estabilizadas y ensayadas.

3.2 Caracterización física y de resistencia del suelo explorado

La caracterización del suelo explorado se realizó a partir de la muestra inalterada y las muestras alteradas. Para abarcar todos los parámetros necesarios a conocer para la estabilización de expansión de la arcilla y dosificación, se realizó por una parte la caracterización física del material, que consta del conocimiento de la granulometría del material, peso específico, límites de consistencia y peso específico seco máximo. Por otra parte, se complementó la caracterización mediante un análisis químico y mineralógico, que consistió en la identificación del pH del suelo natural.

3.2.1 Caracterización física

Como se mencionó anteriormente, se llevó a cabo las pruebas de laboratorio necesarias para determinar peso específico, humedad, compactación y límites de consistencia del suelo con el objetivo de clasificarlo de acuerdo a los lineamientos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y el sistema AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Contenido de agua (humedad natural del suelo)

El contenido de agua o humedad de un suelo se determina mediante la norma ASTM D2216, que consiste en determinar el peso del agua que se encuentra en una porción de muestra. Para ello es necesario tomar una muestra y pesarla para llevarla a un horno de secado con una temperatura de $110 \pm 5^\circ \text{C}$, por un tiempo de al menos 24 horas para secar el suelo seco, como se muestra en la Figura 3.5.



Figura 3.5 Porciones de muestra inalterada para contenido de humedad

Fuente: Elaboración propia.

La diferencia de peso de la muestra antes y después de ser secada, será el peso del agua; a continuación, se procede a la determinación de la humedad con la Ecuación 3.1.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100\% \quad (3.1)$$

En donde:

w= contenido de agua

Ww = peso del agua

Ws = peso de la muestra

Densidad o gravedad específica del suelo

Con base en la norma ASTM D854, se prepara una muestra de suelo seca de peso conocido y que pase por la malla No. 4 para ser sumergida en 500 ml de agua contenida en un matraz de fondo redondo (Figura 3.6). La determinación de los pesos ayudará a conocer las variables necesarias para aplicar la Ecuación 3.2.



Figura 3.6 Preparación de la prueba de densidad de suelos

Fuente: Elaboración propia.

$$\gamma_s = \frac{\frac{\omega_s}{w_0 + w_s - w_f}}{\gamma_w} \quad (3.2)$$

Donde:

Ws: peso del suelo

W0: peso inicial

Wr: peso final de la mezcla

Yw: Peso específico del agua (1gr/cm³)

3.2.2 Límites de consistencia

La determinación de los límites de consistencia o límites de Atterberg se realiza a través de diferentes pruebas, dependiendo si se quiere conocer el límite líquido, límite plástico o límite de contracción.

Límite líquido

Para el límite líquido se llevó a cabo el método de la copa de Casagrande, el cual está descrito por la norma ASTM D4318 y consiste en determinar la humedad a la cual, una muestra de suelo ranurada por la mitad colocada en el interior de la copa, logra cerrarse por la acción de la misma a 25 golpes, como se muestra en la Figura 3.7. Para ello es necesario determinar la humedad de al menos 4 especímenes, cuyos golpes se encuentren entre 10 y 35 golpes.



Figura 3.7 Método de la copa de Casagrande

Fuente: Elaboración propia.

Límite plástico

El límite plástico se determinó con la ayuda de dos métodos, el método del cono inglés y el método del rollo; esto con el objetivo de tener dos medidas de comparativa y establecer un criterio razonable en la elección y uso de los datos obtenidos.

Método del rollo por norma ASTM D4318

Consiste básicamente en preparar una muestra de arcilla húmeda y realizar pequeños rollos con los dedos hasta los 3 mm de diámetro. La humedad a la cual el rollo comienza a fracturarse a 3 mm de diámetro será el límite plástico.



Figura 3.8 Método del rollo de arcilla.

Fuente: Elaboración propia.

Límite de contracción por ASTM D427

Para determinar el límite de contracción se realizó la prueba del mercurio explicada en la norma ASTM D427. Esta consiste en colocar una muestra de suelo con el contenido de agua necesario para alcanzar el límite líquido dentro de un contenedor de dimensiones y peso conocido, para ser secado mediante el horno y observar el volumen de contracción del espécimen al interior del contenedor. El volumen será determinado por la cantidad de mercurio desplazada al sumergir la muestra en su interior, como se puede apreciar en la Figura 3.9. Mediante la Ecuación 3.3 se determina el límite de contracción.

$$L.C. = \left(\frac{M_1 - M_2}{M_2} - \frac{V_1 - V_2}{M_2} \frac{\gamma_w}{g} \right) \times 100 = \left(w - \frac{V_1 - V_2}{M_2} \frac{\gamma_w}{g} \right) \times 100 \quad (3.3)$$

Donde:

M1: masa del suelo húmedo

M2: masa del suelo seco

W: contenido de humedad (valor decimal)

V1: volumen del peso húmedo

V2: volumen del mercurio (masa de mercurio/ densidad del mercurio, que es 13.6 gr/cm³)

g: aceleración de la gravedad de 9.81 m/s².



Figura 3.9 Pesaje de muestra seca para el cálculo del límite de contracción.

Fuente: Elaboración propia.

3.2.3 Granulometría

Para conocer el tamaño de las partículas y la distribución de las mismas, se llevó a cabo la prueba de granulometría por las variaciones mencionadas en la norma ASTM D422, ya que al tratarse de un suelo arcilloso, este tiene tamaños de partícula menores a 75 micrómetros. La granulometría completa se llevó a cabo por tamizado y la prueba de hidrómetro.

Granulometría por tamizado

De una muestra de suelo previamente cuarteada y secada bajo el sol, se pasa a través de los tamices número 10 hasta el 200, como se muestra en la Figura 3.10, y se determina el peso retenido en cada tamiz. La Tabla 3.1 muestra la apertura de cada tamiz en milímetros.



Figura 3.10 Determinación de granulometría por tamizado.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.1 Numero de tamiz y apertura en mm

Número de tamiz	Apertura en milímetros	Apertura en pulgadas
10	2.00	0.078
20	0.84	0.033
40	0.42	0.016
60	0.25	0.009
100	0.149	0.005
200	0.074	0.002

Fuente: Elaboración propia.

Granulometría por hidrómetro

La fracción de suelo que pasa el tamiz número 200 se prepara para realizarse la prueba del hidrómetro, que de acuerdo a la norma ASTM D421. Para ello, se realizó una solución al 4% de hexametáfosfato de sodio en agua destilada dentro de una probeta de 1 litro y se deja reposar por 24 horas. Posteriormente se coloca una porción de 50 gramos de suelo que pasa por el tamiz núm. 200 y se agita mecánicamente por 1 minuto. A partir de realizar la agitación del material dentro de la solución, se sumerge el hidrómetro dentro de la probeta para tomar lecturas de su escala, así como de la temperatura de la solución en intervalos de tiempo desde 1,2,3,4,8,15,30 y 60 minutos (Figura 3.11). Posteriormente las lecturas serán tomadas por las siguientes 2,4,8,16,32,64 y 96 horas. Con las lecturas de temperatura y graduación del hidrómetro, se obtendrán las correlaciones necesarias para determinar el diámetro de las partículas y el porcentaje que pasa; de esta forma, se determinará el contenido de arcillas o limos y la curva granulométrica se completa con los resultados obtenidos de los tamices.



Figura 3.11 Probeta con solución de suelo e hidrómetro para medición.

Fuente: Elaboración propia.

3.3 Pruebas de resistencia mecánica

Las pruebas de resistencia mecánica se llevaron a cabo con el objetivo de conocer las propiedades de resistencia naturales del suelo, así como las ganancias mecánicas que se pueden obtener mediante tratamientos mecánicos del material. Inicialmente se realizó

una prueba de consolidación para determinar la influencia del potencial expansivo del suelo, para continuar con la determinación de resistencia al corte con pruebas de carga.

3.3.1 Ensayo de corte directo

El ensayo de corte directo bajo la normativa ASTM D3080 se realiza con la ayuda de una máquina especial de corte directo (Figura 3.12), la cual induce una sobrecarga a una muestra inalterada de suelo que simula las condiciones naturales de la muestra a diferentes profundidades. La máquina de corte directo induce dos esfuerzos, normal y cortante; con los cuales se pueden dibujar los valores más altos de un círculo de Mohr. Al realizar la prueba con tres esfuerzos diferentes de sobrecarga, es posible trazar una línea envolvente de falla del suelo ensayado y así determinar los valores de cohesión y ángulo de fricción natural.



Figura 3.12 Ensayo de corte directo.

Fuente: Elaboración propia.

3.3.2 Compactación AASHTO

La compactación AASHTO es una prueba dinámica en la que se obtiene el peso volumétrico seco máximo de una prueba a partir de la compactación de diferentes capas de suelo colocadas en un molde con dimensiones normadas por ASTM D 1557/AASHTO T 180, con ayuda de un pisón con altura y peso establecidos (Figura 3.13). Dicha prueba también arroja

un porcentaje de humedad óptimo para lograr el grado de compactación requerido. Este índice es muy utilizado en las carreteras, pues con él se obtienen los valores de inicio para la realización de las pruebas CBR y con base en los pesos secos obtenidos, es posible conocer algunas características del suelo ensayado.



Figura 3.13 Molde AASHTO compactado.

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3 Prueba CBR

La prueba CBR se utiliza para determinar la compactación óptima a diferentes energías aplicadas a un espécimen dentro de un molde. Posteriormente, este molde tendrá que ser sumergido al menos por 48 hrs o hasta notar que la expansión del espécimen ha cesado (Figura 3.14 a). La resistencia del suelo al esfuerzo cortante o valor CBR, es determinada al

medir el esfuerzo necesario para introducir un vástago 2.54 cm dentro del molde, a una velocidad constante de aplicación de fuerza (Figura 3.14b). Los gráficos construidos mediante esta prueba producen un mapeo de resistencias en los que se conocerá la energía de compactación más conveniente para el suelo en cuestión.

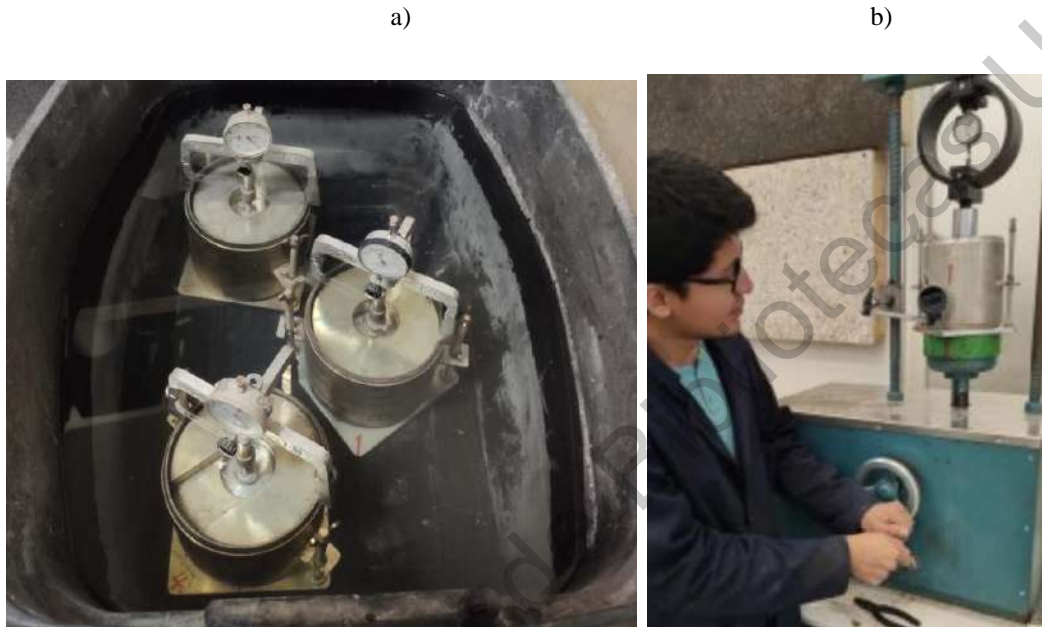


Figura 3.14 Procedimiento prueba CBR.

Fuente: Elaboración propia.

3.4 Caracterización química

La caracterización química del suelo es importante en este tema de tesis para determinar la reacción que el suelo tendrá en conjunto con la cal y la puzolana natural, y de esta forma predecir la efectividad de la reacción puzolánica. Los datos necesarios para determinar la efectividad de la reacción son el nivel de pH del suelo y el mineral predominante de la arcilla.

3.4.1 Determinación del pH del suelo

El pH se determinó con base en la normativa ASTM D1293, utilizando un dispositivo medidor de potencial eléctrico, el cual también mide el potencial hidrogeno de soluciones acuosas. Se realizó cada prueba efectuando al menos 5 mediciones y dar certeza a los datos

obtenidos. Se realizaron diferentes especímenes para cada material dosificado a diferentes porcentajes. En el siguiente capítulo se enlistan los especímenes muestreados.



Figura 3.15 Instrumentos de medición de pH

Fuente: Elaboración propia.

3.4.2 Prueba de Difracción de Rayos X

La prueba de difracción de rayos X fue llevada a cabo en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, campus Querétaro, con el objetivo de conocer la composición química de la zeolita natural. Mediante la prueba de difracción de rayos X, se identifican picos definidos en el rango de 10-50 en 2θ en el patrón DRX.

3.5 Estabilización con cal y zeolita

La estabilización con cal se llevó a cabo bajo los lineamientos de la normativa ASTM D 6276, la cual indica que la cantidad necesaria de cal para la estabilización es aquella con la

cual se logra un pH de 12.4. La medición del pH se llevó a cabo bajo lo señalado en el punto Una vez que se determinaron los porcentajes óptimos para los cuales el suelo tiene una mejora significativa mediante la adición de cal, zeolita, y cal+zeolita, se realizó una mezcla uniforme para toda la masa de suelo (Figura 3.16 a y b). Este procedimiento fue realizado para la elaboración de especímenes que fueron ensayados en la prueba CBR, con el objetivo de obtener los parámetros de resistencia necesarios requeridos en la etapa de diseño y modelación del pavimento flexible con subbase mejorada.



