



Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias (Geotecnia)

Análisis de la deformación permanente mediante ensayos multietapa en capas inferiores del pavimento.

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el Grado de

Maestro en Ciencias (Geotecnia)

Presenta:

Diana Paulina Castro Peláez

Dirigido por:

M. Roberto Israel Hernández Domínguez

M. Roberto Israel Hernández Domínguez

Presidente

Dr. Eduardo Rojas González

Secretario

Dr. Hiram Arroyo Chávez

Vocal

M. Alejandro Castellanos Cordero

Suplente

M.I. Juan Luis Patiño Flores

Suplente

Centro Universitario, Querétaro, Qro.

29 de mayo de 2026

México

La presente obra está bajo la licencia:
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/deed.es>



CC BY-NC-ND 4.0 DEED

Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Usted es libre de:

Compartir — copiar y redistribuir el material en cualquier medio o formato

La licenciante no puede revocar estas libertades en tanto usted siga los términos de la licencia

Bajo los siguientes términos:



Atribución — Usted debe dar [crédito de manera adecuada](#), brindar un enlace a la licencia, e [indicar si se han realizado cambios](#). Puede hacerlo en cualquier forma razonable, pero no de forma tal que sugiera que usted o su uso tienen el apoyo de la licenciante.



NoComercial — Usted no puede hacer uso del material con [propósitos comerciales](#).



SinDerivadas — Si [remezcla, transforma o crea a partir](#) del material, no podrá distribuir el material modificado.

No hay restricciones adicionales — No puede aplicar términos legales ni [medidas tecnológicas](#) que restrinjan legalmente a otras a hacer cualquier uso permitido por la licencia.

Avisos:

No tiene que cumplir con la licencia para elementos del material en el dominio público o cuando su uso esté permitido por una [excepción o limitación](#) aplicable.

No se dan garantías. La licencia podría no darle todos los permisos que necesita para el uso que tenga previsto. Por ejemplo, otros derechos como [publicidad, privacidad, o derechos morales](#) pueden limitar la forma en que utilice el material.

AGRADECIMIENTOS

A mi madre por su motivación constante a superarme cada día, por su apoyo incondicional en cada etapa de mi vida y por su amor infinito.

A mi padre (†) por ser mi principal inspiración para adentrarme dentro de la ingeniería civil, y heredarme su pasión por esta profesión, siendo mi mayor referente.

A mi pareja, Carlos Calderón por ser mi soporte durante esta etapa, por no dejar que me rindiera nunca, escucharme en todo momento y acompañarme incluso en los momentos más difíciles.

A mi asesor, M. Roberto Hernández, por su apoyo incondicional durante todo este proceso de investigación, por inspirarme a través de su destacada trayectoria científica en el país y por brindarme la oportunidad de desarrollar esta investigación en el laboratorio CEVITER. Su confianza, guía y respaldo fueron fundamentales para la realización de este trabajo.

Al Dr. Eduardo Rojas, a quien admiro profundamente por la calidad de académico e investigador, pero sobre todo por su calidad de ser humano. Por responder siempre mis dudas con amabilidad y disposición, así como por las valiosas enseñanzas y conocimientos compartidos en cada una de sus clases.

Al M. I. Juan Luis Patiño por motivarme a estudiar esta maestría, Por su invaluable apoyo para que pudiera ingresar al programa, por transmitirme su pasión y compromiso por la ingeniería de pavimentos, y por la confianza que siempre ha depositado en mis capacidades y desempeño profesional.

A mis sinodales, Dr. Hiram Arroyo por sus asesorías y consejos para encaminar mi investigación y al M. Alejandro Castellanos por inspirarme dentro del campo de la investigación.

A mi compañera Adrianis León, sin ella atravesar este camino jamás hubiera sido posible, por tu guía a través de las materias, las conversaciones, consejos, por tu amistad y por todo lo que me inspiras como profesionista.

A mi compañero Marcos García, por su apoyo durante la ejecución de mis pruebas, por animarme siempre y por su ayuda desde el primer día que comenzó este proceso.

A Susana Torres y Joel por brindarme su apoyo, fueron cruciales en la ejecución de las pruebas.

A cada uno de los académicos de la UAQ que estuvieron presentes en el transcurso de la maestría, por ser excelentes profesionista y con calidad humana que motiva a seguir desarrollándote.

A la Universidad Autónoma de Querétaro, especialmente a la Facultad de ingeniería, por permitirme ser alumna y desarrollar en esta etapa. Por cobijarme y brindarme de los recursos necesarios para el desarrollo de esta investigación.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por otorgarme la beca de manutención en estos dos años.

ÍNDICE DE CONTENIDO

ÍNDICE DE TABLAS	6
ÍNDICE DE FIGURAS.....	7
RESUMEN	10
ABSTRACT.....	11
CAPÍTULO I.....	12
INTRODUCCIÓN	12
Justificación.....	15
Planteamiento del problema.....	16
Hipótesis y objetivos.....	18
Hipótesis general.....	18
Objetivo general	18
Objetivos específicos	18
CAPÍTULO II.....	19
INTRODUCCIÓN A LA DEFORMACIÓN PERMANENTE EN PAVIMENTOS .	19
Deformación permanente en pavimentos como un sistema multicapa.	19
FUNDAMENTOS DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LAS CAPAS INFERIORES	21
Cargas vehiculares y su simulación	21
Tipo de ondas y frecuencias.....	22
Comportamiento mecánico de las capas inferiores de pavimento flexible	23
Factores que influyen en la deformación permanente en capas no ligadas. .	26
MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA EVALUAR LA DEFORMACIÓN PERMANENTE	35
Ensayos empleados para la determinación de deformación permanente	35
Ensayos Acelerados de Pavimento con Equipo HVS (Heavy Vehicle Simulator):	35

Ensayos Triaxiales de Carga Repetida:.....	37
Determinación del módulo resiliente de suelos y materiales agregados (Norma AASHTO T307-12).....	40
Ensayo Multietapa de Carga Repetida	46
Tipos de ondas de carga, tiempos de aplicación y reposo en ensayos de carga repetida.	49
MODELOS PARA LA PREDICCIÓN DE LA DEFORMACIÓN PERMANENTE	51
Modelos de deformación permanente para capas no ligadas del pavimento.	51
CAPÍTULO III	61
METODOLOGÍA	61
Ubicación de bancos de material	61
Recolección de material	62
Muestreo y procedimientos preliminares	62
Muestreo.....	62
Procedimientos preliminares.....	63
Caracterización de los materiales	65
Pruebas preliminares	66
Caracterización de materiales para bases hidráulicas.....	70
Caracterización para la Subrasante.....	72
Diseño de las características del ensayo triaxial de carga repetida.	72
Ejecución de los ensayos triaxiales multietapa.	74
Análisis de los resultados obtenidos y elaboración de las conclusiones del trabajo de investigación.....	75
CAPITULO IV.....	76
RESULTADOS Y ANÁLISIS	76
Muestreos en bancos de material	76

CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES	78
Pruebas preliminares para material de base hidráulica.	78
Caracterización para material de base hidráulica.	81
Pruebas preliminares para material de subrasante.	84
Material para subrasante	86
DISEÑO EXPERIMENTAL DE ENSAYOS TRIAXIALES MULTIETAPA PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN PERMANENTE	87
Ensayos triaxiales monotónicos para el material de base hidráulica.	87
Ensayos triaxiales monotónicos para el material de subrasante.	90
Selección de trayectorias de esfuerzo representativas del campo.	97
ENSAYOS MULTIETAPA EN LOS MATERIALES ESTUDIADOS.....	102
Ensayos triaxiales de carga repetida multietapa a materiales no ligados.	102
COMPARACIÓN DE MODELOS DE DEFORMACIÓN PERMANENTE.	106
Modelos implementados en el cálculo de deformación permanente.	106
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	115
Influencia de las propiedades de los materiales en su comportamiento bajo carga repetida.....	115
Evaluación de los modelos de deformación permanente.	117
Implicaciones para el diseño de pavimentos.	118
Influencia de la metodología de ensayo.	119
Limitaciones del estudio y recomendaciones.....	119
CAPÍTULO V.....	121
CONCLUSIONES.....	121
ANEXOS	126
Material para base hidráulica.....	126
Material para subrasante	134

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Configuraciones de esfuerzo empleadas según las normativas AASHTO. (Pérez, Garnica, González, Curiel, & Ruiz, 2016).....	40
Tabla 2. Secuencia de prueba para suelo de subrasante. (AASHTO T 307-99, 2012).....	44
Tabla 3. Secuencia de prueba para materiales de base/subbase. (AASHTO T 307-99, 2012).....	44
Tabla 4. Niveles de esfuerzo para ensayo multietapa (alto nivel de esfuerzos). (CEN, 2004).....	48
Tabla 5. Niveles de esfuerzo para ensayo multietapa (bajo nivel de esfuerzos). (CEN, 2004).....	48
Tabla 6. Requisitos de granulometría de los materiales para bases de pavimentos. (SICT, 2022).....	67
Tabla 7. Variante de las pruebas de compactación. Fuente: (SICT, 2022).....	69
Tabla 8. Requisitos de calidad de los materiales para bases de pavimentos asfálticos. Fuente: (SICT, 2022).....	70
Tabla 9. Requisitos de calidad de materiales para capa subrasante. Fuente: (SICT, 2022).....	72
Tabla 10. Valores de densidad del material.....	81
Tabla 11. Caracterización de material granular.....	83
Tabla 12. Caracterización de material de subrasante.....	87
Tabla 13. Datos de compactación espécimen.....	89
Tabla 14. Parámetros calculados del material de base hidráulica.....	90
Tabla 15. Valores obtenidos de la prueba triaxial.....	93
Tabla 16. Valores de esfuerzos obtenidos de las pruebas.....	93
Tabla 17. Parámetros de los círculos de mohr.....	94
Tabla 18. Esfuerzos normales (σ) y cortantes (τ) en función de la orientación del plano para las tres pruebas triaxiales.....	95
Tabla 19. Parámetros de cohesión y ángulo de fricción.....	96
Tabla 20. Esfuerzos aplicados en protocolo de ensayo de base hidráulica.....	97
Tabla 21. Propiedades de sección típica de pavimento.....	99
Tabla 22. Análisis de esfuerzos mediante WinJULEA.....	100

Tabla 23. Trayectorias de esfuerzo para ensayo triaxial de carga repetida....	101
Tabla 24. Cálculo de deformaciones por trayectoria de esfuerzo para material de base hidráulica.....	109
Tabla 25. Cálculo de deformaciones por secuencia material de subrasante. .	110