Figura 3.16 Dosificación y mezclado de suelo, cal y zeolita.

Fuente: Elaboración propia.

3.6 Diseño de pavimento flexible con subbase de suelo estabilizado con cal y puzolanas naturales

Para el diseño del pavimento flexible se utilizará como criterio principal la guía AASHTO de diseño de estructuras de pavimentos, con la finalidad de tener un parámetro cuantitativo y comparar el rendimiento de ambos pavimentos, con materiales tradicionales en todas sus capas y con mezcla de cal-puzolana en la capa subbase.

Partiendo de lo anterior, se consideraron dos criterios para justificar el uso de un suelo estabilizado en capa subbase:

- Tránsito de servicio: Breve descripción de condiciones de km actuales del país

- Aspecto económico: breve descripción de las tendencias políticas, rehabilitación y plan de desarrollo.

Evaluando los puntos anteriores, se supone un caso teórico de un tramo carretero cuya vía cumple la función de un colector, diseñado para 3.5 millones de ejes equivalentes. Considerando una calidad de drenaje suficiente y poca precipitación en la zona, se estima una pérdida del nivel de servicio de 0.8. La Tabla 3.2 presenta el resumen de los datos de diseño necesarios, mientras que la Tabla 3.3 muestra los valores de resistencia de los materiales de banco.

Tabla 3.2 Datos de diseño

DATOS DE DISEÑO		CONSIDERACIONES ADICIONALES	
ESAL's de diseño	3,500,000.00	Calidad de drenaje	NA
Confiabilidad	95	% de T. a la exposición	NA
Desviación	-1.645	Módulo de la sub-rasante (psi)	800 0
Serviciabilidad inicial (Po)	3.5		
Serviciabilidad final (Pt)	2.7		
Delta PSI	0.8		
So	0.4		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.3 Resistencia típica de materiales de banco para pavimentos

DATOS DE SUELO				CARACTERÍSTICAS	
Mr BASE E.C.	28000	psi		BASE GRANULAR	
Mr SUB-BASE	12000	psi		SUB BASE GRANULAR	
Mr SUB-RASANTE	8000	psi			
Mr MEZCLA ASFALTICA	430000	psi			

Fuente: Elaboración propia

Con los datos anteriores y los datos de diseño establecidos, se procede a utilizar los nomogramas correspondientes al coeficiente de capa (a1) para cada una de los segmentos estructurales del pavimento, al igual que los coeficientes de drenaje recomendados para cada tipo de material. El cálculo iterativo de la guía de diseño AASHTO puede observarse en la

Tabla 3.4, donde se aprecia un número estructural total necesario de 5.1, con un espesor total de pavimento de 31 pulgadas (78.74 cm); repartido en una carpeta de concreto asfáltico de 6 pulgadas de espesor, una base granular de 10 pulgadas de espesor, y una subbase granular de 15 pulgadas.

Tabla 3.4 Espesores propuestos para un pavimento con materiales de banco.

CAPA DE MATERIAL	Coefficiente estructural	Coefficiente de Drenaje (m)	Número Estructural de Capa (SN)	ESPESOR CALCULADO (Pulg)	ESPESOR REAL (Pulg)	SN REAL (SN*)
Estructura completa			5.10			
CARPETA ASFÁLTICA	0.43	1	2.72	6.326	6	2.58
Base granular	0.14	0.8	1.2	10.71	10	1.12
SUB-BASE (granular)	0.12	0.8	1.50	15.63	15	1.44
TOTALES					31	5.14

Fuente: Elaboración propia.

El mismo procedimiento de cálculo de espesores para cada capa se llevará a cabo para una sección estructural de un pavimento flexible con subbase estabilizada con 10% de cal y para una sub-base estabilizada con 10% cal - 6% zeolita; con los datos de resistencia obtenidos de cada dosificación.

3.7 Modelación del comportamiento de un pavimento flexible con sub-base de suelo estabilizado con cal y puzolanas naturales

Como se presentó anteriormente, la modelación es una herramienta poderosa para conocer el comportamiento a corto y largo plazo de un evento físico sometido a diferentes tipos de variables (clima, tensiones, flujo de agua). Para este caso, se utilizará el software KENPAVE desarrollado por el Dr. Yang H. Huang, de la Universidad de Kentucky, el cual es usado para calcular esfuerzos y deformaciones en pavimentos rígidos y flexibles (Rind *et al.*, 2017) utilizando la teoría de Burmister para el análisis multicapa, con la intención de conocer el comportamiento de un pavimento con sub-base estabilizada frente a uno con materiales de banco, bajo diferentes efectos de carga y a distintas profundidades. La modelación se llevará a cabo para el pavimento con materiales de banco, con sub-base estabilizada con 10% de cal

y sub-base con 10% cal – 6% zeolita. El *software* considera tres importantes características necesarias para realizar un buen modelo, las cuales se presentan a continuación:

- **Características de los materiales:**

El comportamiento mecánico que desarrolla un material es importante para determinar si este puede ser aprovechado en alguna de las capas de pavimento. Los materiales utilizados en pavimentos poseen propiedades fundamentales como la elasticidad, plasticidad y viscosidad; mismas que, de acuerdo a la naturaleza del material, se desarrollan de forma combinada con mayor presencia de alguna de las tres (comportamiento elasto-plástico, visco-elástico, entre otros). Recordando la teoría de elasticidad lineal en el diseño de pavimentos (Qiao *et al.*, 2020), existen dos parámetros que describen de forma general el comportamiento elástico de un material, el módulo de Young o coeficiente elástico y el módulo de Poisson.

De acuerdo con la ley de Hooke (Kaufman & Levshin, 2005) el módulo de Young (E) se define como la relación entre el esfuerzo vertical (σ_z), y la deformación vertical (ϵ_z), expresada de forma simple mediante la ecuación X.

$$E = \frac{\sigma_z}{\epsilon_z}$$

De la misma forma, si el material se considera isótropo, se presenta otra constante elástica denominada Coeficiente de Poisson (Kaufman & Levshin, 2005), la cual describe la relación en el cambio de sección transversal con respecto a la sección longitudinal, mientras un cuerpo está sujeto a una carga de tensión o compresión. La ecuación que describe el coeficiente de Poisson es la siguiente:

$$\nu = \frac{\epsilon \text{ trasnversal}}{\epsilon \text{ longitudinal}}$$

- **Magnitud de las cargas**

Dadas las diferentes cargas y tipos de vehículo que existen en la red carretera, los esfuerzos transmitidos al pavimento son diferentes. En la ingeniería civil suele prestarse mayor interés al fenómeno o fuerza que forzará a una estructura a trabajar en su máximo estado seguro. En el diseño de pavimentos se presta la misma atención

a la carga que ejercerá mayor deterioro al pavimento y así poder determinar el espesor total de la estructura de pavimento. Tanto las primeras investigaciones realizadas por la AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), como la UNAM (Universidad Nacional Autónoma de México), y aportaciones de diferentes investigadores (Al-Qadi *et al.*, 2008), coinciden que los vehículos que ejercen mayor daño sobre la estructura del pavimento, a diferentes profundidades son los vehículos tipo B2, C3 y T2-S1. Cuyos coeficientes de daño calculados a una profundidad de 15 cm de pavimento asfáltico son 1.15, 0.68 y 1.74 respectivamente de acuerdo con la UNAM.

En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes establece los pesos máximos permitidos por cada eje vehicular, siendo de 6.5 a 11 toneladas por eje sencillo (SCT, 2014).

- **Arreglo de los neumáticos**

Con el fin de realizar una distribución adecuada del peso vehicular sobre el pavimento y reducir el daño que la carga pueda ocasionar, se emplean distintos arreglos vehiculares para cumplir esta función. Los arreglos de neumáticos más comunes son los ejes sencillos, ejes tándem y ejes trídem, con neumáticos simples o dobles.

A partir del arreglo utilizado, será definida el área de contacto y la presión de contacto, la cual definirá el mecanismo de interacción vehículo-estructura. Establecer el área de contacto dependerá de diferentes criterios; Douglas *et al.* (2000) encontraron que la presión de contacto no es uniforme cuando la relación de las cargas del vehículo son altas o bajas respecto a la presión de inflado del neumático. Por otra parte, Machemehl *et al.* (2005) afirman se subestima la respuesta del pavimento ante presiones de neumático bajas, mientras que se sobreestiman a altas presiones de neumático. Dadas las diferentes capacidades de vehículos y el mantenimiento aleatorio que estos reciben por parte de sus usuarios, se ha considerado que utilizar la presión de llanta igual a la presión de contacto es optar por un criterio conservador y seguro (Chen & Huang, 2000). Las presiones de llanta para el análisis de daño en

pavimentos recomendadas por Al-Qadi & Wang son de 80, 100 y 110 psi (Al-Qadi & Wang, 2009).

Como resumen de las principales características consideradas para el modelado de pavimento, se presenta la Tabla 3.5, en la que se muestran los pesos utilizados por cada vehículo a evaluar, los valores típicos de E y ν encontrados y recomendados provenientes de banco y los tipos de eje y presiones de contacto para cada caso.

Tabla 3.5. Datos de entrada para la modelación de pavimento en software KENPAVE

COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE CADA CAPA		
Capa	Módulo elástico (psi)	Módulo de Poisson
Carpeta asfáltica	430000	0.35
Base granular	28000	0.35
Sub-base granular	12000	0.4
Subrasante	8000	0.4
CONFIGURACIÓN VEHICULAR		
Tipo	Número de ejes	Número de llantas
B2	2	6
C3	3	8
T2-S1	3	10
PESO MÁXIMO POR TIPO DE VEHICULO Y CAMINO (TON)		
Tipo	Camino B	Camino C
B2	16.5	14.5
C3	19	17
T2-S1	26	22.5
CARACTERÍSTICAS DEL NEUMÁTICO		
Tipo de eje	Presion de inflado (psi)	
Eje sencillo	110	
Eje tandem	80	

Fuente: Elaboración propia.

RESULTADOS Y DISCUSIONES

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de los ensayos, diseños de pavimento y modelado en *software* descritos anteriormente y realizados con base en la normativa internacional vigente. Es importante recalcar que el equipo de laboratorio utilizado se encontraba perfectamente calibrado y en condiciones de operación favorables que permiten tener confianza en los datos obtenidos. Se abre además una discusión de los resultados presentados aquí con otras líneas de investigación realizadas anteriormente, con el objetivo de complementar el conocimiento internacional.

4.1 Sitio de estudio

Como se mencionó en la metodología, el sitio de estudio se realizó en el fraccionamiento “Jurica Campestre”, el cual presenta las coordenadas geográficas de 20°38'46.2"N 100°26'11.3"W, mostrado en la Figura 4.1.

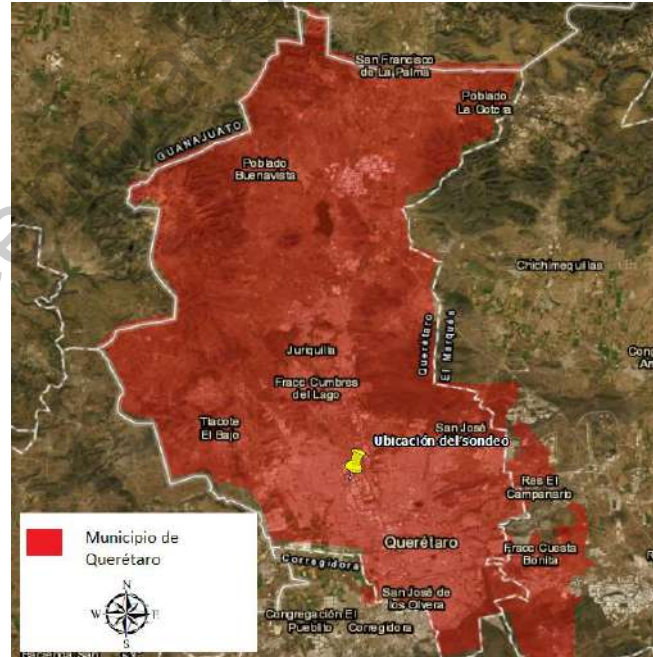


Figura 4.1 Ubicación del municipio de Santiago Querétaro.

Fuente: Elaboración propia, a partir de datos de INEGI (2012).

Del sitio, se extrajo mediante la realización de un pozo a cielo abierto una muestra inalterada a una profundidad de 2.50 metros, denominada IJC01. Del material excavado a la misma profundidad, se recolectó material como muestras alteradas con ayuda de sacos para ser estabilizadas y ensayadas. De las Figuras 4.2a hasta la 4.2f, se muestran características del sitio de estudio, así como la recolección de las muestras.

a) Características del sitio de estudio.



b) Características del sitio de estudio.



c) Pozo a cielo abierto.



d) Material producto de la excavación.



e) Labrado de muestra inalterada.



f) Emplaque y transporte de muestra IJC01



Figura 4.2 Sitio y muestreo del suelo

Fuente: Elaboración propia.

Se realizó una caracterización visual de campo considerando los aspectos enlistados en la Tabla 4.1, la cual nos proporciona información preliminar de lo observado al momento de realizar los sondeos.

Tabla 4.1 Clasificación visual del suelo muestreado

CARACTERÍSTICA OBSERVADA	VALOR OTORGADO
Fecha de sondeo	12/11/2019
Flora observada	Matorrales, nopales y pinos de elevación media
Topografía general	Terreno plano
Color del suelo	Café oscuro
Tamaño de partícula	Material fino
Olor del suelo	Característico de petricor
Comportamiento con agua	Plástico
Notas generales	No se encuentra nivel freático a la profundidad excavada (3 m)
Presencia antropogénica	No se encuentra evidencia

Fuente: Elaboración propia.

4.2 Características físicas del suelo muestreado

Se muestran los resultados obtenidos de las pruebas de caracterización física en orden en que se realizaron, y en concordancia a la metodología expuesta.

4.2.1 Contenido de agua (humedad natural del suelo)

La humedad natural del suelo fue calculada con los datos mostrados en la Tabla 4.2, la cual muestra los cálculos básicos utilizados para determinar el contenido de agua de la muestra inalterada IJC01, siendo el contenido de agua de 21.21%.

Tabla 4.2 Determinación del contenido de humedad.

FECHA DE ENSAYO	CLAVE CAPSULA	PESO DE LA CAPSULA (gr)	PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO (gr)	PESO CAPSULA + SUELO SECO	PESO DE LA MUESTRA HUMEDA	PESO DEL AGUA	CONTENIDO DE AGUA (0.00)	CONTENIDO DE AGUA (%)
20/11/2019	C1	116.10	170.40	158.70	54.30	11.70	0.2155	21.55%
20/11/2019	C6	126.10	178.20	167.20	52.10	11.00	0.2111	21.11%
20/11/2019	C21	122.50	174.50	163.60	52.00	10.90	0.2096	20.96%

$$w = 21.21 \%$$

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2 Densidad o gravedad específica del suelo

Los cálculos realizados para la obtención de la gravedad específica del suelo son mostrados en la Tabla 4.3, teniendo como promedio el resultado de 2.45 gr/cm³.

Tabla 4.3 Determinación de la densidad o gravedad específica del suelo.

CLAVE CONTENEDOR	PESO DEL CONTENEDOR (gr)	PESO CONTENEDOR + 500 mL AGUA (gr)	TEMPERATURA DEL AGUA (°C)	PESO CONTENEDOR + AGUA + SUELO (gr)	DENSIDAD DE SÓLIDOS (gr/cm ³)	DENSIDAD ESPECÍFICA
Matraz1	182.90	680.20	20.00	719.50	2.43	2.43
Matraz2	182.87	680.87	20.00	723.20	2.48	2.48
Matraz3	182.90	681.90	20.00	721.90	2.44	2.44

$$S_s = 2.45$$

Fuente: Elaboración propia.

4.2.3 Límites de consistencia

Límite líquido

Para determinar el límite líquido, fue realizada la prueba de la copa de Casagrande. Los cálculos realizados se muestran en la Tabla 4.4, y con ellos se realizó el gráfico presentado en el Anexo 1. De forma gráfica o numérica, puede ser determinada la

humedad para la cual, la ranura se cierra por la acción de 25 golpes de la copa. Esta humedad representa el límite líquido, el cual tiene un valor de humedad de 63.16%.

Tabla 4.4 Obtención del límite líquido.

Capsula No.	Peso capsula	Peso capsula + suelo humedo	Peso capsula + suelo seco	Peso del suelo seco	Peso del agua	No de golpes	Contenido de agua (%)
5	123.90	164.80	149.20	25.30	15.60	34.00	61.66
15	119.10	155.70	141.60	22.50	14.10	29.00	62.67
8	125.30	166.80	150.70	25.40	16.10	20.00	63.39
7	120.60	159.80	144.10	23.50	15.70	14.00	66.81

$$LL = 63.16\%$$

Fuente: Elaboración propia.

Límite plástico

El límite plástico se determinó mediante la prueba del rollo y la prueba del cono inglés, ambas normalizadas. El contenido de humedad para el límite plástico por prueba de rollo se obtuvo mediante la información de la Tabla 4.5, mientras que la Tabla 6.7 muestra los datos obtenidos y la humedad calculada mediante el método del cono inglés.

Tabla 4.5 Obtención del límite plástico por medio de la prueba del rollo.

Capsulla No.	Peso capsula	Peso capsula + suelo humedo	Peso capsula + suelo seco	Peso del suelo seco	Peso del agua	Contenido de agua (%)
C5	124	135.4	132.7	8.7	2.7	31.03
C11	120.7	131.4	128.9	8.2	2.5	30.49
C15	119	133.5	129.9	10.9	3.6	33.03

$$LP = 31.52\%$$

Fuente: Elaboración propia.

Con los valores anteriores es posible determinar el Índice Plástico, el cual tiene un valor de **31.65**. Budhu (2011) sugiere los rangos mostrados en la Tabla 4.6 como valores paramétricos típicos encontrados en diferentes tipos de suelos. Una clasificación preliminar mediante el uso de los límites de consistencia obtenidos arroja como resultado una arcilla.

Tabla 4.6 Parámetros teóricos de los límites de consistencia para diferentes tipos de suelos

Tipo de suelo	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice plástico (%)
Arena		No plástico	
Limo	30 - 40	20 - 25	10 - 15
Arcilla	40 - 150	25 - 50	15 - 100
Minerales			
Caolinita	50 - 60	30 - 40	10 - 25
Ilita	95 - 120	50 - 60	50 - 70
Montmorilonita	290 - 710	50 - 100	200 - 660

Fuente: Elaboración propia.

Los datos obtenidos anteriormente se utilizaron para realizar una clasificación previa de suelo mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos con ayuda de los límites de consistencia (Figura 4.3), donde podemos observar que el suelo muestreado cae en una clasificación de arcilla altamente compresible. Para tener la certeza de ello, se realizaron 3 ensayos, identificados como muestra 1, 2 y 3.

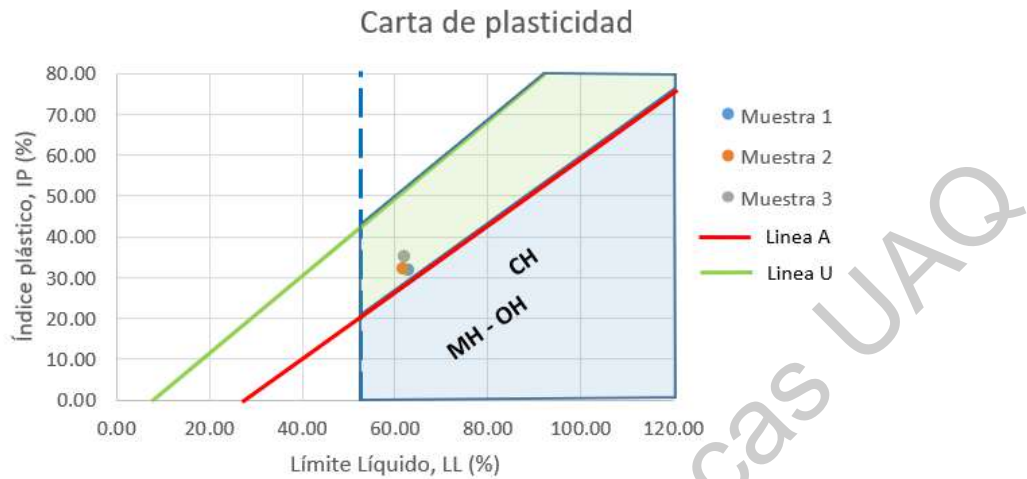


Figura 4.3 Carta de plasticidad de Casagrande y coordenadas del suelo muestreado.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.4 Granulometría

Granulometría por tamizado

El resultado de granulometría por tamizado se muestra en la Tabla 4.7, siendo únicamente de carácter ilustrativo y complementario a la granulometría por hidrómetro, pues al tratarse de un suelo arcilloso, se puede observar que más del 80% de suelo pasan el tamiz no. 200 (0.075 mm).

Tabla 4.7 Granulometría por tamizado

Malla	Apertura nom. (mm)	Peso retenido (gr)	% retenido	% acumulado	% que pasa
10	2	3.3	0.97	0.97	99.03
20	0.85	3.8	1.12	2.09	97.91
40	0.425	5.5	1.62	3.71	96.29
60	0.25	10.6	3.12	6.84	93.16
100	0.15	11.5	3.39	10.22	89.78
200	0.075	27.7	8.16	18.39	81.61
Lavado	X	277	81.61		
	TOTAL	339.4	100		

Fuente: Elaboración propia.

Granulometría mediante la prueba de hidrómetro

Debido a que el porcentaje de suelo que pasa el tamiz no. 200 por lavado se encuentra entre el 80 – 90 % del total, se realiza la prueba del hidrómetro en su variable A. La Tabla 4.8

presenta los datos obtenidos de tamaño de partícula y % que pasa; además de las mediciones necesarias como factores de corrección por temperatura, lectura de hidrómetro y corrección cero, mientras que el Anexo 2 presenta la granulometría obtenida mediante la prueba de hidrómetro.

Tabla 4.8 Granulometría por hidrómetro

Tiempo (min)	Temp	Ct	Lectura del hidrómetro		% más fino	R=Rc+Cm	L1	L	L/t	K	D (mm)	% más fino respecto al total
			R real	Rc								
0.50	21	0.2	44	38.3	100.54	37.932	3.38	2.43	4.86	0.01	0.028	82.05
1.00	21	0.2	42	36.3	95.29	35.886	3.69	2.74	2.74	0.01	0.021	77.76
2	21	0.2	40	34.3	90.04	33.840	4.01	3.06	1.53	0.01	0.016	73.48
4	21	0.2	36	30.3	79.54	29.748	4.63	3.68	0.92	0.01	0.012	64.91
8	21	0.2	33	27.3	71.66	26.680	5.10	4.15	0.52	0.01	0.009	58.48
15	21	0.2	30	24.3	63.79	23.611	5.57	4.62	0.31	0.01	0.007	52.06
30	21	0.2	26	20.3	53.29	19.519	6.20	5.25	0.17	0.01	0.005	43.49
60	21	0.2	22	16.3	42.79	15.427	6.83	5.88	0.10	0.01	0.004	34.92
120	20	0	20	14.5	38.06	13.581	7.11	6.16	0.05	0.01	0.003	31.06
240	20	0	19	13.5	35.44	12.558	7.27	6.32	0.03	0.01	0.002	28.92
480	19	0.3	16	10.2	26.78	9.189	7.78	6.83	0.01	0.01	0.002	21.85
720	19	0.3	15	9.2	24.15	8.166	7.94	6.99	0.01	0.01	0.001	19.71
1440	15	-0.7	13	8.2	21.53	7.120	8.10	7.15	0.00	0.01	0.001	17.57
2880	19	0.3	12	6.2	16.28	5.097	8.41	7.46	0.00	0.01	0.001	13.28
3600	20	0	10	4.5	11.81	3.351	8.68	7.73	0.00	0.01	0.001	9.64

Fuente: Elaboración propia.

Con los datos obtenidos por ambos métodos de cribado, es posible realizar la curva granulométrica completa, la cual se presenta en el Anexo 3. La Tabla 4.8 presenta de forma numérica los porcentajes de peso para cada tamaño de partícula, ya que con ella es posible diferenciar los limos de las arcillas.

4.3 Características químicas del suelo muestreado

Valores de pH

La Tabla 4.9 muestra “los cambios del valor de pH del suelo natural con respecto a los especímenes 1C hasta 8C dosificados con cal. Puede observarse que, mientras la muestra 3C alcanza un valor cercano a 12.1 de pH con LL= 71.8 y LP= 60.81, el espécimen 5C muestra valores de LL=65.49 y LP=51.92 con pH de 12.18, siendo de 12% a 15% menor al anterior. La naturaleza logarítmica del valor de pH de la muestra 5C implica un aumento casi nulo del valor de pH con respecto a la muestra 7C, y una mejora promedio de 8% en el IP, incrementando el LL 7.61% y disminuyendo el LP 7.69%. Por lo anterior, se determina que las tres dosificaciones con mejor desempeño y relación cal-pH son la

muestra 3C, 5C y 7C5; mismas que fueron utilizadas para la dosificación en conjunto con zeolita natural.” (Hernández-Francisco *et al.*, 2021).

Tabla 4.9 Variación del pH de las diferentes muestras.

Número	Clave de la muestra	Dosificación	Valor pH
1	3C	3% cal	10.5
2	4C	4% cal	11.6
3	5C	5% cal	12.1
4	8C	8% cal	12.13
5	10C	10% cal	12.18
6	12C	12% cal	12.19
7	15C	15% cal	12.2
8	20C	20% cal	12.31
1	3Z	3% zeolita	7.88
2	6Z	6% zeolita	7.91
3	9Z	9% zeolita	8.02
4	12Z	12% zeolita	8.3
5	15Z	15% zeolita	8.45
6	18Z	18% zeolita	8.8
7	21Z	21% zeolita	9.25
1	5C6Z	5% cal + 6% zeolita	12.15
2	5C12Z	5% cal + 12% zeolita	12.18
3	5C18Z	5% cal + 18% zeolita	12.19
4	10C6Z	10% cal + 6% zeolita	12.2
5	10C12Z	10% cal + 12% zeolita	12.2
6	10C18Z	10% cal + 18% zeolita	12.22
7	15C6Z	15% cal + 6% zeolita	12.24
8	15C12Z	15% cal + 12% zeolita	12.25
9	15C18Z	15% cal + 18% zeolita	12.25

Fuente: Elaboración propia.

“Por otra parte, se puede observar que la adición de zeolita sobre el suelo natural (especímenes de 3Z hasta 20Z) no tiene un gran efecto sobre el valor del pH natural (Anexo 4), siendo la alcalinidad del suelo incapaz de iniciar la actividad puzolánica por cuenta propia. De estas últimas muestras (3Z a 20Z), los porcentajes de puzolana a ser utilizados en conjunto con cal fueron seleccionados principalmente por la relación en proporción que tendrán con los otros componentes de la mezcla total, esto con el fin de cubrir los resultados que se obtienen al tener una relación aproximada de 0.5:1, 1:1 y 1.5:1 de cal-zeolita; que se puede

observar en las muestras 10C6Z, 10C12Z y 10C18Z. Mientras tanto, los especímenes 4CZ, 5CZ, 7CZ y 8CZ, mezclados con cal y zeolita, muestran valores de IP de 14.15, 21, 11.88 y 7.67 respectivamente, lo que representa una mejora virtual de los valores de LL y LP desde el 10 al 20 % sobre las estabilizaciones individuales de cal y puzolana.” (Hernández-Francisco *et al.*, 2021).