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Evolución de las metodologías de diseño. (Loría, Castillo, & Padilla, 2015).....	13
Figura 2. Deformaciones permanentes registradas durante un periodo en un tramo de pavimento. (Garnica & Gómez, 2001).....	16
Figura 3. Comportamiento en la generación de deformación de un pavimento. (Garnica & Gómez, 2001)	20
Figura 4. Estado de esfuerzos producidos en la subrasante. (Lekarp & Dawson, 1998).....	21
Figura 5. Tres patrones de carga típicos. (Gao, Dan, & Li, 2019).....	22
Figura 6. Deformación de materiales no ligados del pavimento bajo cargas de tráfico repetidas. (Erlingsson, Rahman, & Salour, 2017)	23
Figura 7. Comportamiento teórico de los materiales no tratados ante carga ciclica. (Erlingsson, Rahman, & Salour, 2017).....	25
Figura 8. Impacto de la densidad en la acumulación permanente. (Rondón & Reyes, 2009).....	27
Figura 9. Efecto del contenido de agua, las condiciones de drenaje y el material en la deformación permanente. (Garnica & Gómez, 2001).....	29
Figura 10. Granulometrías de los materiales analizados. (Garnica & Gómez, 2001).....	30
Figura 11. Desarrollo de la deformación permanente en materiales con diferentes granulometrías, sujetas a un mismo nivel de esfuerzos. (Garnica & Gómez, 2001)	31
Figura 12. Formación de la deformación y aplicación de ciclos en materiales granulares. (Garnica & Gómez, 2001)	32
Figura 13. Efecto del esfuerzo desviador en el desarrollo de la deformación vertical permanente. (Rondón & Reyes, 2009)	33
Figura 14. Efecto del esfuerzo vertical en la acumulación de la deformación vertical permanente. (Rondón & Reyes, 2009)	33
Figura 15. Trayectoria típica del desarrollo de deformación permanente.	34
Figura 16. Trayectorias de esfuerzos en un pavimento real.	35

Figura 17. Equipo para ensayo de pavimento a escala real. (Leiva, Camacho, & Aguiar, 2016)	37
Figura 18. Rotación de los ejes principales de esfuerzo en un elemento sujeto a movimientos de vehículos sobre la superficie. (Barksdale R. D., 1971)	38
Figura 19. Celda de ensayo triaxial. (AASHTO T 307-99, 2012)	42
Figura 20. Estado de esfuerzos en la subrasante.....	45
Figura 21. Esfuerzos verticales en subrasante en carpeta de 165 mm. (Garnica Anguas, Gómez López, & Sesma Martínez, 2002)	46
Figura 22. Pulsos de esfuerzo sinusoidales y triangulares equivalentes. (Barksdale R. D., 1971)	50
Figura 23. Forma de onda haversiana en ensayo para modulo resiliente. (AASHTO T 307-99, 2012)	50
Figura 24. Ubicación de bancos de material en sitio web	62
Figura 25. Procedimiento de muestreo tipo A.....	65
Figura 26. Procedimiento de muestreo tipo B.....	65
Figura 27. Zonas granulométricas recomendadas por la normativa para bases de pavimentos con carpetas de mezcla asfáltica. (SICT, 2022)	68
Figura 28. Ubicación de banco de material Corporativo El Bajío.....	76
Figura 29. Ubicación banco de material Tlacote.....	77
Figura 30. Muestreo de material en banco "Corporativo El Bajío"	77
Figura 31. Muestreo de material en banco "Tlacote".	78
Figura 32. Procedimiento de cribado.	78
Figura 33. Granulometría material granular.	79
Figura 34. Procedimiento de compactación.....	79
Figura 35. Curva de compactación del material.....	80
Figura 36. Procedimiento obtención de densidades.	81
Figura 37. Procedimiento para determinar el equivalente de arena.....	82
Figura 38. Procedimiento ensayo desgaste los ángeles.....	82
Figura 39. Material empleado en prueba de partículas alargadas y lajeadas. ..	83
Figura 40. Procedimiento para la obtención del límite líquido.....	84
Figura 41. Espécimen para prueba de CBR.	85
Figura 42. Curva granulométrica para material de subrasante.	85

Figura 43. Curva de compactación de material de subrasante.	86
Figura 44. Especificaciones del molde para elaboración de especímenes. (AASHTO T 307-99, 2012)	88
Figura 45. Molde para especímenes.....	88
Figura 46. Probeta para ensayo triaxial.	89
Figura 47. Espécimen colocado en base de equipo triaxial.	91
Figura 48. Procedimiento pruebas triaxiales.....	91
Figura 49. Falla en probetas.	96
Figura 50. Estructura de pavimento en el cálculo de esfuerzos.....	98
Figura 51. Interfaz de equipo.	102
Figura 52. Equipo para ensayo triaxial.....	103
Figura 53. Elaboración de especímenes para prueba triaxial cíclica.	104
Figura 54. Ejecución de pruebas triaxiales multietapa.....	104
Figura 55. Resultados calculados por interfaz.	104

RESUMEN

La deformación permanente es uno de los mecanismos de falla a los que están expuestos los materiales al aplicar cargas. Un caso particular se presenta en las estructuras de pavimento donde la aplicación de la carga se debe a al tránsito de los vehículos, soportando así miles y millones de cargas a lo largo de su vida útil. Conformados por diferentes capas de materiales, que transmiten los esfuerzos, cada uno de los materiales están expuestos a desarrollar deformación permanente.

En el pasado, los modelos de desempeño de pavimentos consideraban que la deformación permanente se desarrollaba únicamente en la parte superior de la subrasante. Esta consideración ha sido remplazada por modelos que consideran la deformación en cada una de las capas de pavimento, siendo las capas inferiores las que mayor deformación permanente aportan al conjunto de la estructura. Dada la relevancia del análisis de la deformación permanente en las capas inferiores para el diseño óptimo de pavimentos, esta investigación tuvo como propósito adaptar una metodología de ensayo utilizada en otros países con la finalidad de reducir tiempos en la ejecución de las pruebas.

En la presente investigación se muestra una nueva metodología de ensayo triaxial cíclico en el país que permite aplicar diferentes secuencias de esfuerzos a una misma probeta, esto con el objetivo principal de analizar ampliamente los materiales nacionales y su desempeño ante deformación permanente.

Los materiales seleccionados de zonas de la región, fueron caracterizados y evaluados mediante ensayos triaxiales monotónicas para elaborar un diseño de experimento evitando alcanzar la falla. Se muestran la selección de esfuerzos y secuencias para el desarrollo de pruebas triaxiales de carga repetida multietapa para ambos materiales, así como los resultados obtenidos de las pruebas.

Adicionalmente, se ajustaron modelos de deformación permanente con los datos obtenidos de las pruebas que consideran el historial de carga aplicado.

(Palabras clave: Deformación permanente, pruebas triaxiales de carga repetida multietapa, pavimentos, capas inferiores del pavimento)

ABSTRACT

Permanent deformation is a key failure mechanism in pavement materials subjected to repeated traffic loading. Pavement structures consist of multiple layers that transmit stresses, making each layer susceptible to the development of permanent deformation.

At first, pavement performance models considered that permanent deformation takes place exclusively in the upper subgrade. However, more recent approaches consider not only the subgrade, but also all pavement layers contribute to the development of permanent deformation. The unbound materials contribute significantly to the overall structural response of the pavements.

Due to the importance of evaluating permanent deformation in unbound materials for optimal pavement design, this study aimed to adapt a testing methodology used in other countries in order to reduce testing time while maintaining reliable results.

A recent cyclic triaxial testing methodology is presented within this document, which allows the application of multiple stress sequences to a single specimen, making possible a more enriching analysis to local materials.

Materials selected from the region were characterized and tested using monotonic triaxial compression tests to define an experimental design that avoids failure. Multistage repeated load triaxial test were conducted on two materials using selected stress levels and sequences, and the corresponding permanent deformation responses were analyzed.

Also, permanent deformation models that incorporate loading history were calibrated using the experimental results.

(Key words: permanent deformation, multistage repeated load triaxial test, pavements, unbound materials)

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

El diseño de pavimentos ha evolucionado a través del tiempo mediante diversas metodologías. En 1993, la Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras (AASHTO, por sus siglas en inglés) desarrolló una metodología basada en observaciones obtenidas en una pista de prueba ubicada en Ottawa, Illinois, Estados Unidos. Este enfoque dio lugar a una guía de diseño empírica sustentada en relaciones estadísticas entre variables observadas, condiciones de tránsito y desempeño del pavimento.

Sin embargo, uno de los principales desafíos asociados a esta metodología radica en que fue desarrollada bajo condiciones específicas y controladas de tránsito, clima y materiales, lo cual limita su aplicabilidad en contextos distintos.

Ante esta situación, en 1996, la AASHTO inició el desarrollo de una nueva guía de diseño con un enfoque empírico–mecanicista, que incorpora modelos mecánicos para predecir el comportamiento estructural de los pavimentos, marcando así una nueva etapa en la evolución del diseño.

Desde el enfoque de la ingeniería de pavimentos, el enfoque mecanicista representa un avance significativo, ya que implica el uso de principios de la mecánica para lograr un proceso de diseño más racional.

De acuerdo con Yoder y Witczak (NCHRP, 2004), para que un procedimiento de diseño pueda considerarse completamente racional, deben contemplarse 3 consideraciones:

1. El enfoque teórico considerado para la predicción del indicador de falla o deterioro.
2. Caracterización de las propiedades de los materiales.
3. La relación entre el parámetro considerado y el nivel de desempeño deseado.

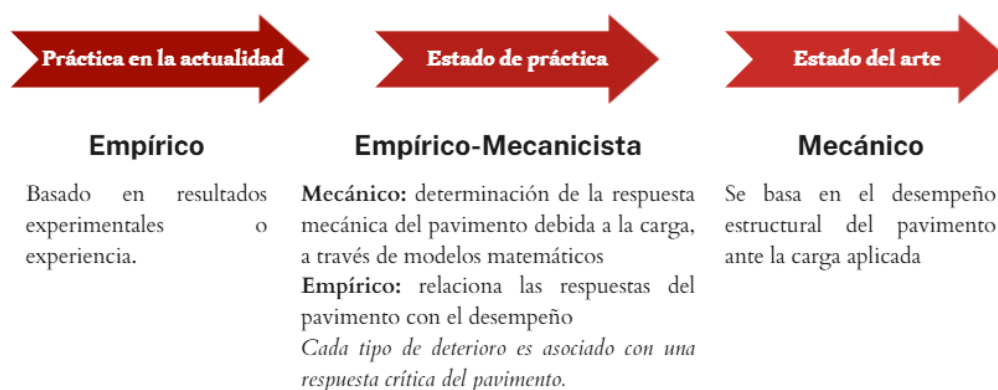


Figura 1. Evolución de las metodologías de diseño. (Loría, Castillo, & Padilla, 2015)

En la Figura 1, se describe la evolución a través del tiempo en las metodologías de diseño. En la práctica actual, en varios países se ha implementado la metodología empírico mecanicista, haciendo uso de los modelos mecánicos para el estudio del desempeño del pavimento.

La caracterización de los materiales que conforman las distintas capas del pavimento, así como las cargas de tráfico, constituyen los principales datos de entrada del modelo mecanicista.

El modelo predice las respuestas mecanicistas del pavimento en términos de esfuerzo y deformación, las cuales se utilizan luego para calcular el daño del pavimento (roderas y agrietamiento por fatiga) con la ayuda de funciones de transferencia o ecuaciones de desempeño. Si el daño del pavimento no se encuentra dentro del límite permisible predeterminado, entonces se aumenta el espesor del pavimento y se repite el proceso. (Selvaraj, 2012)

Actualmente, en algunas zonas del mundo, las metodologías de diseño tienden hacia un enfoque empírico-mecanicista. Estas metodologías buscan correlacionar los fundamentos teóricos de la mecánica de materiales, la mecánica del medio continuo y la mecánica de pavimentos con los resultados obtenidos a partir de ensayos de laboratorio y observaciones de campo.

En el análisis del desempeño estructural del pavimento se identifican dos tipos de respuesta fundamentales (Coria, Dominguez, & Garnica, 2018)

- La deformación a tensión que se desarrolla en las capas inferiores del pavimento, la cual se asocia con el agrietamiento por fatiga.
- La deformación a compresión en la subrasante, relacionada con la deformación permanente o la formación de roderas en la superficie del pavimento.

El estudio de la deformación permanente en pavimentos considera el comportamiento como un sistema multicapa.

Tradicionalmente, se han adoptado dos enfoques principales para limitar el ahuellamiento:

El primero se orienta al control de la deformación vertical en la parte superior de la subrasante.

El segundo principio se enfoca en la deformación acumulada total en la superficie del pavimento, considerando las propiedades de cada una de las capas que lo conforman. (Huang, 2004).

Entre los métodos empírico-mecanicistas que emplean el criterio de control en la subrasante se encuentran el método Shell (Claessen et al., 1977) y el método del Instituto del Asfalto (Shook et al., 1982). No obstante, una crítica recurrente a este enfoque se encuentra en que tiende a desestimar la contribución significativa de las capas superiores del pavimento a la deformación total. Estudios más recientes han demostrado que el ahuellamiento o deformación permanente es el resultado de la acumulación de deformaciones en todas las capas estructurales que conforman el pavimento, y no únicamente en la subrasante. (Uzan, 2004).

Durante mucho tiempo, se asumió que si se utilizaban materiales adecuados y el diseño estaba bien ejecutado, bastaría con controlar la deformación en la subrasante. No obstante, con el avance del conocimiento técnico, los ingenieros han reconocido que la deformación permanente debe analizarse considerando la contribución total de todas las capas del sistema estructural del pavimento (NCHRP, 2004).

Justificación

La deformación permanente en pavimentos es una problemática que afecta la durabilidad y funcionalidad de las vías terrestres.

Investigaciones más recientes confirman que concentra una cantidad significativa de la deformación permanente sucede en las capas inferiores no ligadas. Por ejemplo, en la prueba de carretera de la AASHTO revelaron que el 68% de las deformaciones permanentes ocurren no en el concreto asfáltico, sino en las capas inferiores (base, subbase y subrasante). (Janos & Szendefy, 2024)

Un comportamiento similar se observó en las evaluaciones in situ, indicando que las deformaciones de la base y la subbase representan del 73% al 90% de la profundidad total de ahuellamiento. Para reducir la sensibilidad al ahuellamiento de las estructuras de pavimento, la investigación y el método de cálculo deben concentrarse en las capas de suelo no ligadas en lugar del concreto asfáltico.

Autores como (Rahman & Erlingsson, 2014) destacan la importancia de predecir el desempeño de las capas que conforman el pavimento mediante una caracterización matemática adecuada. La capacidad de predecir el desempeño de los materiales resulta clave para sustentar las decisiones de mantenimiento, rehabilitación y análisis económico del ciclo de vida del pavimento.

A pesar de la relevancia de este tema, la evolución de las deformaciones permanentes ha sido menos estudiada debido a diversas razones. Una de ellas es la complejidad de las pruebas, ya que, dado que una probeta solo puede ser cargada a un nivel de esfuerzo.

Por esta razón, es necesario realizar un gran número de ensayos (al menos diez pruebas con una cantidad significativa de ciclos) para evaluar la aportación de las tensiones en la acumulación de deformación permanente. (Gidel, Horny, Chauvin, Breysse, & Denis, 2001)

Planteamiento del problema

En los pavimentos flexibles, la deformación plástica acumulada constituye uno de los factores más relevantes del deterioro funcional y estructural (Rondón & Reyes, 2007). Aunque todas las capas del pavimento contribuyen a este fenómeno, investigaciones señalan que las capas inferiores no ligadas (base, subbase y subrasante) son las que generan el mayor impacto.

Por ejemplo, Erlingsson & Ingason (2004) demostraron que una proporción significativa de la deformación vertical se origina en estos materiales.

En el caso de Bothkennar, el material granular aportó hasta un tercio de la profundidad de las roderas, mientras que, en ciertos tramos, la subrasante fue responsable del 100% de la deformación (Brown, 1996; citado en Garnica & Gómez, 2001).

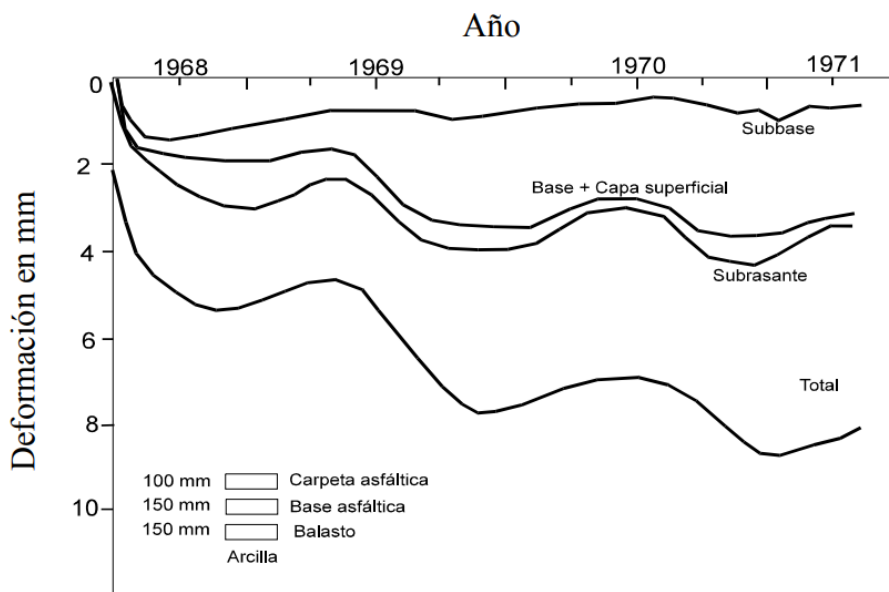


Figura 2. Deformaciones permanentes registradas durante un periodo en un tramo de pavimento. (Garnica & Gómez, 2001)

Se evaluó el comportamiento frente a la deformación permanente de un tramo de prueba conformado por diversas capas de materiales. En la Figura 2 se presenta la respuesta de las capas inferiores ante el desarrollo de deformación permanente.

La deformación permanente es un modo de fallo frecuente en pavimentos flexibles, se debe principalmente a problemas de la subrasante. A pesar de ello, no existen protocolos estándar para evaluar el ahuellamiento o la deformación permanente en la subrasante. (Everton & Erlingsson, 2024)

Estos hallazgos contrastan con los métodos tradicionales de evaluación, que suelen centrarse en el concreto asfáltico o emplean ensayos triaxiales dinámicos con un único nivel de esfuerzo por probeta.

Este último enfoque, aunque ampliamente utilizado, presenta limitaciones significativas:

Inflexibilidad en el análisis: Cada probeta es sometida a un único nivel de esfuerzo, lo que impide evaluar adecuadamente la influencia de diferentes condiciones de confinamiento y carga en la evolución de las deformaciones (Gidel et al., 2001).

Incremento en el número de ensayos: Para estudiar múltiples escenarios, se requiere un volumen elevado de pruebas, aumentando los costos y tiempos de investigación.

Por lo tanto, existe una necesidad de desarrollar metodologías más eficientes que permitan caracterizar el desempeño de los materiales granulares no ligados sometidas a características de esfuerzos específicas que ocurren en estructuras construidas, optimizando así el diseño y la evaluación ante el desempeño de pavimentos flexibles.

Hipótesis y objetivos

Hipótesis general

“El protocolo multietapa de ensayos triaxiales de carga repetida permite evaluar adecuadamente la deformación permanente de materiales cuando se aplica un porcentaje controlado del esfuerzo desviador, evitando la falla prematura.”

Objetivo general

Desarrollar y aplicar un protocolo multietapa de ensayos triaxiales de carga repetida que permita evaluar de manera confiable la deformación permanente en materiales granulares, mediante la aplicación de porcentajes controlados del esfuerzo desviador que eviten la inducción de falla prematura.

Objetivos específicos

- i) Comparar el desempeño de un material sometido a diferentes trayectorias de esfuerzos.
- ii) Diseñar y ejecutar ensayos triaxiales multietapa en materiales no ligados utilizados en carreteras nacionales.
- iii) Comparar el desempeño de capas inferiores de pavimento sometidas a niveles de esfuerzo sometidos por cargas vehiculares.