En la Figura 4.4a y 4b, como comentan Hernández-Francisco *et al.* (2021) “se aprecia la variación de los límites de Atterberg entre cada muestra, mostrando los valores de IP más altos son las muestras 2Z, 4Z y 7C. Por el contrario, se puede observar que los valores más bajos de IP están dados por las muestras 4CZ, 8CZy 9CZ.”

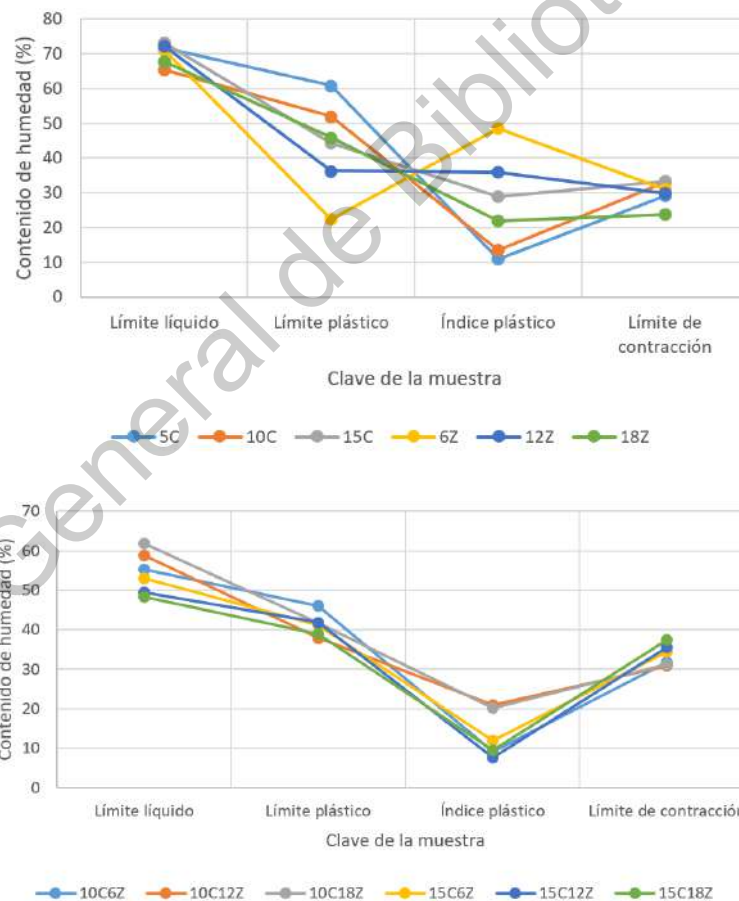


Figura 4.4 Variación de los límites de Atterberg a diferentes cantidades de cal y zeolita.

Fuente: Elaboración propia.

“Finalmente, analizando los valores obtenidos de las pruebas de contracción, es posible notar que los especímenes dosificados con zeolita (especímenes 6Z, 12Z y 18Z) muestran los valores de contracción más bajos, es decir, a una menor cantidad de agua es más susceptible a cambios volumétricos; esto resulta como consecuencia de las propiedades absorbentes del material puzolánico que no se activan con la cal y que amplifican la capacidad de expansión de la arcilla. Por consiguiente, el uso de la zeolita es favorable en los casos en los que la cantidad de cal sobrepasa su proporción en peso (especímenes 10C6Z, 15C6Z y 15C12Z) sobre los que es menor; lo que se puede observar con mayor facilidad gracias a las proporciones de material cubiertas (0.5:1, 1:1 y 1.5:1, de cal-zeolita).” (Hernández-Francisco *et al.*, 2021).

4.4 RESISTENCIA DEL SUELO MUESTREADO

1) Prueba de corte directo

La prueba de corte directo nos sirve para determinar el valor de la cohesión y ángulo de fricción interna de un suelo. El ensayo se realizó bajo tres diferentes cargas de confinamiento. Para la prueba 1 (E1), se utilizó una presión de 50 kPa (0.50 kg/cm²), la prueba 2 (E2) se ensayó a una presión de 100 kPa (1.02 kg/cm²), y la prueba 3 (E3) se ensayó a 200 kPa (2.04 kg/cm²). Los resultados obtenidos de esfuerzo y deformación se muestran en el Anexo 5; posteriormente en la Figura 4.5 se puede observar que el valor de cohesión del suelo natural no drenado – no consolidado es de 1.11 kg/cm², con un ángulo de fricción interna de 24°.

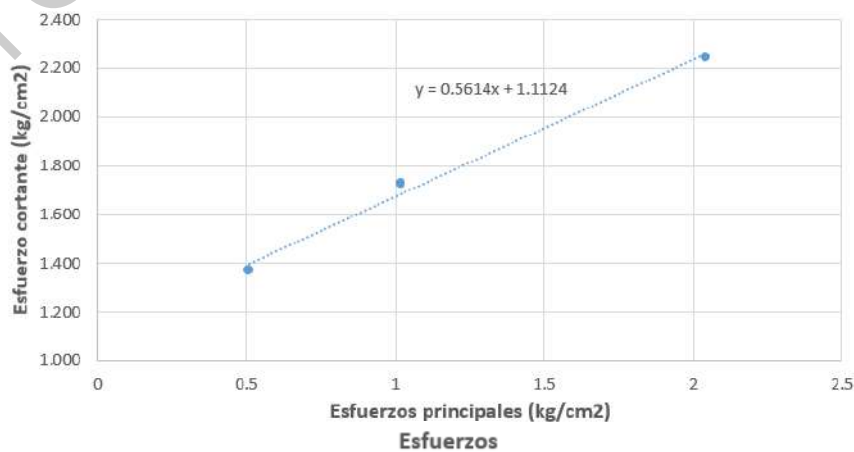


Figura 4.5. Resistencia al esfuerzo cortante.

Fuente: Elaboración propia.

4.5 Compactación AASHTO

Las pruebas de compactación AASHTO fueron realizadas únicamente a los especímenes que cuyos límites de Atterberg mostraron los valores menos plásticos. En la Tabla 4.10 se puede observar la clave de la muestra utilizada, el valor de contenido de agua y porcentaje de compactación para cada ensayo, la cual se complementa con el Anexo 6, en la que se observa espacialmente estos valores. El valor del 95% de compactación se calculó directamente como la parte proporcional del PVSM (Peso Volumétrico Seco Máximo), mientras que el valor correspondiente de humedad se calculó de curva de compactación, al coincidir el valor del PVSM al 95% con el eje de las abscisas.

Tabla 4.10 Valores de PVSM y humedad óptima en cada muestra

Clave de la muestra	Dosificación	% compactacion	% humedad	PVSM
1	Suelo natural	100	37.85	1230.50
		95	32.2	1168.50
5C	5% cal	100	36.5	1343.80
		95	31.7	1276.61
10C	10% cal	100	27.6	1525.10
		95	22.41	1448.85
6Z	6% zeolita	100	44.3	1233.50
		95	40.7	1171.83
10C6Z	10% cal - 6% zeolita	100	25.1	1407.00
		95	13.9	1336.65
10C12Z	10% cal - 12% zeolita	100	33.8	1322.70
		95	27.2	1256.57

Fuente: Elaboración propia.

4.6 Prueba CBR

Los ensayos CBR fueron realizados para las muestras seleccionadas con las propiedades mecánicas y de límites de consistencia más prometedoras, además de la muestra natural de suelo. Las muestras son 7C, 4CZ y 5CZ, cuyos resultados se presentan en la Tabla 4.11, y en el Anexo 7.

Tabla 4.11 Valores CBR para cada muestra.

Muestra	% de expansión	PVSM	CBR max
natural	14.95	1.04	6.10%
10C	3.00	1.44	59.00%
10C6Z	0.00	1.33	72.00%
10C12Z	0.09	1.33	61.00%

Fuente: Elaboración propia.

4.7 Características de los materiales de estabilización

Las características individuales de los materiales utilizados para el mejoramiento del suelo usado en esta investigación son cruciales para conocer el comportamiento en conjunto de los materiales. Con el fin de comprender los efectos de la actividad puzolánica en el suelo arcilloso, se presentan las propiedades físicas y químicas en los siguientes temas.

4.7.1 Propiedades de la cal

Los compuestos que conforman la cal se muestra en la Tabla 4.12, proporcionados la empresa Calhida; mientras que el valor de pH se obtuvo en laboratorio. Estos valores se encuentran dentro de los parámetros de aceptación bajo la norma ASTM C977 (ASTM C977, 2016) sobre especificaciones de la cal para estabilizaciones.

Tabla 4.12. Características físicas y químicas del hidróxido de calcio.

Composición química y mineralógica de la puzolana	Valores
Nombre comercial	Estabilical OX
CaO (%)	90 - 92
MgO (%)	0.2 - 0.3
Fe ₂ O ₃ (%)	1.1 - 1.3
Al ₂ O ₃ (%)	0.8 - 1.0
SiO ₂ (%)	1.1 - 1.4
SO ₃ (%)	0.2 - 0.4
Na ₂ O (%)	0.5
CO ₂ (%)	3 - 4
pH	12.3

Fuente: Elaboración propia.

4.7.2 Propiedades de la puzolana natural

La zeolita utilizada proviene de Tehuacán, Puebla. Gracias a los datos proporcionados por el proveedor se determina que el compuesto principal de la zeolita es Al_2O_3 (95%), seguido de sílica SiO_2 (3%). El valor de pH natural de la zeolita se obtuvo mediante la norma D1293. Los resultados se muestran en la Tabla 4.13, obtenidos de la prueba de difracción de rayos X.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.13. Características físicas y químicas de la zeolita.

Composición química y mineralógica de la puzolana	Valores
SiO_2 (%)	68.25
Al_2O_3 (%)	15.14
CaO (%)	8.67
K_2O (%)	4.34
Fe_2O_3 (%)	1.64
Na_2O (%)	1.54
Clinoptilolita	60
Cuarzo	30
Otros	10
Grupo perteneciente	Zeolita
pH	9.3

Fuente: Elaboración propia.

4.8 Diseño de pavimento flexible con sub-base de suelo estabilizado con cal y puzolanas naturales

Siguiendo la metodología de diseño AASHTO, se emplean los valores encontrados de resistencia (CBR) de las diferentes mezclas de arcilla-cal-zeolita para emplear los nomogramas de coeficiente estructural de la guía AASHTO, utilizando los mismos datos de diseño del apartado 5.6 *Diseño de pavimento flexible con sub-base de suelo estabilizado con cal y puzolanas naturales*. Los valores utilizados para el diseño, así como los espesores para cada sección de pavimento se muestran en la Tabla 4.14, donde puede observarse que se el

menor espesor total de pavimento es logrado con la dosificación 4CZ, con 30 pulgadas obteniendo un número estructural de 5.16

Tabla 4.14. Resumen y espesores obtenidos en el diseño AASHTO de pavimento flexible.

DATOS DE DISEÑO		CONSIDERACIONES ADICIONALES					
ESAL's de diseño	3,500,000.00	Calidad de drenaje			NA		
Confiabilidad	95	% de T. a la exposición			NA		
Desviación	-1.645						
Serviciabilidad inicial (Po)	3.5	Módulo de la sub-rasante (psi)			8000		
Serviciabilidad final (Pt)	2.7						
Delta PSI	0.8	Clave de pavimento	Dosificación de sub base	Coeficiente estructural de capa sub-base	Espesor de la sub-base (in)	Espesor total (in)	Número estructural efectivo
So	0.4						
7C	10% cal	0.10	18	34	5.14		
4CZ	10% cal - 6% zeolita	0.13	14	30	5.16		

Fuente: Elaboración propia.

4.9 Microdeformaciones y deformación permanente de un pavimento flexible con sub-base de arcilla estabilizada

Con la información recopilada en el capítulo anterior, se realizó el cálculo de los esfuerzos y deformaciones que ocurren en el pavimento con materiales tradicionales de banco, lo que permitirá observar con mayor detalle la diferencia en el comportamiento mecánico teórico entre los pavimentos con sub-base mejorada. Para ello, se realizó una nube de puntos con las coordenadas de mayor interés en el análisis; siete puntos de profundidad y puntos intermedios entre las zonas de contacto de los neumáticos (Figura 4.6). Las Figuras 4.7 a,b y c, presentan los valores de deformación vertical permanente, esfuerzos principales y deformaciones principales que presenta el pavimento por la aplicación de cargas, respectivamente. Puede observarse que el vehículo T2S1 registra los valores más altos para cada uno de los gráficos. Para el caso de las deformaciones principales, los picos notables se presentan en las interfaces de las capas, siendo el mayor de $4.99E-4$ pulgadas en la zona de contacto de la base con la sub-base. Siendo este el punto de interés, se registra también un valor de 0.01116 pulgadas de deformación vertical y -5.785 psi de esfuerzo principal.