CAPÍTULO II

INTRODUCCIÓN A LA DEFORMACIÓN PERMANENTE EN PAVIMENTOS **Deformación permanente en pavimentos como un sistema multicapa.**

Se emplean dos métodos para el control del ahuellamiento: el primero limita la deformación por compresión en la subrasante, mientras que el segundo limita la deformación permanente total en superficie que se genera por las propiedades de cada capa. (Huang, 2004)

Los procedimientos empírico-mecanicistas empleados actualmente en el diseño de pavimentos flexibles consideran el control del ahuellamiento mediante la limitación de la deformación vertical en la zona superior de la subrasante.

No obstante, una de las principales limitaciones de este criterio radica en que no contempla la contribución de la deformación permanente desarrollada en las distintas capas que conforman la estructura del pavimento.

En este sentido, se ha señalado que la deformación permanente de las capas estructurales superiores puede contribuir de manera significativa al ahuellamiento superficial.

Por ello, en los métodos de diseño mecanicista-empíricos más recientes, este enfoque es reemplazado por un planteamiento mecanicista que permite estimar directamente la profundidad de ahuellamiento a partir de la respuesta de todas las capas del pavimento. (Uzan, 2004)

Durante muchos años, ha sido una práctica común en varios enfoques de diseño de pavimentos mecanicista-empíricos asociaron la deformación permanente a deformaciones verticales en la parte superior de la subrasante.

Sin embargo, con el tiempo y el aumento de las capacidades técnicas y el conocimiento, quedó bastante claro para los ingenieros de diseño que la deformación permanente total era producto de ahuellamientos acumulativos que ocurrían en todas las capas del sistema de pavimento. (NCHRP, 2004)

La deformación permanente o profundidad de rodera se puede definir con la Ecuación 1, que se muestra a continuación:

$$RD_{total} = RD_{HMA} + RD_{GB} + RD_{SB} \quad (1)$$

Donde:

RD_{HMA} = Ahuellamiento de la capa asfáltica

RD_{GB} = Ahuellamiento de la base granular

RD_{SB} = Ahuellamiento de la subrasante

Las metodologías actuales de diseño de pavimentos han evolucionado hacia un enfoque más detallado, analizando la deformación permanente de cada capa individual del pavimento para obtener una estimación precisa de la deformación total.

En la Figura 3 se muestra el comportamiento de una estructura de pavimento bajo la acción de la carga vehicular y su influencia sobre todas las capas que la conforman.

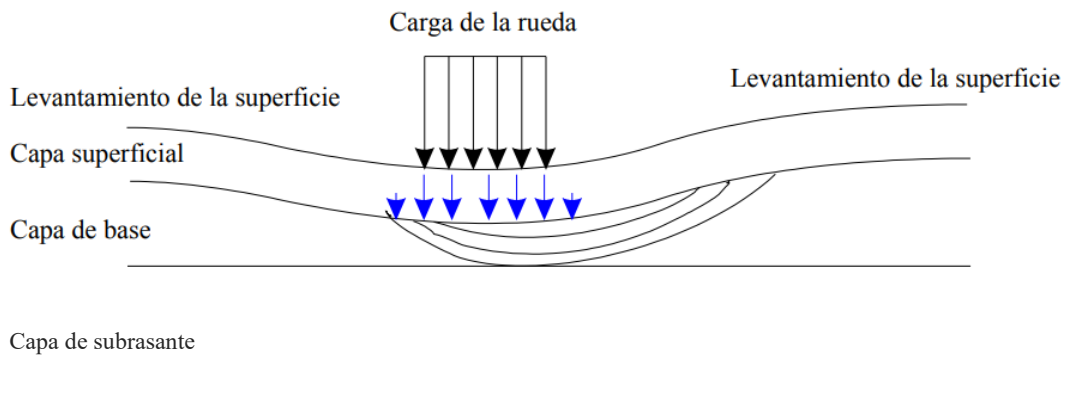


Figura 3. Comportamiento en la generación de deformación de un pavimento. (Garnica & Gómez, 2001)

FUNDAMENTOS DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LAS CAPAS INFERIORES

Cargas vehiculares y su simulación

La función principal de un pavimento es disipar los esfuerzos generados por las cargas vehiculares hacia las capas inferiores. Con base en la teoría de distribución de esfuerzos propuesta por Boussinesq, los pavimentos se estructuran mediante diferentes capas de materiales, tales como capas asfálticas, hidráulicas, granulares y suelos de cimentación.

Un factor que resulta indispensable en el estudio del desempeño mecánico de estas estructuras es la aplicación de la carga que produce dichos esfuerzos. La cual es generada por el tránsito de los vehículos que circulan sobre esta.

Las cargas dinámicas se generan como consecuencia del tránsito vehicular sobre la superficie del pavimento, produciendo una serie de pulsos de esfuerzo de rápida aplicación y magnitud variable que actúan sobre cada uno de los elementos de las capas inferiores, e incluso se propagan hasta cierta distancia con respecto en la dirección de la llanta. (Acuña Jiménez, 2009)

El patrón de esfuerzos inducidos en una estructura de pavimento como resultado del tránsito vehicular es complejo. Cada uno de los elementos que la conforman se encuentra sometido a pulsos de carga que incluyen componentes de esfuerzos normales y de cortante, los cuales son de naturaleza transitoria y varían en el tiempo conforme la carga se desplaza sobre la superficie del pavimento.

Tal como se ilustra en la Figura 4, el esfuerzo cortante invierte su sentido durante el paso de la carga, lo que da lugar a una rotación de las direcciones principales de esfuerzo. (Lerkarp et al., 1997)

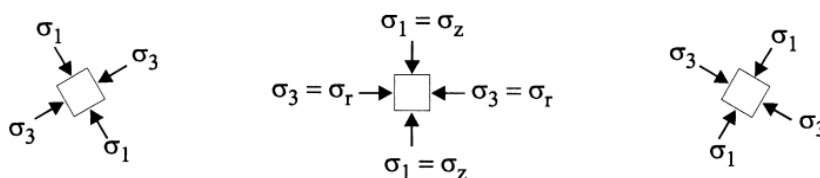


Figura 4. Estado de esfuerzos producidos en la subrasante. (Lerkarp & Dawson, 1998)

Una gran cantidad de pulsos de esfuerzos aplicados rápidamente son generados por el tránsito de vehículos al material que compone cada capa de pavimento. El método más realista para caracterizar esta condición de esfuerzos es mediante ensayos dinámicos, como el ensayo triaxial de carga repetida o los ensayos de fatiga. (Barksdale R. D., 1971)

Las cargas dinámicas son fuerzas variables en magnitud, dirección y frecuencia que actúan sobre el pavimento debido al tráfico vehicular. A diferencia de las cargas estáticas, estas generan tensiones repetitivas que pueden causar fatiga y deformación. (Huang, 2004) Su comportamiento depende de:

- **Configuración de ejes vehiculares**
- **Velocidad del vehículo** (mayor velocidad reduce el tiempo de contacto).

Tipo de ondas y frecuencias

Patrones de carga de carga dinámica. Existen principalmente tres patrones de carga que se emplean actualmente en los análisis de respuesta dinámica del pavimento: carga impulsiva semisinusoidal, carga impulsiva triangular y carga escalonada vertical.

Los patrones de carga descritos se presentan en la Figura 5 y se detallan a continuación:

- a) Carga impulsiva sinusoidal
- b) Carga impulsiva triangular
- c) Carga escalonada vertical

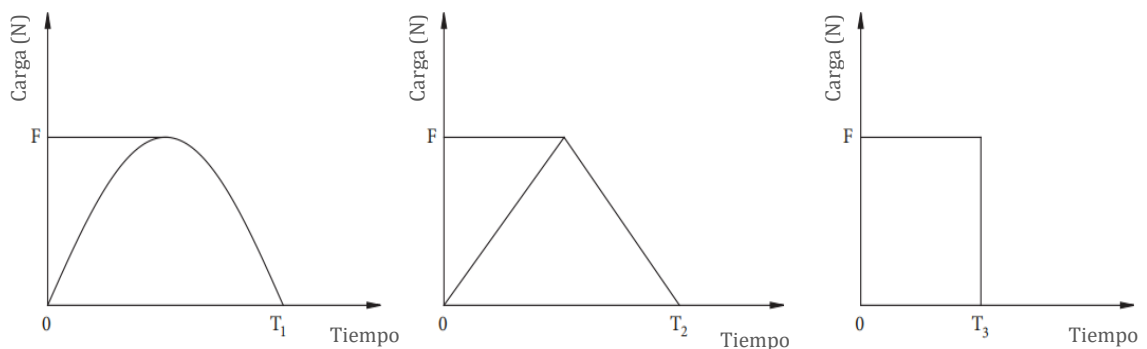


Figura 5. Tres patrones de carga típicos. (Gao, Dan, & Li, 2019)

Comportamiento mecánico de las capas inferiores de pavimento flexible

Los pavimentos flexibles se construyen con varias capas donde los materiales granulares no ligados, utilizados como capas de base y subbase, se desplantan directo sobre la subrasante. Las capas no ligadas proporcionan el soporte estructural para las capas de concreto asfáltico (AC) superpuestas y protegen la subrasante de una deformación excesiva al extender la carga y reducir las tensiones. (Huang, 2004)

En la Figura 6 se presenta el esquema del comportamiento que experimentan los materiales no ligados bajo la acción de cargas vehiculares repetidas.

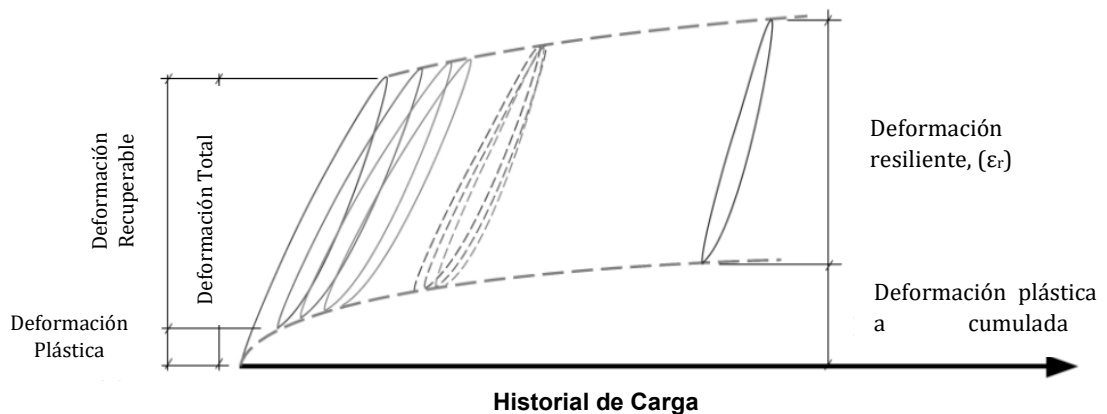


Figura 6. Deformación de materiales no ligados del pavimento bajo cargas de tráfico repetidas. (Erlingsson, Rahman, & Salour, 2017)

Las propiedades mecánicas de los materiales granulares son fundamentales en el desempeño general de la estructura del pavimento. La deformación total en los materiales granulares y las subrasantes debido a la carga de impacto del tráfico en movimiento consiste en una deformación resiliente (deformación recuperable) y una deformación permanente (deformación plástica). (Lekarp, 2000, Huang 2004, Rahman & Erlingsson 2015)

La resistencia mecánica de los materiales no ligados a la deformación plástica durante la carga cíclica deriva principalmente del entrelazamiento de partículas y la fricción entre los agregados (Kolisoja 1997, Lekarp, 2000, Rahman & Erlingsson, 2015).

Los pulsos de esfuerzos inducidos causan movimientos relativos entre los agregados que, en cierta medida, no son recuperables y resultan en una mayor compactación del material, trituración de partículas o migración de material (Lekarp, 1999).

De acuerdo con Dawson y Wellner (1999), así como con Werkmeister et al. (2001), el desarrollo de la deformación permanente en función del número de ciclos de carga puede clasificarse en distintos rangos, los cuales dependen del nivel de esfuerzos aplicado y presentan el siguiente comportamiento:

Rango A – Rango de asentamiento plástico (estabilización plástica): Hasta un cierto nivel de esfuerzo, la post-compactación se completa después de un limitado número de aplicaciones de carga, el material alcanza un estado estable en el que ya no genera deformación permanente. Entonces, la respuesta se vuelve completamente resiliente.

Rango B – Respuesta intermedia (fluencia plástica): Para un nivel de esfuerzo superior al del rango A pero inferior a un cierto nivel, el porcentaje de deformación permanente ante cada ciclo disminuye de y se comporta al menos durante los primeros ciclos de carga cerca de constante. Luego, las deformaciones permanentes continúan acumulándose a una velocidad muy lenta.

Rango C – Colapso incremental: Para niveles de esfuerzo superiores a los del rango B, la pendiente de deformaciones que se genera es muy lenta en comparación con los rangos A o B, o no disminuye en absoluto. La deformación permanente continúa acumulando conforme se desarrolla la aplicación de carga, lo que genera la falla del material.

Dichos rangos, asociados al desarrollo de la deformación permanente en función del número de ciclos de carga, pueden observarse de manera esquemática en la Figura 7.

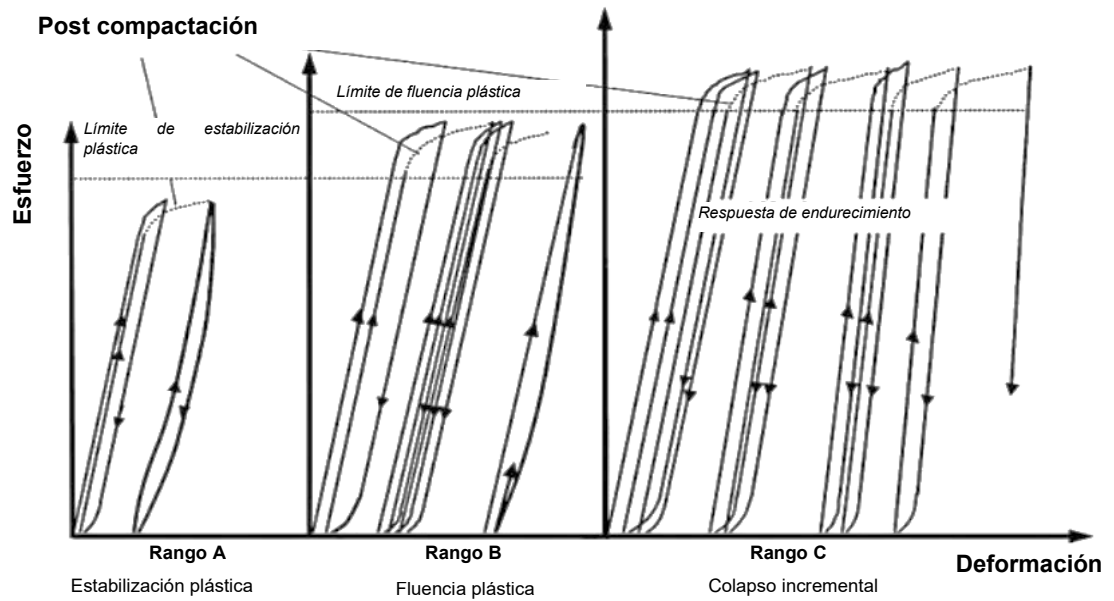


Figura 7. Comportamiento teórico de los materiales no tratados ante carga cíclica. (Erlingsson, Rahman, & Salour, 2017)

Conforme a lo que menciona la Norma Europea EN-13286-7 (CEN, 2004) se pueden definir dos niveles críticos de esfuerzo. Uno se encuentra en el límite del rango A (conocido como “Límite de Estabilización Plástica”) y el segundo en el límite superior del rango B (conocido como “Límite de Fluencia Plástica”).

$$\text{Rango A: } (\hat{\epsilon}_p^{5000} - \hat{\epsilon}_p^{3000}) < 0.045 \times 10^{-3}$$

$$\text{Rango B: } 0.045 \times 10^{-3} < (\hat{\epsilon}_p^{5000} - \hat{\epsilon}_p^{3000}) < 0.4 \times 10^{-3}$$

$$\text{Rango C: } (\hat{\epsilon}_p^{5000} - \hat{\epsilon}_p^{3000}) > 0.4 \times 10^{-3}$$

Donde:

$\hat{\epsilon}_p^{3000}$: Deformación permanente acumulada a los 3,000 ciclos de carga

$\hat{\epsilon}_p^{5000}$: Deformación permanente acumulada a los 5,000 ciclos de carga

La aplicación de un número adicional de repeticiones de un esfuerzo menor, o incluso de una secuencia de esfuerzos crecientes que alcance un nivel máximo previamente aplicado, no induce deformaciones adicionales. (Garnica & Gómez, 2001).

Este comportamiento de acumulación de deformaciones es importante de señalar para la evaluación de pavimentos flexibles, ya que aporta en la durabilidad y comportamiento de los materiales en condiciones de carga constante.

Factores que influyen en la deformación permanente en capas no ligadas.

El diseño y evaluación de pavimentos requieren gran comprensión en cómo se comporta mecánicamente los materiales que los conforman, especialmente bajo cargas dinámicas que son generadas por el tránsito vehicular.

Tradicionalmente, los métodos de diseño de pavimentos han sido de carácter empírico, basados en correlaciones y observaciones de campo. No obstante, como se mencionó anteriormente, los enfoques mecanicistas han ganado relevancia en años recientes. Estos consideran las propiedades mecánicas de los materiales, tales como el módulo de resiliencia y su respuesta en términos de deformación permanente, con el fin de pronosticar el desempeño estructural del pavimento a lo largo de su vida útil.

(Rahman M. S., 2015), en su tesis doctoral, menciona que los principales factores que afectan la acumulación de deformación permanente en materiales no consolidados son:

- Densidad
- Contenido de humedad
- Granulometría
- Tipo de agregado

Adicionalmente, diversos autores han puesto de manifiesto la relevancia del historial de esfuerzos en la investigación de la deformación permanente.

A continuación, se describen los elementos que influyen en el desarrollo de deformación permanente:

Densidad.

Diversos autores mencionan que en la disminución de la reducción en la densidad de un material granular disminuye su resistencia a la deformación permanente.

La Figura 8, con base en un análisis de Barksdale (1972), refleja cómo afecta la densidad en la deformación vertical permanente acumulada bajo carga cíclica.

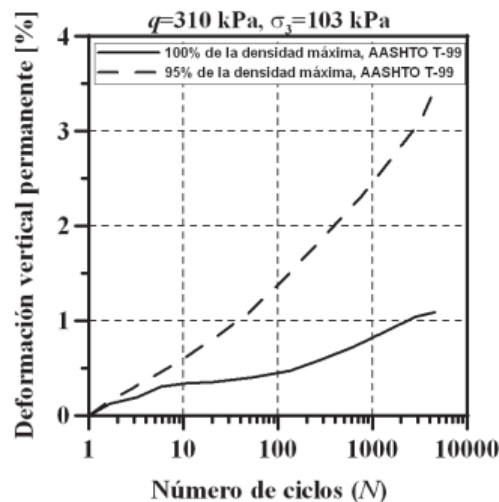


Figura 8. Impacto de la densidad en la acumulación permanente. (Rondón & Reyes, 2009)

Se comparan dos curvas: una para un material compactado al 100% de la densidad máxima (AASHTO T-99) y otra al 95%, bajo una carga (q) de 310 kPa y una presión de confinamiento (σ_3) de 103 kPa.

El análisis indica que, a medida que se incrementa el número de ciclos de carga, la deformación permanente aumenta en ambos casos. Sin embargo, la acumulación de deformación es significativamente mayor para la muestra con menor densidad (95%).

Encontró Barksdale (1972) que, para un número de ciclos igual, la deformación vertical permanente es considerablemente mayor en la muestra menos densa, y esta diferencia se acentúa con el aumento de los ciclos.

(Gidel, et al., 2001) Los resultados reafirmaron la relación inversa entre la densidad de los materiales del pavimento y la acumulación de deformaciones permanentes. Sin embargo, señalaron que esta influencia es relativamente

menor dentro del rango de densidades usualmente alcanzado en obra, entre el 95% y el 100% de la Densidad Óptima Proctor Modificada.

Si bien un incremento en la densidad dentro del intervalo del 95 % al 100 % de la densidad máxima contribuye a la reducción de las deformaciones permanentes, se identificó que, en dicho intervalo, la disminución de estas deformaciones asociada a un aumento de un punto porcentual en la densidad es relativamente limitada.

Influencia del contenido de humedad.