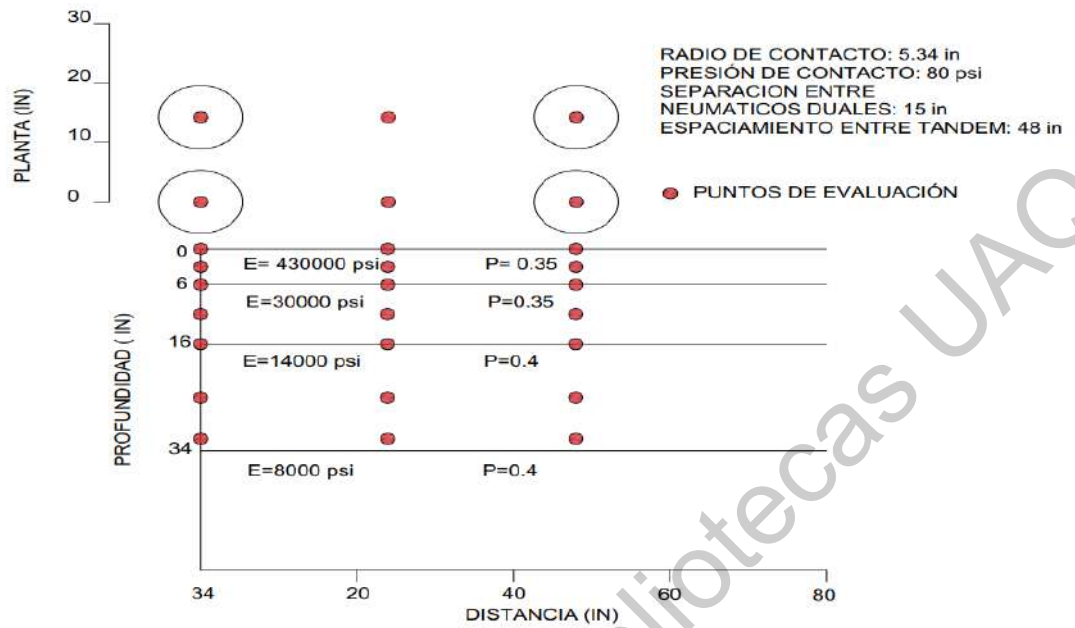
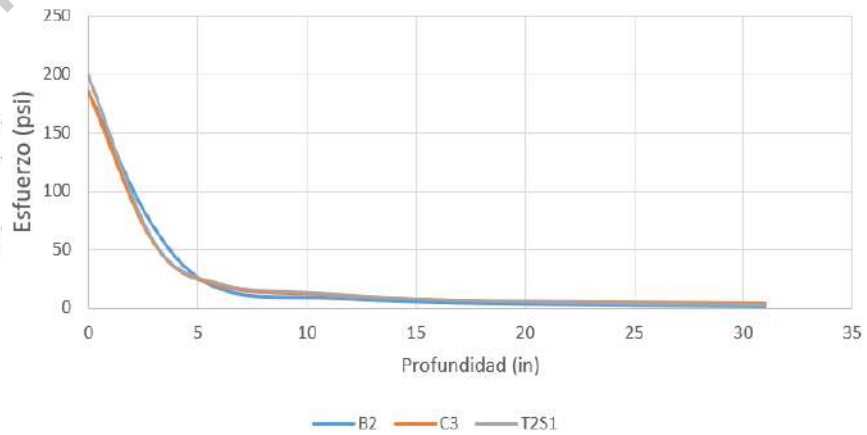
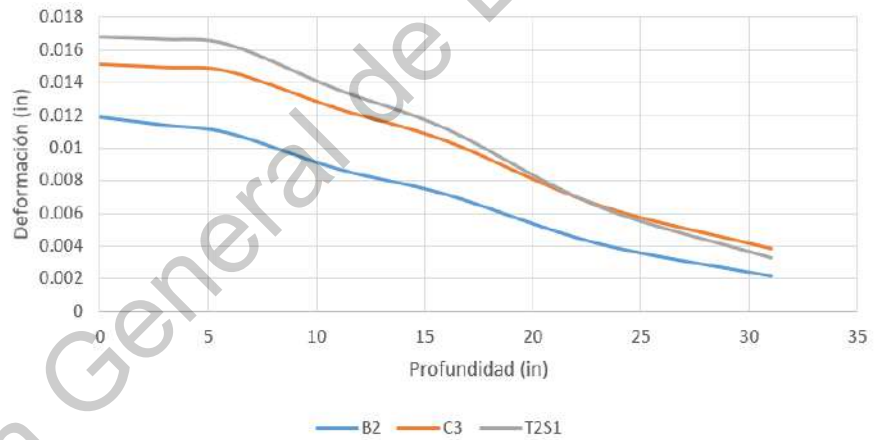


Figura. 4.6 Distribución de puntos para el análisis de eje Tandem



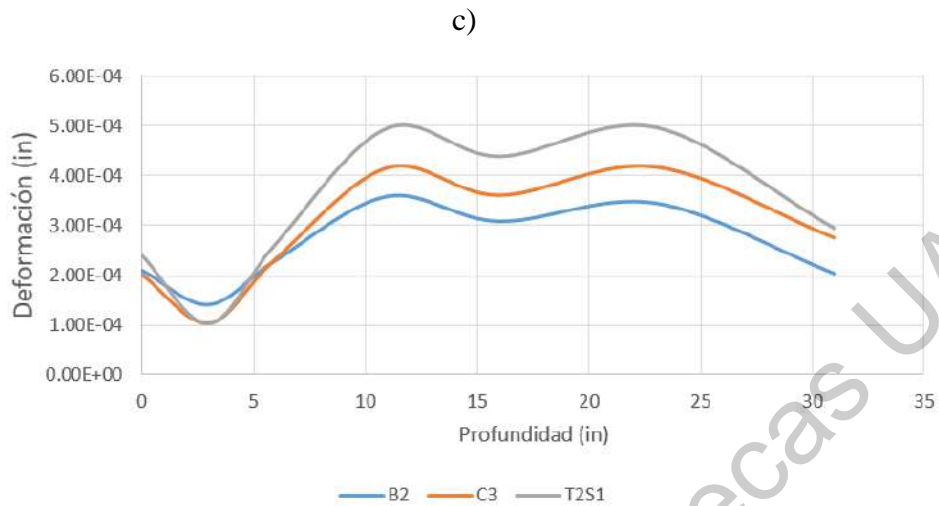


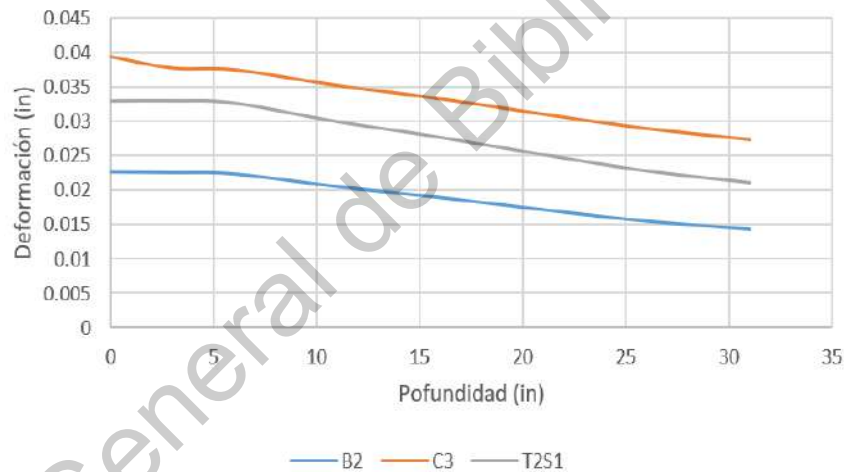
Figura 4.7 Variación de esfuerzos y deformaciones en un pavimento con subbase de banco

Fuente: Elaboración propia.

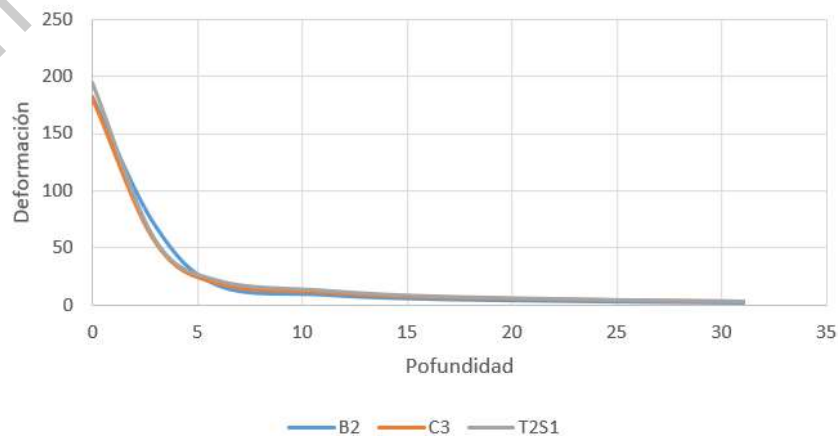
Posteriormente, fueron determinadas las propiedades mecánicas necesarias para realizar los modelos estabilizados, siguiendo el mismo criterio de análisis de puntos. Los valores obtenidos por las ecuaciones de correlación para suelos estabilizados, son de 14000 psi para el espécimen estabilizado con 10% de cal y de 25000 psi para el suelo estabilizado con 10% cal y 6% zeolita. Se llevó a cabo el mismo análisis de esfuerzos y deformaciones, obteniendo los resultados que se muestran en las Figuras 4.8 y 4.9. Para el caso de las deformaciones verticales o deformación permanente, se puede observar que el máximo valor registrado a nivel superficial sobre el pavimento tradicional es de 0.049 in, el pavimento 15C desarrolla 0.03934 in de deformación; mientras que el pavimento 10C6Z presenta el menor valor, siendo este de 0.03091 in. Tomando como referencia al pavimento tradicional, el pavimento 10C6Z desarrolla 25% menos deformación y 22% menor al pavimento 15C.

Por el lado de los esfuerzos principales, es posible apreciar que los valores desarrollados son similares en los tres pavimentos y en todas sus profundidades. Por otra parte, las deformaciones principales ocasionadas por estos esfuerzos, se desarrollan en diferentes magnitudes con tres puntos de especial interés, a los 0, 3 y 16 in, puntos que se encuentran ubicados a nivel superficial, mitad de carpeta asfáltica e interface de base con sub-base respectivamente. En el caso del pavimento tradicional se presentan los valores más altos de

deformación, siendo de $2.57E-4$ in a nivel superficial, $9.27E-5$ in a la mitad de la carpeta y $4.33E-4$ in en la interface de la sub-base. En el caso de los pavimentos estabilizados, el pavimento 15C registró un valor de $9.31 E-4$ in a 0 in de profundidad, $9.31E-5$ a la mitad de carpeta y $4.18E-4$ en la interface de la sub-base; mientras que el pavimento 10C6Z desarrolló una deformación de $9.31E-5$ in, $9.31E-5$ in y $3.68E-4$ in para cada profundidad mencionada. Los datos anteriores permitieron observar que el pavimento 10C6Z es capaz de absorber desde un 16 hasta un 64% de las deformaciones que se presentan en un pavimento con sub-base construida con materiales de banco. Dada la resistencia mecánica que posee la sub-base estabilizada con 10% de cal y 6% de zeolita se presenta una mejora significativa de la estructura completa del pavimento en la forma en la que se absorben y transmiten los esfuerzos.



Variación de la deformación vertical vs profundidad



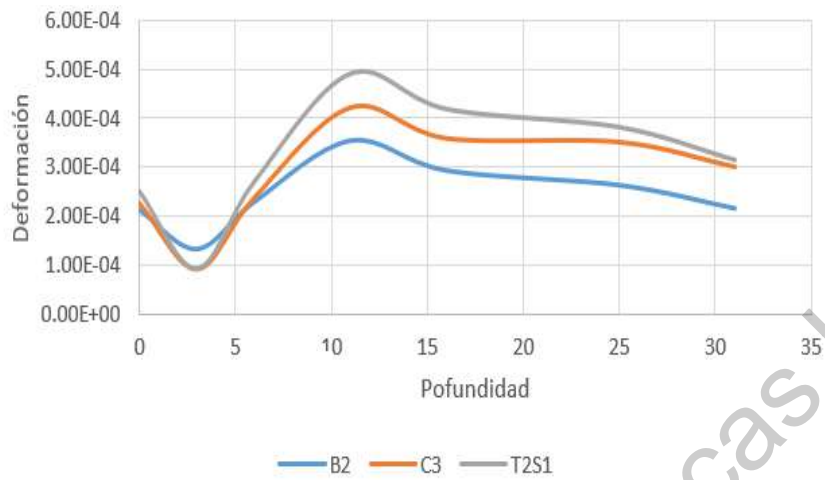
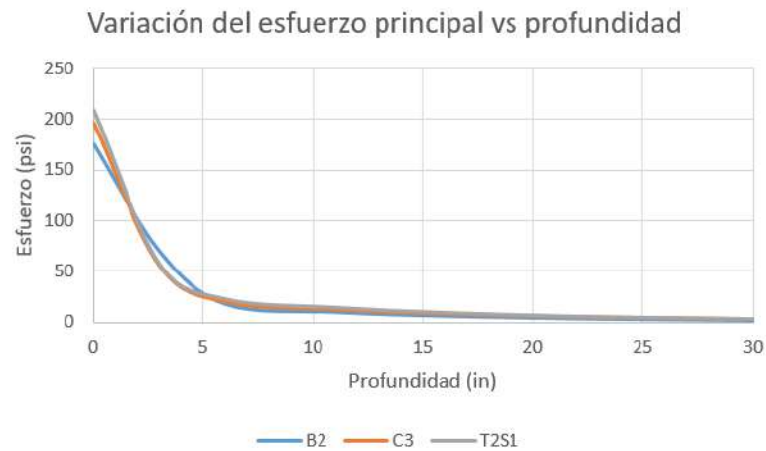
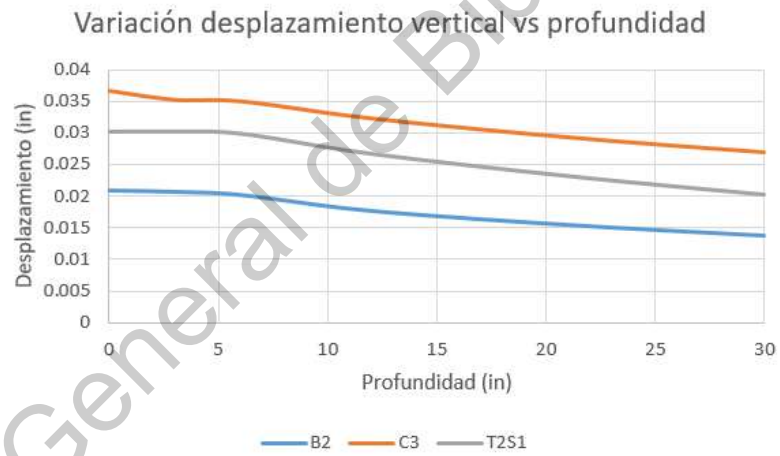


Figura 4.8 Variación de esfuerzos y deformaciones en un pavimento con sub-base estabilizada con 10% de cal
Fuente: Elaboración propia.