El equilibrio de humedad en las estructuras de pavimento evoluciona continuamente con el tiempo. Durante la fase de construcción, los materiales no ligados del pavimento suelen compactarse a valores cercanos a su contenido óptimo de humedad para alcanzar la máxima densidad seca. Sin embargo, después de la construcción, este contenido de humedad cambia a un estado de equilibrio natural, generalmente inferior al óptimo, pero que está ligada a las condiciones ambientales, las propiedades del material, la gravedad de las grietas en las capas superficiales ligadas con asfalto y el nivel freático. El contenido de humedad puede desviarse del estado de equilibrio debido a factores climáticos estacionales como las precipitaciones, las variaciones del nivel freático. (Erlingsson, Rahman, & Salour, 2017)

Diversos estudios (Lekarp, 1999; Erlingsson, 2010; Cary & Zapata, 2011), coinciden en que la humedad ejerce una influencia significativa al comportamiento que tendrá a la deformación los materiales granulares no ligados. Esta presencia de humedad suele incrementar la susceptibilidad de los pavimentos a daños y fallos ante la acción combinada del tráfico.

Reyes y Rendón (2007) mencionan, basándose en los hallazgos de diversos autores, reconocen la existencia de un contenido de agua óptimo que contribuye al incremento de la resistencia a la deformación permanente.

No obstante, aumentos adicionales por encima del nivel óptimo provocan un mayor grado de saturación del material, acompañado de un incremento en presión de poros y una reducción de los esfuerzos efectivos, lo cual conlleva una

disminución de la rigidez y de la capacidad resistente frente a la deformación permanente.

La mayoría de los datos obtenidos de dispositivos de carga acelerada se han enfocado en los mecanismos de falla, principalmente en las capas asfálticas. Por lo tanto, se ha acumulado poco conocimiento sobre mecánica de suelos. Una excepción son los experimentos sudafricanos que involucraron la inyección de agua en la capa granular y la observación de la deformación permanente asociada. (Brown, 1996)

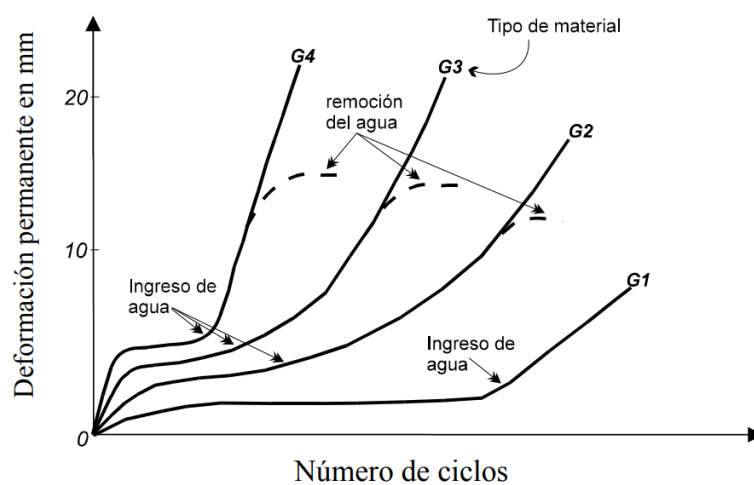


Figura 9. Efecto del contenido de agua, las condiciones de drenaje y el material en la deformación permanente. (Garnica & Gómez, 2001)

En la Figura 9. Se pueden observar los datos representativos de pavimentos con distintas calidades de capa granular, resaltando los beneficios de emplear roca triturada densa de buena calidad debido a que esta a su vez proveerá de un drenaje adecuado a la estructura concluyendo en la generación de menor deformación permanente comparado con otros materiales granulares.

La influencia del contenido de humedad en la generación de deformación permanente se obtuvo de los datos de una sección de prueba de HVS donde el nivel freático se elevó después de aproximadamente 500.000 repeticiones de carga. La Figura 9 muestra claramente como la deformación permanente comenzó a aumentar con la introducción de agua.

Sin embargo, aún no existe un modelo bien establecido que describa matemáticamente la influencia de la humedad en el desempeño de la deformación permanente de los materiales no ligados del pavimento. (Rahman & Erlingsson, 2014)

Granulometría y tipo de agregado.

Los estudios sobre el efecto de la gradación en la deformación permanente presentan resultados contradictorios. Thom y Brown (1987, 1988) observaron que, en estado no compactado, muestras con granulometrías uniforme mostraban un mejor comportamiento ante el desarrollo de deformación en comparación con muestras adecuadamente gradadas sin compactar. Sin embargo, esta diferencia desaparecía una vez que las muestras eran compactadas, sugiriendo que el estado de densificación podría ser un factor más determinante que la gradación en sí misma.

De forma similar, Garnica y Gómez (2001) reportaron que materiales con gradación uniforme mostraban mejor resistencia a la deformación permanente materiales con granulometría bien gradada, a pesar de que estos últimos mostraban mayor peso volumétrico inicial, las granulometrías de los materiales analizados se presentan en la Figura 10, mientras que el desempeño frente a la deformación permanente se ilustra en la Figura 11.

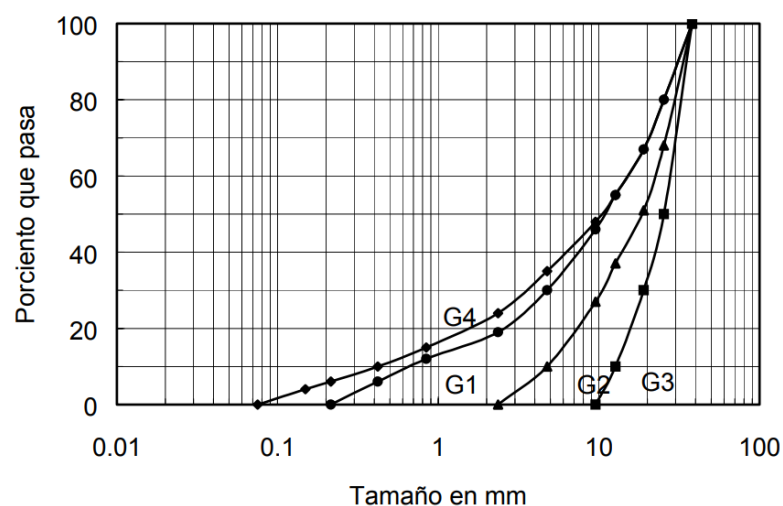


Figura 10. Granulometrías de los materiales analizados. (Garnica & Gómez, 2001)

El análisis de la granulometría y la deformación permanente revela que la distribución del tamaño de las partículas influye significativamente en el comportamiento mecánico bajo carga cíclica. La granulometría G3, con partículas más gruesas, presenta la menor deformación permanente acumulada, sugiriendo una mayor resistencia a la deformación. En contraste, G1, con partículas más finas, exhibe la mayor deformación. G2 muestra un comportamiento intermedio.

Este hallazgo sugiere que una mayor rigidez no necesariamente se significa resistencia más alta a la deformación permanente bajo cargas cíclicas. En resumen, una mayor proporción de partículas gruesas parece mejorar la resistencia a la deformación permanente en este material.

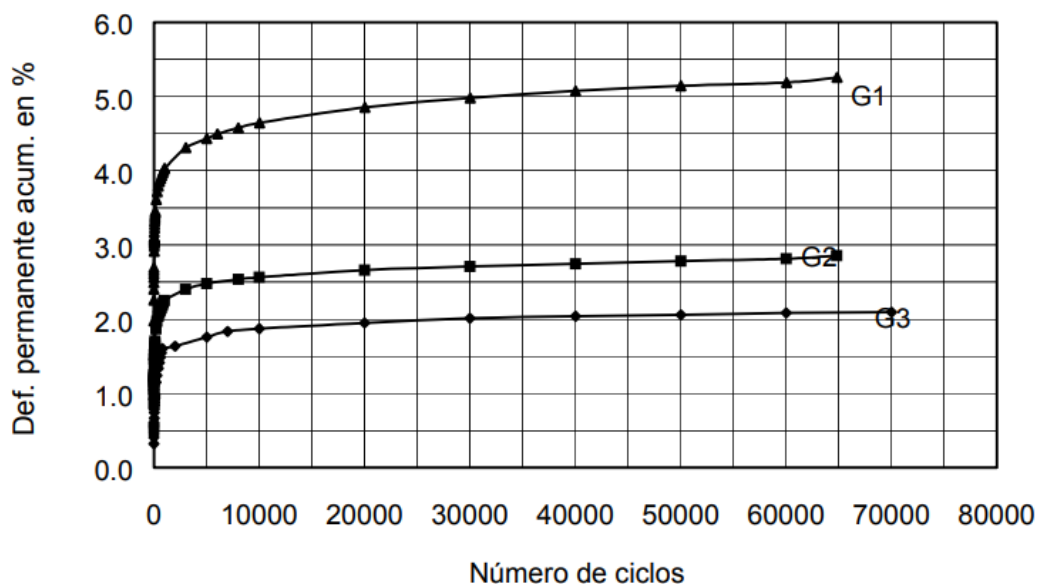


Figura 11. Desarrollo de la deformación permanente en materiales con diferentes granulometrías, sujetas a un mismo nivel de esfuerzos. (Garnica & Gómez, 2001)

Influencia del historial de esfuerzos.

La evolución de la deformación permanente (PD) depende en gran medida de los niveles de esfuerzo. Está directamente relacionado con el esfuerzo desviador e inversamente relacionado con la presión de confinamiento (Morgan, 1966).

Lekarp y Dawson (1998) mencionan que algunas investigaciones demostraron que el nivel de esfuerzo influye significativamente en la generación de deformación permanente en las estructuras de pavimento. Varios investigadores que realizaron ensayos triaxiales de carga repetida en materiales granulares no ligados descubrieron que el desarrollo de la deformación permanente se rige primordialmente por algún tipo de relación de tensiones.

Este concepto se profundiza aún más de acuerdo a lo establecido por (Garnica & Gómez, 2001) donde se comenta que las deformaciones permanentes observadas en los materiales granulares al ser sometidos a esfuerzos cíclicos son mayores que cuando se aplican esfuerzos monotónicos, incluso si las cargas se mantienen durante periodos prolongados. Lo anterior se puede observar en lo ilustrado por la Figura 12, donde se muestra el comportamiento mecánico de materiales granulares mostrando la relación entre el esfuerzo y la deformación axial.