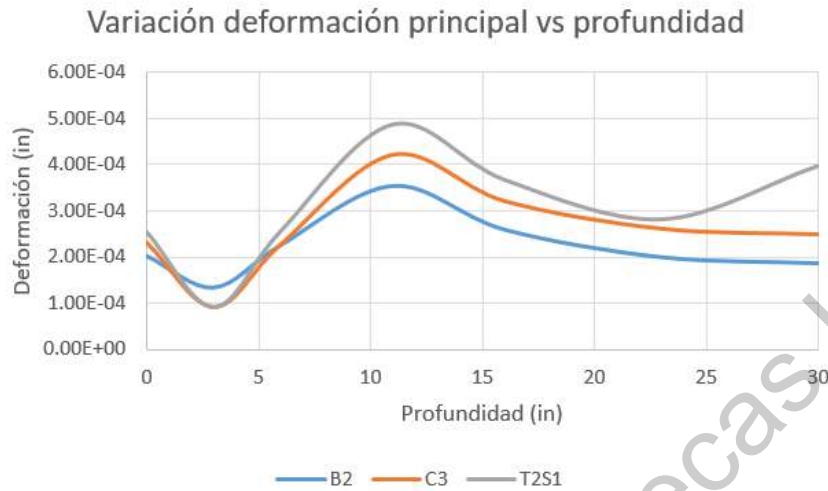


Figura 4.9 Variación de esfuerzos y deformaciones en un pavimento con subbase estabilizada con 10% de cal – 6% zeolita.

Fuente: Elaboración propia.

Con la intención de analizar con mayor detenimiento los resultados obtenidos en esta investigación, se presentan la Figura 4.10 y la Tabla 4.15, listando los valores de CBR, humedad óptima al 100% de compactación, peso volumétrico seco máximo, índice plástico, valor pH, dosificación de zeolita y dosificación de cal; se puede apreciar que la mezcla 10C6Z presenta el mayor valor de CBR, siendo este de 72%, acompañado con el valor de plasticidad más bajo, de 9.15 %. Por otro lado, la muestra 10C12Z presenta 60% de CBR, con un índice plástico de 21%. La comparativa anterior permite visualizar que el efecto positivo de la zeolita se presenta con un máximo de dosificación de 6% con respecto a la masa de suelo estabilizada con 10% de cal; ya que el incremento de zeolita sobre la mezcla otorga características plásticas negativas. La idea anterior se refuerza observando la relación que existe entre la cantidad de zeolita dosificada y el peso volumétrico seco máximo alcanzado por cada espécimen. Por ejemplo, la mezcla 7C, la cual no contiene zeolita, presenta el mayor valor de PVSM (1525 kg/cm³), seguida por la mezcla 4CZ y 5CZ con 1407 kg/cm³ y 1322.7 kg/cm³ respectivamente. Los resultados mostrados indican una reducción de 7.75% y 13.27% de PVSM. La reducción en PVSM debido a la adición de zeolita en porciones de 6, 12 y 18% puede expresarse mediante la ecuación $y = 0.0002x^2 + 0.0054x + 0.0375$, con un coeficiente de correlación de 0.9998. Por ello, se determina como la dosificación óptima el

10% de cal con 6% de zeolita, puesto que las deformaciones analizadas en el pavimento de prueba fueron inferiores cuando se trató de la muestra 4CZ que en el resto.

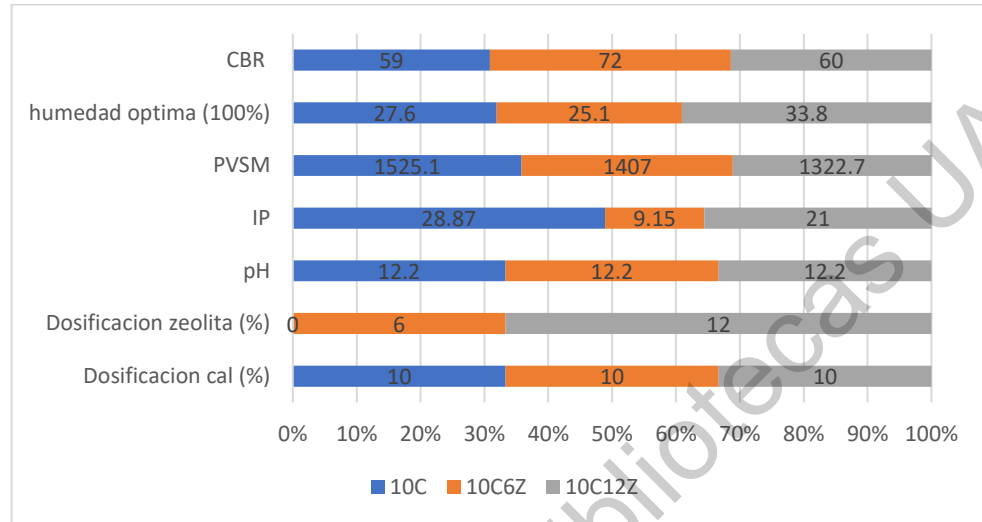


Figura 4.10 Comparativa entre los diferentes parámetros muestreados

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4.15 Parámetros muestreados.

PARÁMETRO	NOMENCLATURA			
	Préstamo	10C	10C6Z	10C12Z
Dosificación cal (%)	0	10	10	10
Dosificación zeolita (%)	0	0	6	12
pH	---	12.2	12.2	12.2
Índice plástico (%)	---	28.87	9.15	21
Peso vol. seco máximo (kg/cm ³)	---	1521.1	1407	1322.7
Humedad óptima (100%)	---	27.6	25.1	33.8
CBR (%)	85	59	72	60
Desplazamiento máximo (cm)	0.103886	0.0999	0.0932	---
Deformación p. máxima (cm)	0.00125	0.00107	0.00124	---

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y LINEAS DE INVESTIGACIÓN SUGERIDAS

El uso de la zeolita natural (clinoptilolita) en combinación de cal para la estabilización de un suelo arcilloso del municipio de Querétaro resulta factible; sin embargo, hay que tomar en cuenta las siguientes recomendaciones: para cada caso particular, es necesario realizar los estudios químicos necesarios para determinar los minerales principales que componen el suelo, y partir de esta base para elegir el método de estabilización adecuado. El valor del pH tiene un rol importante en la estabilización; este varía de acuerdo con la cantidad y tipo de sustancia que se agrega al suelo natural. En el caso de las mezclas dosificadas con cal, el pH oscila de 10.5 a 12.31, con 3% y 20% respectivamente. La zeolita aporta un valor de pH de 7.88 al 3% y 9.25 con 21%. Por último, la combinación de ambos materiales en la estabilización del suelo aporta valores de pH de 12.15 hasta 12.25, con 5% de cal -6% de zeolita y 15% de cal – 18% de zeolita respectivamente.

“En esa dirección, se determinó que la metodología más conveniente para el diseño de los porcentajes de dosificación de cal y puzolana sobre suelos expansivos se llevará a cabo considerando como prioridad el porcentaje de cal por masa de suelo seco, hasta alcanzar un pH óptimo y proceder a la dosificación de zeolita, la cual nunca deberá superar la relación de cal de la mezcla, puesto que los resultados de plasticidad pueden incrementarse y perjudicar el objetivo de la estabilización. Se recomienda ampliamente en investigaciones nuevas que entre los valores establecidos de mezclas se cubran las proporciones de 0.5:1, 1:1 y 1.5:1, de cal-zeolita respectivamente, con el fin de comprobar el comportamiento en la muestra.”(Hernández-Francisco *et. al.*, 2021).

Para este estudio, se encontró que el suelo natural posee un IP de 31.64% y una contracción de 14.31%. Se demostró que el mineral predominantemente es la

montmorillonita, dados los valores obtenidos para los límites de Atterberg y de acuerdo con López-Lara *et al.* (2012).

La dosificación cal-zeolita del espécimen 10C6Z (10% cal y 6% zeolita) se considera como la óptima, posterior a un análisis económico del uso de materiales, pues como sugiere Little (Little, 2000) exceder el 15% de cal implica altos costos económicos.

En cuanto al valor CBR, este incrementa con el simple uso de cal, alcanzando un 59% a los 7 días de curado, siendo insuficiente para cubrir el requisito de resistencia. Sin embargo, la muestra de suelo 10C6Z, estabilizada con un 10% de cal y 6% de zeolita incrementa el valor de CBR hasta 11.8 veces el valor del suelo natural, obteniendo un 72% a los 7 días de curado y de esta forma, cumple con los requerimientos de la norma mexicana N-CMT-4-02-001/11 para materiales de subbases.

En la misma línea, es posible notar que a un mayor valor CBR, las deformaciones presentadas se reducen. En el caso de las deformaciones permanentes, el pavimento 10C6Z presenta un 3% menor deformación que el 10C (10% cal) y a su vez, desarrolla una mejora en la transmisión de esfuerzos desde un 16 hasta un 64% con respecto a los valores obtenidos para el pavimento tradicional (9.31E-5 in, 9.31E-5 in y 3.68E-4 in del pavimento 10C6Z; contra 2.57E-4, 9.27E-5 y 4.33E-4, del pavimento tradicional).

Por lo anterior, se concluye que la adición de cal y puzolanas a un suelo arcilloso mejora las propiedades mecánicas del suelo tratado, a tal punto de poder aprovecharlo como material para capa estructural sub-base. Se recomienda seguir una línea de investigación utilizando los porcentajes de dosificación recomendados en esta tesis, analizando la variación de la resistencia a largo plazo.

Se propone como línea de investigación derivada de este trabajo la documentación de las propiedades obtenidas en un análisis a largo plazo, al igual que un modelo matemático que pueda describir la acción del agua sobre las capas estabilizadas.

REFERENCIAS

- Ali, F. H., Adnan, A., & Choy, C. K. (1992). *Use of rice husk ash to enhance lime treatment of soil. Canadian Geotechnical Journal*, 29(5), 843–852. doi:10.1139/t92-091.
- Al-qadi, I., Wang, H. (2009) Evaluation of pavement damage due to new tire designs, *Illinois center for transportation*, Series No. 09-048 UILU-ENG-2009-2019 ISSN: 0197-9191.
- Al-Qadi, I., Yoo, P., Elseifi, A., Janajreh, I., Chehab, G., Collop, A. (2005) Effects of tire configurations on pavement damage, *Civil and enviromental engineering*, 74, 921-961.
- ASTM 7369. Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Bituminous Mixtures by Indirect Tension Test. American Society for Testing and Materials, doi:http://www.astm.org/standards/7369htm
- ASTM C39. Método de Ensayo Normalizado para Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Concreto. American Society for Testing and Materials, doi:http://www.astm.org/standards/C39htm
- ASTM C469. Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. American Society for Testing and Materials, doi:http://www.astm.org/standards/C469htm
- ASTM C78. Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Pont Loading). American Society for Testing and Materials, doi:http://www.astm.org/standards/C78htm
- ASTM D 2216 Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass, American Society for Testing and Materials, doi: https://www.astm.org/Standards/D2216.
- ASTM D1293. Standard Test Methods for pH of Water American Society for Testing and Materials, doi:http://www.astm.org/standardS/D1293.
- ASTM D427 Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method, American Society for Testing and Materials.

- ASTM D4318 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, American Society for Testing and Materials, doi:<http://www.astm.org/standard/D4318>.
- Budhu, M. (2011) *Soil mechanics and foundations 3rd ed.* USA: University of Arizona John Wiley & Sons, Inc.
- Cabalar, A., Karabash, Z. & Mustafa, W. (2014) Stabilising a clay using tyre buffings and lime, *Road Materials and Pavement Design*, 15(4), 872-891, doi:10.1080/14680629.2014.939697
- Catálogo De Secciones Estructurales De Pavimentos Para Las Carreteras De La República Mexicana, Dirección General de Servicios Técnicos de la SCT.
- Chakraborty, S. & Nair, S. (2017) Impact of different hydrated cementitious phases on moisture-induced damage in lime-stabilised subgrade soils. *Road Materials and Pavement Design*, doi: 10.1080/14680629.2017.1314222.
- Chen, J., Huang, L. (2000) Field and Laboratory Evaluation of ASTM Specification for Polymer-Modified Asphalt Binders, *Transportation Research Board 79th Annual Meeting*. Washington, D.C.
- Chmeisse, C. (1992). Soil stabilisation using some pozzolanic industrial and agricultural products. Australia: University of Wollongong.
- Consoli, N. C., Samaniego, R. A. Q., Marques, S. F. V., Venson, G. I., Pasche, E., & Velásquez, L. E. G. (2016). Single model establishing strength of dispersive clay treated with distinct binders. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(12), 2072–2079. doi:10.1139/cgj-2015-0606
- Choucha, S., Benyahia, A., Ghrici, M., & Mansour, M. S. (2017). *Effect of natural pozzolan content on the properties of engineered cementitious composites as repair material*. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 12(3), 261–269. doi:10.1007/s11709-017-0394-x
- Das, M. (2015) *Fundamentos de ingeniería geotécnica* Cengage Learning Editores, S.A. de C.V MEXICO DF
- Dash, S., & Hussain, M. (2012). Lime stabilization of soils: Reappraisal. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(6), 707–714.