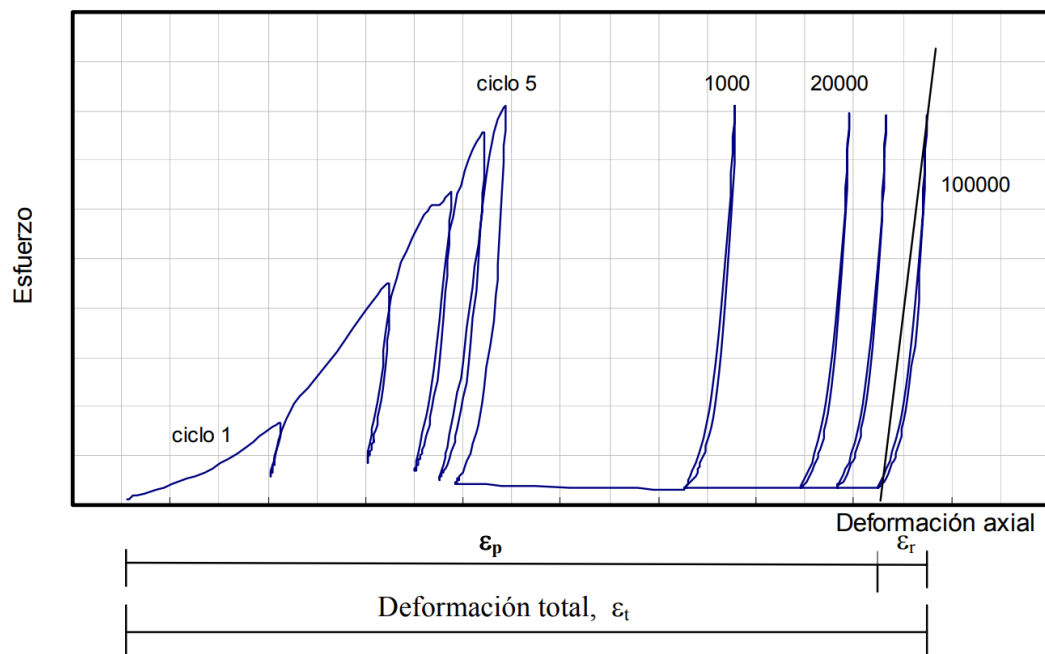


Figura 12. Formación de la deformación y aplicación de ciclos en materiales granulares. (Garnica & Gómez, 2001)

Diversos autores señalan que la evolución de la deformación vertical en materiales granulares se incrementa de manera proporcional con el valor del

esfuerzo desviador (σ_1) y disminuye conforme aumenta la presión de confinamiento (σ_3). Cuando el nivel del esfuerzo desviador es alto y se aproxima al valor de falla en condiciones de carga monotónica, en relación con la presión de confinamiento, el material presenta acumulación progresiva de deformación permanente conforme el paso del tiempo, sin llegar a alcanzar un estado de estabilidad. (Rondón & Reyes, 2009)

Este fenómeno se puede observar en lo presentado a continuación en la figuras 13 y 14,

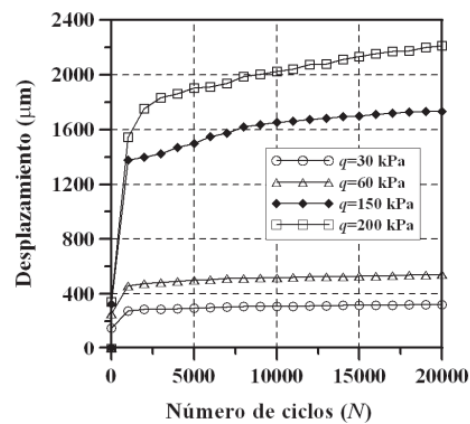


Figura 13. Efecto del esfuerzo desviador en el desarrollo de la deformación vertical permanente. (Rondón & Reyes, 2009)

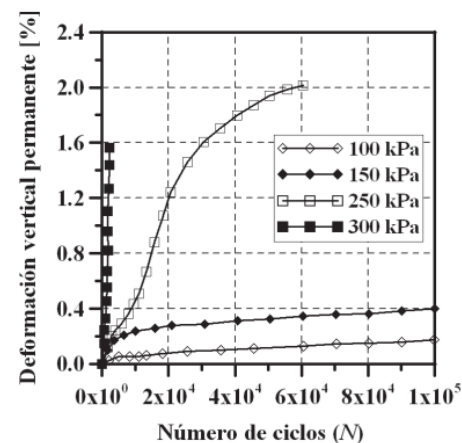


Figura 14. Efecto del esfuerzo vertical en la acumulación de la deformación vertical permanente. (Rondón & Reyes, 2009)

La evolución de deformación permanente también depende del historial de tensiones, donde cualquier carga previa disminuye la acumulación de deformación permanente un estado de esfuerzos determinado. (Rahman M. S., 2015)

La Figura 15 ilustra un patrón típico en el comportamiento de deformación permanente bajo carga cíclica con un nivel de esfuerzo constante.

No obstante, cuando el nivel de esfuerzo cambia durante las sollicitaciones de carga (como ocurre comúnmente en pavimentos reales) la deformación permanente evoluciona conforme se muestra en la Figura 16, influenciada por las variaciones en la de carga y el impacto del historial de tensiones.

El primer caso puede reproducirse mediante una prueba triaxial dinámica de etapa única, mientras que el segundo se simula mediante una prueba triaxial dinámica de etapas múltiples.



Figura 15. Trayectoria típica del desarrollo de deformación permanente.



Figura 16. Trayectorias de esfuerzos en un pavimento real.

MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA EVALUAR LA DEFORMACIÓN PERMANENTE

Ensayos empleados para la determinación de deformación permanente

La evaluación de la deformación permanente en pavimentos requiere ensayos que simulen las condiciones reales de carga y ambiente a las que están sometidas las diferentes capas. Entre los ensayos más utilizados se encuentran:

Ensayos Acelerados de Pavimento con Equipo HVS (Heavy Vehicle Simulator):

Un ensayo acelerado de pavimentos se entiende como aquel en el que se aplica una carga controlada mediante una rueda sobre una estructura de pavimento multicapa, con la finalidad de evaluar su respuesta y comportamiento ante una simulación de daño acumulado inducido de manera acelerada y controlada durante tiempo reducido. (Garnica, Hernández, & Téllez, 2015)

Según Leiva, Aguiar & Camacho (2016) se ha establecido que el HVS es el dispositivo que mejor cumple con los siguientes requerimientos:

- **Movilidad:** Es un equipo que puede operar tanto en instalaciones acondicionadas, así como también ser transportado directamente a tramos específicos de carretera.

- **Evaluación acelerada de pavimentos:** Permite reproducir, en un periodo aproximado de 3 a 6 meses, el deterioro equivalente al generado durante hasta 20 años de servicio.
- **Aplicación de cargas representativas:** Hace posible el control tanto del número como de la posición de las aplicaciones de carga.
- **Compatibilidad:** La información generada es comparable con la obtenida mediante otros dispositivos de características similares.
- **Generación de modelos calibrados:** Los resultados facilitan el ajuste y mejora de modelos de respuesta y desempeño, así como su vinculación con criterios de diseño y procedimientos de laboratorio.

El Simulador de Vehículo Pesado (HVS) es una infraestructura de ensayo a escala real diseñada para inducir el fallo del pavimento, permitiendo acelerar años de solicitaciones de tráfico en un periodo de apenas meses.

Lo que permite rápidamente evaluar nuevos materiales, diseño de pavimentos y procesos constructivos. La información de salida del HVS puede ser empleada para desarrollar y mejorar el modelamiento de materiales, permitiendo mejoras en el diseño y estrategias de mantenimiento.

El equipo (HVS) permite aplicar una carga automatizada de pavimento de al menos 10,000 pasadas unidireccionales o 20,000 pasadas bidireccionales durante un período de 24 horas, utilizando ruedas de camión o de avión, ya sean individuales o dobles. (Dynatest, 2025)



Figura 17. Equipo para ensayo de pavimento a escala real. (Leiva, Camacho, & Aguiar, 2016)

En la Figura 17 se muestra una vista general de un Simulador de Vehículo Pesado (HVS, por sus siglas en inglés). El equipo se observa posicionado sobre una sección de prueba de pavimento a escala real para la ejecución de ensayos de carga acelerada.

A pesar de ser un ensayo bastante prometedor, que brinda de información detallada del comportamiento de una estructura de pavimento simulando las condiciones a las que se enfrenta en campo, una de las limitaciones sería el mismo acceso al equipo.

Debido a que existe un número limitado de equipos, y los periodos de análisis podrían prolongarse para un proyecto.

Ensayos Triaxiales de Carga Repetida:

Considerados entre los métodos más completos, los ensayos triaxiales de carga repetida permiten analizar la deformación acumulada en suelos, bases granulares y mezclas asfálticas bajo cargas cíclicas y diversos estados de esfuerzo.

Su capacidad para controlar presión de confinamiento y humedad los hace esenciales en el diseño de pavimentos. Al realizar el ensayo triaxial de carga

repetida, una probeta cilíndrica del material a ensayar se coloca dentro de una cámara triaxial convencional y usualmente se somete a una presión de cámara uniforme. Luego, se aplica un gran número de cargas axiales repetidas a la probeta a través del pistón de la cámara mediante un sistema de carga neumático, hidráulico o mecánico.

En campo, tanto la presión de confinamiento como el esfuerzo axial varían conforme que una carga de rueda se mueve sobre la superficie. Sin embargo, por conveniencia, la mayoría de los investigadores han mantenido constante la presión de confinamiento.

La ventaja obvia del ensayo de carga repetida sobre los ensayos que utilizan una sola carga aplicada lentamente es que la condición de esfuerzo repetitivo aplicado rápidamente utilizada en los ensayos de carga repetida se aproxima mucho más a las condiciones de carga dinámica que realmente ocurren debajo de la superficie de un sistema de pavimento, la cual se puede observar se observa en la Figura 18. (Barksdale R. D., 1971)

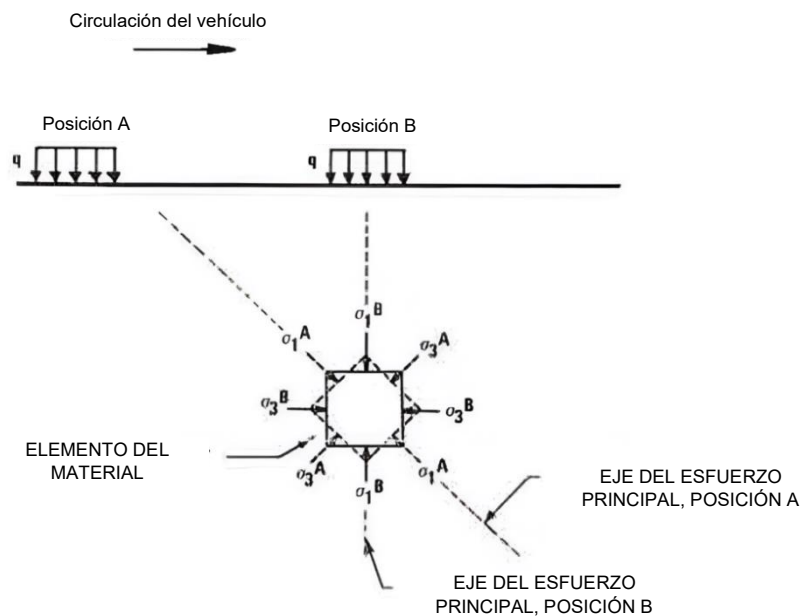


Figura 18. Rotación de los ejes principales de esfuerzo en un elemento sujeto a movimientos de vehículos sobre la superficie. (Barksdale R. D., 1971)

Comúnmente, estos ensayos se han utilizado para determinar el módulo resiliente de los materiales empleados en las estructuras de pavimento.