- Dhar, S. & Hussain, M. (2018): The strength behaviour of lime-stabilised plastic fibre-reinforced clayey soil, *Road Materials and Pavement Design*, DOI: 10.1080/14680629.2018.1468803
- Diaz-Loya, M. Juenger, S. Seraj, R. Minkara, (2017), Extending supplementary cementitious material resources: Reclaimed and remediated fly ash and natural pozzolans, *Cement and Concrete Composites* doi:10.1016/j.cemconcomp.2017.06.011.
- Esmaeilpourshirvania, N., Taghavi, A., Khaleghnejad, A., Janalizadeh A. (2019) Improvement of the engineering behavior of sand-clay mixtures using kenaf fiber reinforcement. *Transportation Geotechnics*. Vol. 19 p 1-8.
- Firoozi, A. A., Guney Olgun, C., Firoozi, A. A., & Baghini, M. S. (2017). *Fundamentals of soil stabilization. International Journal of Geo-Engineering*, 8(1). doi:10.1186/s40703-017-0064-9
- Gartner EM, Young JF, Damidot DA, Jawed I (2002) Hydration of Portland cement. *In: Structure and Performance of Cements*. Bensted J, Barnes P (eds) Spon Press, London, p 57-113.
- Graczyk, M., Rafa, J., & Zofka, A. (2016). The Selected Problems of Multi-layer Pavements – Influence of Composite Impacts Vehicles and Climatic Factors on the Behavior of Roads Pavements. *Transportation Research Procedia*, 14, 2487–2496. doi:10.1016/j.trpro.2016.05.316
- Griffiths, F. J., & Joshi, R. C. (1991). *Change in pore size distribution owing to secondary consolidation of clays. Canadian Geotechnical Journal*, 28(1), 20–24. doi:10.1139/t91-003.
- Hansen, J. (2005). Famous Geologists Steno. *Encyclopedia of Geology*, 226–233. doi:10.1016/b0-12-369396-9/00376-2
- Hardy, R. M. (1965). *Identification and Performance of Swelling Soil Types. Canadian Geotechnical Journal*, 2(2), 141–153. doi:10.1139/t65-018
- Harichane, K., Ghrici, M., Kenai, S., Grine, K. (2011). *Use of Natural Pozzolana and Lime for Stabilization of Cohesive Soils*. England: Geotech Geol.

- Hartings, M. R., Castro, N. J., Gill, K., & Ahmed, Z. (2019). *A photonic pH sensor based on photothermal spectroscopy. Sensors and Actuators B: Chemical*, 127076. doi:10.1016/j.snb.2019.127076
- Herrmann, H., & Bucksch, H. (2014). *Dictionary Geotechnical Engineering/Wörterbuch GeoTechnik*. doi:10.1007/978-3-642-41714-6
- Hernández-Francisco, A., López-Lara, T., Hernández-Zaragoza, J.B., Horta-Rangel, J.M., (2021). Zeolita natural proveniente de Puebla como tratamiento de suelos de la región de Querétaro en vías terrestres: Efectos en su comportamiento plástico. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 22 (03), 1-10.
- Hussey, N., Cerato, A., Grasmick, J., Holderby, E., Miller, G. & Tabet, W. An assessment of soil parameters governing soil strength increases. In: *GeoFlorida 2010: advances in analysis, modeling & design*. ASCE; 2010. [https://doi.org/10.1061/41095\(365\)274](https://doi.org/10.1061/41095(365)274)
- Huvaj, N., & Uyeturk, E. (2018). *Effects of drying on Atterberg limits of pyroclastic soils of Northern Turkey. Applied Clay Science*, 162, 46–56. doi:10.1016/j.clay.2018.05.020
- Ikeagwuani, C. & Nwonu, D. (2018) Emerging trends in expansive soil stabilisation: A review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Ji, X., Hou, Y., Li, X. & Wang, T. (2018): Comparison on properties of cement-stabilised gravel prepared by different laboratory compaction methods, *Road Materials and Pavement Design*, DOI: 10.1080/14680629.2017.1423105.
- Juárez, E., & Rico, A. (2012) *Mecánica de suelos Tomo I*. México: Editorial Limusa.
- Kaufman, A., Levshin, A. (2005). Chapter 1 Hooke's law, Poisson's relation and waves along thin bars. *Acoustic and Elastic Wave Fields in Geophysics*, III, 1–82. doi:10.1016/s0076-6895(05)80003-4
- Kirk, S. & Zulueta, R., A study of the volcanic ash originating from Mount Pinatubo, Philippines, Final Report. Department for International Development (DID) and Department of Public Works and Highways, Republic of Philippines, 2000.

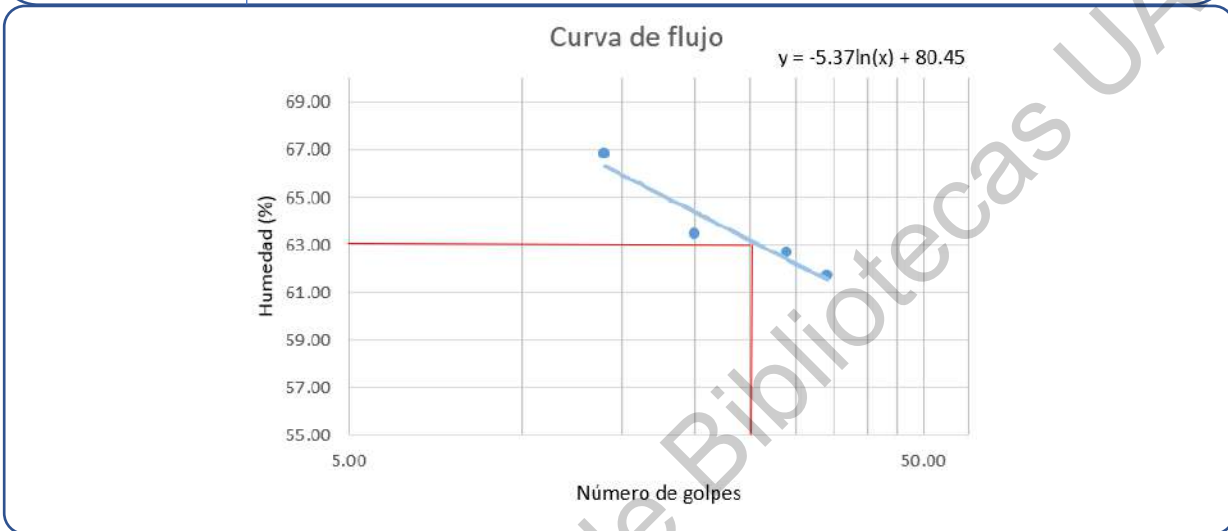
- Kim, W. S., & Borden, R. H. (2011). *Influence of soil type and stress state on predicting shear strength of unsaturated soils using the soil-water characteristic curve*. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(12), 1886–1900. doi:10.1139/t11-082
- Li, Z., Xu, K., Peng, J., Wang, J., Ma, X., & Niu, J. (2019). *Study on hydration and mechanical property of quicklime blended recycled plaster materials*. *Construction and Building Materials*, 202, 440–448. doi:10.1016/j.conbuildmat.2019.01.036
- Little, D. (2000). Evaluation of structural properties of lime stabilized soil and aggregates. USA: National Lime Association.
- López-Lara, T., Hernández-Zaragoza, J., Horta-Rangel, J., Coronado-Márquez, A. & Víctor Manuel Castaño-Meneses (2010) polímeros para la estabilización volumétrica de arcillas expansivas. *Revista iberoamericana de polimeros* VOL 11(3)
- López López, E., Vega-Zamanillo, Á., Calzada Pérez, M. A., & Hernández-Sanz, A. (2015). *Bearing capacity of bottom ash and its mixture with soils*. *Soils and Foundations*, 55(3), 529–535. doi:10.1016/j.sandf.2015.04.005.
- McCarthy, M. J., & Dyer, T. D. (2019). Pozzolanas and Pozzolanic Materials. *Lea's Chemistry of Cement and Concrete*, 363–467. doi:10.1016/b978-0-08-100773-0.00009-5.
- Massazza, F. (1993). Pozzolanic cements. *Cement and Concrete Composites*, 15(4), 185–214. doi:10.1016/0958-9465(93)90023-3
- Massazza F (2001) Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete. *Pozzolana and pozzolanic cements*. In: Lea's Chemistry of Cement and Concrete. Hewlett PC (ed) Butterworth-Heinemann, Oxford, p 471-636
- McCarthy MJ, Sadiqul Islam GM, Csetenyi LJ, Jones MR. Investigating techniques for rapidly assessing fly ash reactivity for use in concrete. Lexington, Kentucky: World of Coal Ash; 2013.
- Meehan, R. y Karp, L. (1994). California housing damage related to expansive soils. *Journal of performance of constructed facilities*. No. 2.

- Mfinanga, D. & Kamuhabwa, M. (2008) Use of natural pozzolan in stabilising lightweight volcanic aggregates for roadbase construction, *International Journal of Pavement Engineering*, 9:3, 189-201, DOI:10.1080/10298430701303173.
- Mohammadinia, A., Arulrajah, A., D'Amico, A. & Horpibulsuk, S. (2018) Alkali activation of lime kiln dust and fly ash blends for the stabilisation of demolition wastes. *Road Materials and Pavement Design*. doi: 10.1080/14680629.2018.1555095.
- Nazari, M., Ghabchi, R. & Zaman M. (2018): Flexural properties of chemically stabilised subgrade in designing semi-rigid pavements, *Road Materials and Pavement Design*, DOI: 10.1080/14680629.2017.1422435.
- O.A.A. Moamen, H.A. Ibrahim, N. Abdelmonem, I.M. Ismail, Thermodynamic analysis for the sorptive removal of cesium and strontium ions onto synthesized magnetic nano zeolite, *Microporous Mesoporous Mater.* 223 (2016) 187–195. doi:10.1016/j.micromeso.2015.11.009
- Öncü, Ş., & Bilsel, H. (2017). *Effect of zeolite utilization on volume change and strength properties of expansive soil as landfill barrier. Canadian Geotechnical Journal*, 54(9), 1320–1330. doi:10.1139/cgj-2016-0483
- Onitsuka, K., & Shen, J. (1999) Evaluation of Lime-Stabilized Ariake Clay with Foaming Waste Glass as Pavement Materials. *International Journal of Pavement Engineering*, 1(1), 35-47, doi: 10.1080/10298439908901695.
- Onitsuka, K. & Shen, J.(1998) Evaluation of lime-treated Ariake clay with fly ash as road materials. *Journal of Pavement. JSCE.* 3, 157-1654.
- Patel, A. (2019). Soil stabilization. *Geotechnical Investigations and Improvement of Ground Conditions*, 19–27. doi:10.1016/b978-0-12-817048-9.00003-2
- Qiao, Y., Zhang, Y., Zhu, Y., Lemkus, T., Stoner, A. M. K., Zhang, J., & Cui, Y. (2020). Assessing impacts of climate change on flexible pavement service life based on Falling Weight Deflectometer measurements. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 102908. doi:10.1016/j.pce.2020.102908

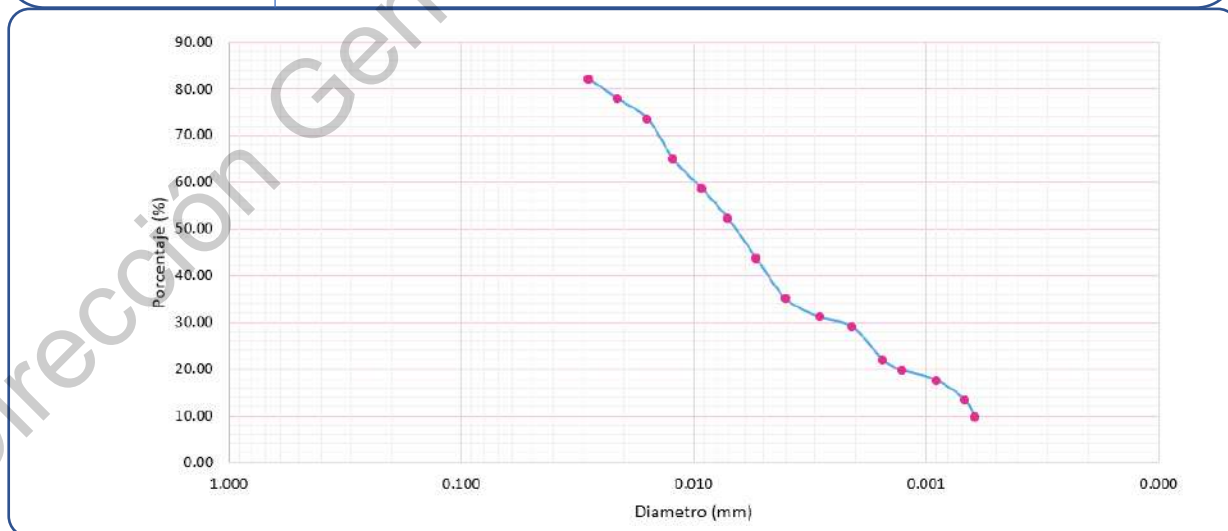
- Rico Rodríguez, A. & Del Castillo, H. (2002) La ingeniería de suelos en las vías terrestres I y II México Limusa.
- Rodriguez, W., Pallares, M. (2005) Desarrollo de un modelo de elementos finitos para el diseño racional de pavimentos. *Tecnura* 2005, 9(17), 25-37.
- Rind, T., Memon, N., Qureshi, A. (2017) Analysis and design of flexible pavement using empirical-mechanistic based software (KENPAVE) Department of Civil Engineering, International Conference on Sustainable Development in Civil Engineering, MUET, Pakistan
- Schmitz RM. Can the diffuse double layer theory describe changes in hydraulic conductivity of compacted clays? *Geotechnical and Geological Engineering* 2006;24(6):1835e44
- Schofield, A.N. (1935). The pF of the water in soil. *Trans. 3rd Int. Cong. Soil Science*, Vol. 2: 37-48.
- Singh, G., & Das, B. (1999). Soil Stabilization with Sodium Chloride. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1673, 46–54. doi:10.3141/1673-07
- Snellings, R.; Mertens G.; Elsen J. (2012). "Supplementary cementitious materials". *Reviews in Mineralogy and Geochemistry*. 74: 211–278. doi:10.2138/rmg.2012.74.6
- Taylor R, Richardson IG, Brydson RMD (2010) Composition and microstructure of 20-year-old ordinary Portland cement-ground granulated blast furnace slag blends containing 0 to 100% slag. *Cem Concr Res* 40:971-983
- Tran, Y. T., Lee, J., Kumar, P., Kim, K.-H., & Lee, S. S. (2019). *Natural zeolite and its application in concrete composite production. Composites Part B: Engineering*, 165, 354–364. doi:10.1016/j.compositesb.2018.12.084
- Venda Oliveira, P. J., Correia, A. A. S., & Cajada, J. C. A. (2018). Effect of the type of soil on the cyclic behaviour of chemically stabilised soils unreinforced and reinforced with polypropylene fibres. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, 336–343. doi:10.1016/j.soildyn.2018.09.005

- Venkatarama, B. & Latha, M. (2014) Retrieving clay minerals from stabilised soil compacts. *Applied Clay Science* 101 (2014) 362–368
- Walker, R., & Pavía, S. (2010). *Physical properties and reactivity of pozzolans, and their influence on the properties of lime–pozzolan pastes. Materials and Structures*, 44(6), 1139–1150. doi:10.1617/s11527-010-9689-2
- Wang, H.-L., & Yin, Z.-Y. (2020). High performance prediction of soil compaction parameters using multi expression programming. *Engineering Geology*, 105758. doi:10.1016/j.enggeo.2020.105758
- Wang, Y., Huang, K., & Cao, Z. (2013). Probabilistic identification of underground soil stratification using cone penetration tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(7), 766–776. doi:10.1139/cgj-2013-0004
- Zepeda A., Pérez, A; Castañeda, A. H (1995) Distribución de suelos expansivos en la República Mexicana, *Curso internacional de suelos arcillosos*, UAQ, México.
- Ziani, H., Abbèche, K., Messaoudene, I., & Andrade Pais, L. J. (2019). *Treatment of Collapsible Soils by Additions of Granulated Slag and Natural Pozzolan. KSCE Journal of Civil Engineering*. doi:10.1007/s12205-019-0051-0

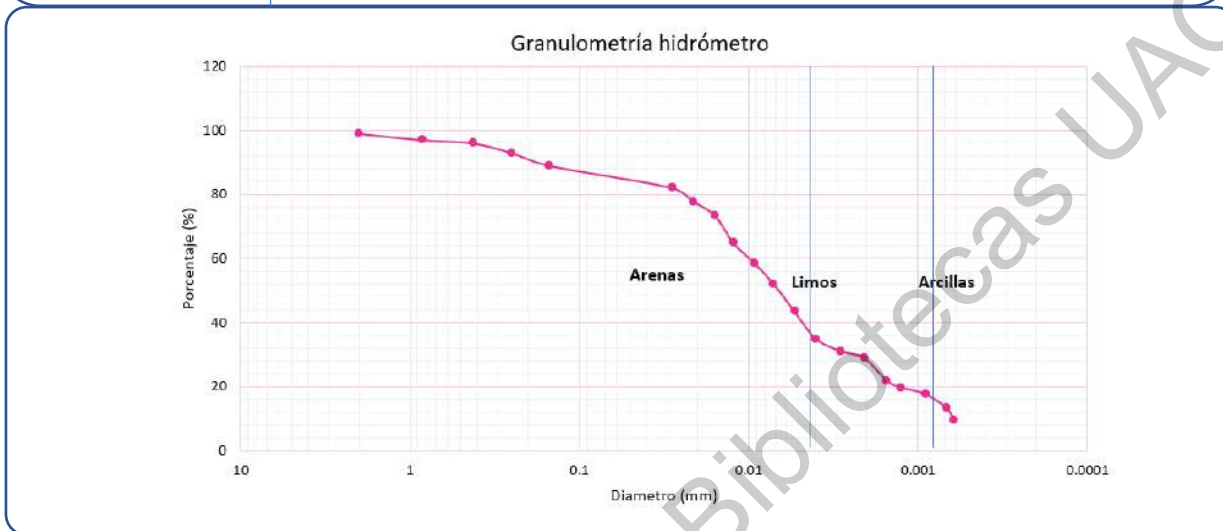
Anexo1:	Curva de flujo para obtención del Limite Liquido
Descripción:	Curva de flujo para obtención del Limite Liquido, en la que se aprecia la humedad de 63% correspondiente al eje de las ordenadas descrito por la ecuación $y=5.37\ln(x) + 80.45$



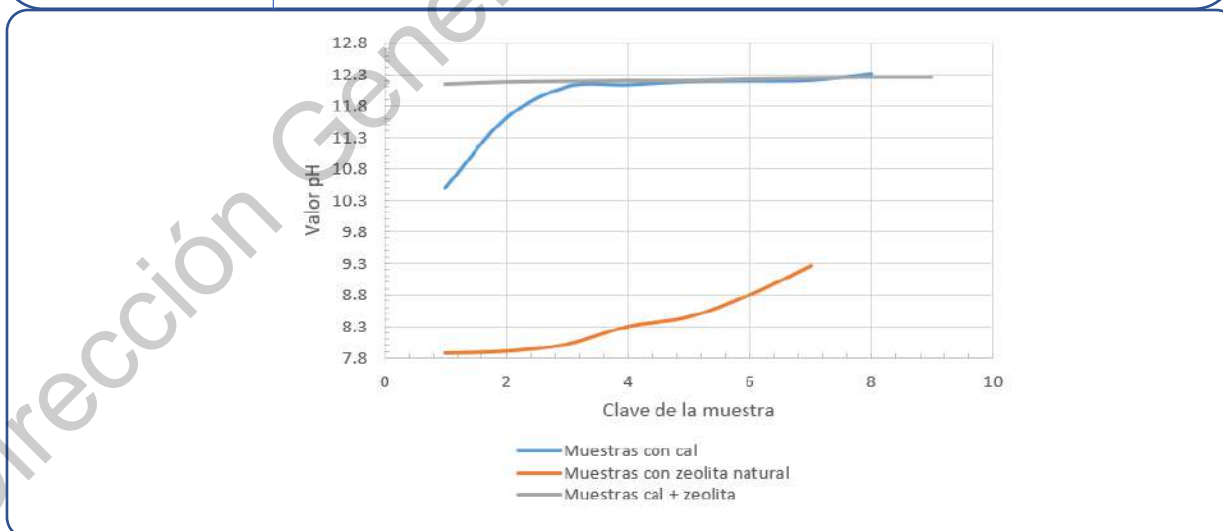
Anexo2:	Granulometría por hidrómetro
Descripción:	Curva granulométrica correspondiente al ensayo por hidrómetro



Anexo 3:	Granulometría completa
Descripción:	Curva granulométrica obtenida con ayuda de la granulometría por tamizado y del ensaye con hidrómetro del material de estudio.

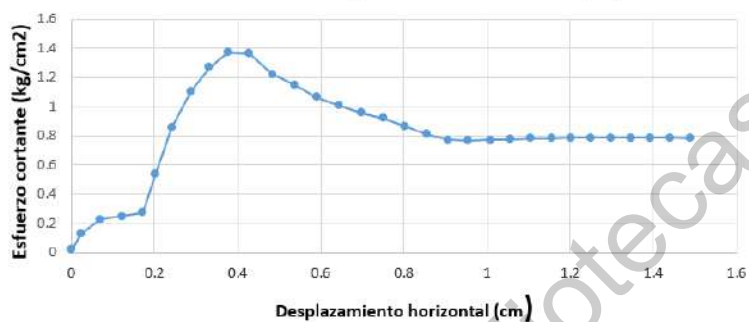


Anexo 4:	Anexo 4. Variación del pH de las diferentes muestras.
Descripción:	Variación de los diferentes niveles de pH alcanzados con distintas dosificaciones de materiales.



Anexo 5:	Gráficas de Esfuerzo – deformación para las distintas presiones de confinamiento
Descripción:	Ensayes realizados con una presión de 50 kPa (0.50 kg/cm ²), 100 kPa (1.02 kg/cm ²), y 200 kPa (2.04 kg/cm ²).

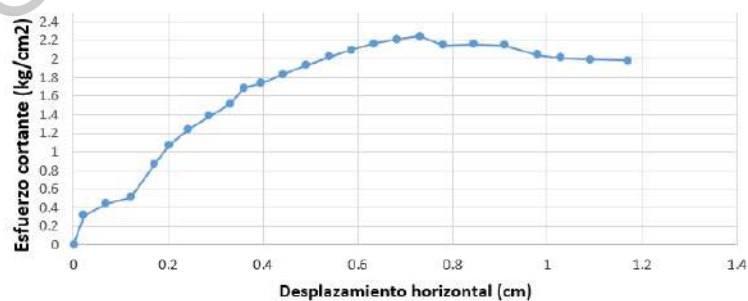
Esfuerzo cortante - Desplazamiento horizontal (E1)



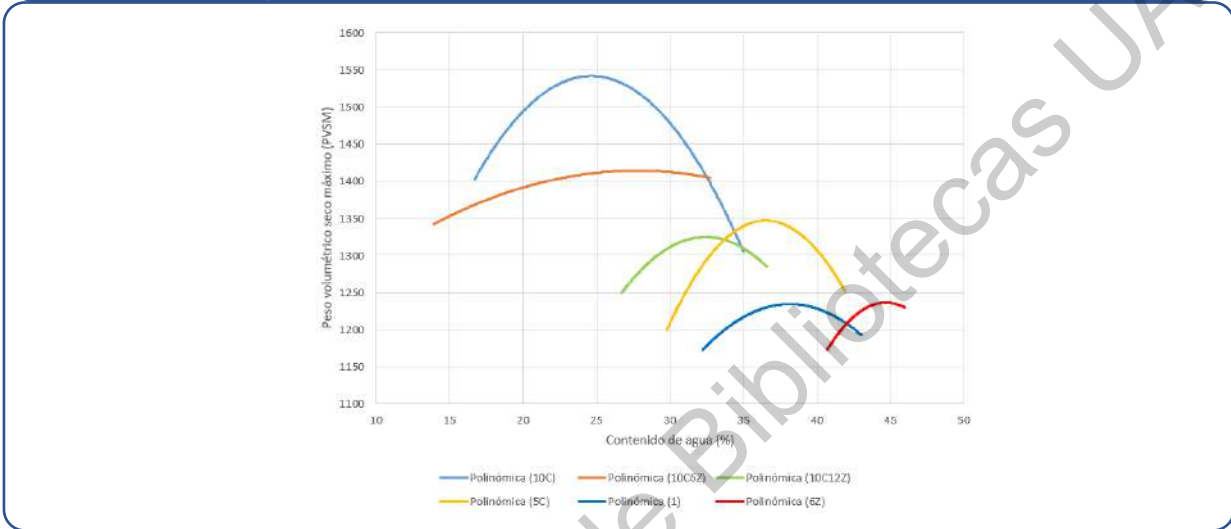
Esfuerzo cortante - Desplazamiento horizontal (E2)



Esfuerzo cortante - Desplazamiento horizontal (E3)



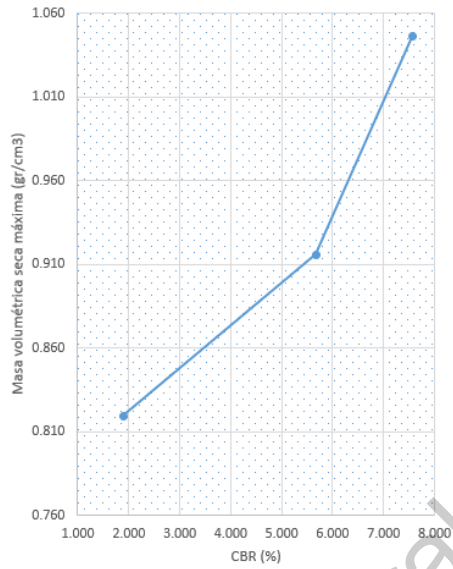
Anexo 6:	Curvas de compactación AASHTO de cada muestra.
Descripción:	Curvas de compactación para los distintos materiales de prueba.



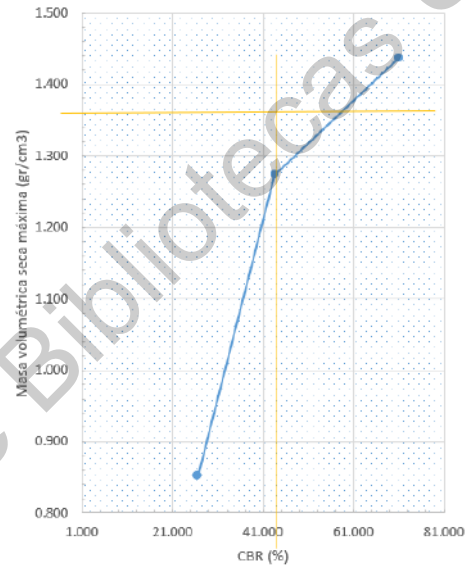
Dirección General de Bibliotecas UAQ

Anexo 7:	Curva de flujo para obtención del Limite Liquido
Descripción:	Anexo 7. Curvas Densidad seca – CBR.

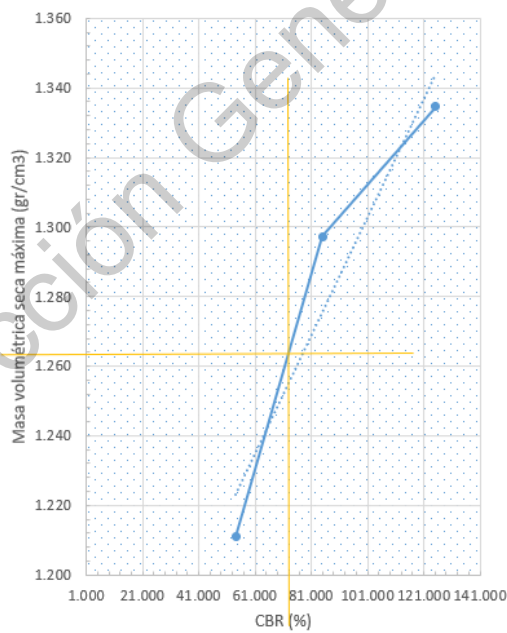
Curva Yd - CBR (suelo natural)



Curva Yd - CBR (10% cal)



Curva Yd - CBR (cal 10% - zeolita 6%)



Curva Yd - CBR (cal 10% - zeolita 12%)