El procedimiento AASHTO T274-82 representó una de las metodologías iniciales desarrolladas para medir el módulo de resiliencia en materiales de pavimentación, el cual recibió numerosas críticas debido a su prolongada duración (aproximadamente 5 horas) y al uso de niveles de carga demasiado severos, lo que en muchos casos provocaba la falla del espécimen durante la etapa de acondicionamiento.

Como resultado, el método fue objeto de varias revisiones. La primera de ellas derivó en el AASHTO T292-91I, que disminuyó el tiempo total de prueba a 2.5 horas.

Posteriormente, en 1992, AASHTO adoptó el procedimiento de prueba SHRP P46, el cual fue formalizado como AASHTO T294-92 (AASHTO, 1994). Finalmente, el protocolo fue actualizado nuevamente y se publicó como AASHTO T307-99, versión que sigue siendo una referencia importante para la caracterización de materiales en estructuras de pavimento. (Pérez, Garnica, González, Curiel, & Ruiz, 2016)

La investigación NCHRP 01-28 hizo aportes significativos en este campo, al estudiar en profundidad los estados de esfuerzo adecuados para la evaluación del módulo resiliente en materiales granulares.

El estado de esfuerzo para materiales de subrasante definido en los diferentes protocolos establecidos por AASHTO fueron los descritos en la Tabla 1.

Tabla 1. Configuraciones de esfuerzo empleadas según las normativas AASHTO. (Pérez, Garnica, González, Curiel, & Ruiz, 2016)

Procedimiento de prueba	σ_d (kPa)	σ_3 (kPa)	Número de ciclos
T274-82	7	41, 21, 0	200
	14	41, 21, 0	200
	28	41, 21, 0	200
	55	41, 21, 0	200
	69	41, 21, 0	200
T-292-91	21, 34, 48, 69, 103	21	50
T294-94	14, 28, 41, 55, 69	41	100
	14, 28, 41, 55, 69	21	100
	14, 28, 41, 55, 69	0	100
T307-99	14, 28, 41, 55, 69	41	100
	14, 28, 41, 55, 69	28	100
	14, 28, 41, 55, 69	14	100

Finalmente concluyendo con lo establecido en la norma AASHTO T307-99 “Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials”.

Determinación del módulo resiliente de suelos y materiales agregados (Norma AASHTO T307-12)

La norma AASHTO T307-12 especifica el procedimiento para la cuantificación del módulo resiliente en suelos y materiales granulares, ya sea en estado inalterado o compactados en laboratorio, mediante la simulación de los estados de esfuerzo y deformación que se presentan en pavimentos flexibles sometidos a cargas móviles.

Métodos de Ensayo.

El procedimiento consiste en aplicar una carga axial cíclica repetitiva, con magnitud constante y un tiempo de aplicación de 0.1 segundos, dentro de un ciclo cuya duración total varía entre 1.0 y 3.1 segundos. La probeta es sometida simultáneamente a un esfuerzo dinámico cíclico y aplicado un esfuerzo de confinamiento estático mediante una cámara triaxial presurizada. La deformación axial resiliente, es decir, la parte recuperable de la deformación total, se registra para la determinación del módulo resiliente.

El método distingue dos tipos de materiales basados en su granulometría y límite de plasticidad:

Material Tipo 1: Agregados granulares no tratados y suelos de subrasante con menos del 70% pasando el tamiz de 2.00 mm (No. 10) y menos del 20% pasando el tamiz de 75 μm (No. 200), y con un índice de plasticidad de 10 o menos. Se moldean en un molde de 150 mm de diámetro.

Material Tipo 2: Incluye todos los materiales de base/subbase granular no tratados y suelos de subrasante no incluidos en el Tipo 1. Las muestras de suelo de subrasante tomadas con tubos de pared delgada también se clasifican como Tipo 2.

Equipo Utilizado

Cámara de Presión Triaxial: Controla la muestra de ensayo y el fluido de confinamiento (aire). Debe ser de material transparente (policarbonato, acrílico) para permitir la observación de la muestra durante el ensayo. La deformación se mide externamente con dos transductores de desplazamiento lineal variable (LVDT) con resorte.

Dispositivo de Carga: Máquina de ensayo electrohidráulica o electroneumática de circuito cerrado y carga superior, con un generador de funciones capaz de aplicar pulsos de carga de forma haversine. Las duraciones de los pulsos de carga son de 0.1 segundos y los períodos de reposo varían entre 0.9 y 3.0 segundos, dependiendo del tipo de dispositivo de carga (neumático o hidráulico).

Equipo de Medición de Carga y Respuesta de la Muestra:

Celda de Carga: Dispositivo electrónico ubicado entre el actuador y la varilla del pistón de la cámara para medir la carga axial. La capacidad y precisión requeridas varían según el diámetro de la muestra (por ejemplo, 2.2 kN para 71 mm, 22.24 kN para 152 mm).

Manómetros o Transductores de Presión: Para monitorear las presiones de la cámara de ensayo, con una precisión de 0.7 kPa.

Sistema de Medición de Deformación Axial (LVDTs): Dos LVDT fijados a lados opuestos de la varilla del pistón fuera de la cámara de ensayo. Deben ser LVDT con resorte con rangos específicos según el diámetro de la muestra (por ejemplo, ± 1 mm para 71 mm, ± 6 mm para 152 mm). Deben cumplir especificaciones mínimas de linealidad ($\pm 0.25\%$ de la escala completa) y repetibilidad ($\pm 1\%$ de la escala completa).

En la Figura 19 se muestra el esquema del sistema de ensayo triaxial, incluyendo la cámara de presión, el dispositivo de carga y los equipos de medición asociados.

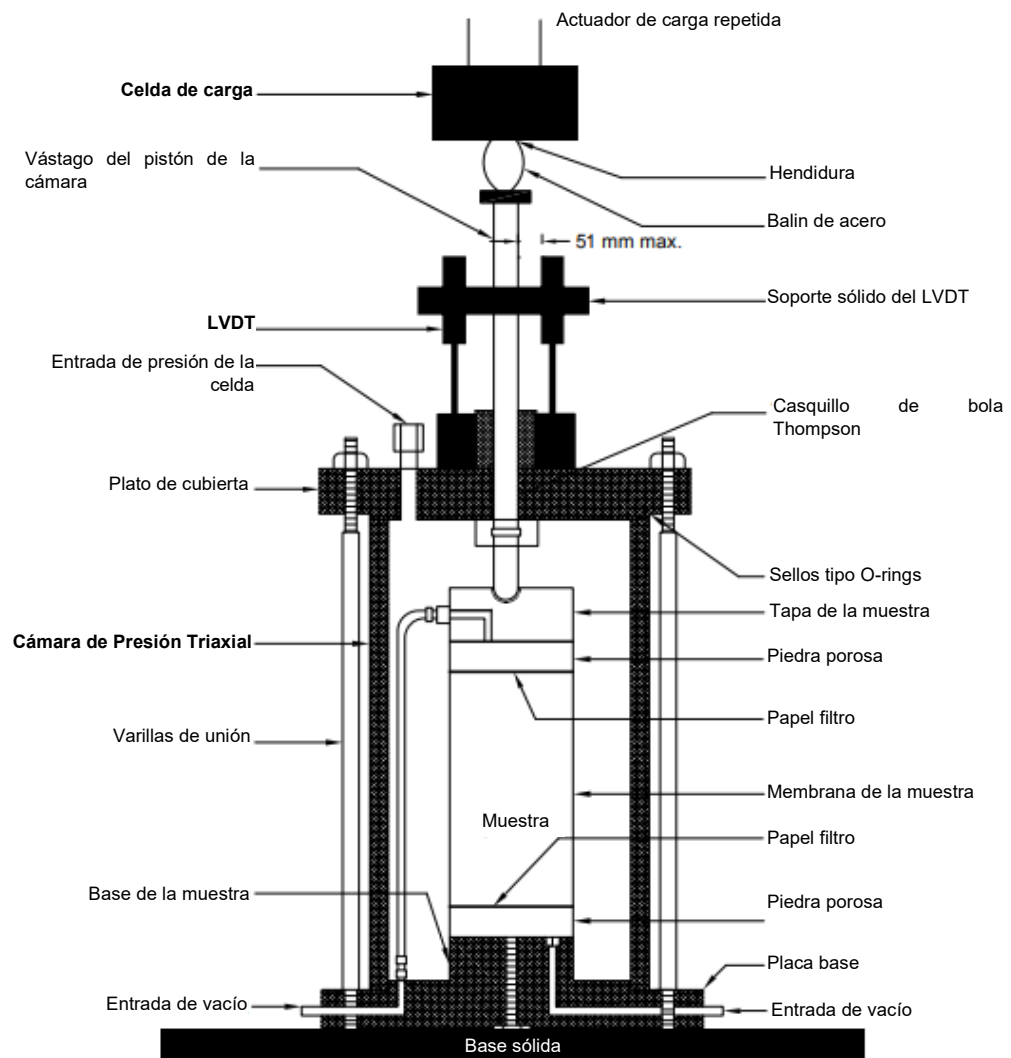


Figura 19. Celda de ensayo triaxial. (AASHTO T 307-99, 2012)

Procedimiento del Ensayo del Módulo Resiliente

El ensayo del módulo resiliente, según la norma AASHTO T307-12, evalúa suelos de subrasante y materiales de base/subbase bajo condiciones que simulan las cargas de un pavimento.

El procedimiento implica la preparación de la muestra, sea inalterada o compactada en laboratorio. Para suelos de subrasante, el ensayo comienza con el ensamblaje de la muestra en la cámara triaxial, asegurando un sellado hermético.

Luego, se realiza una fase de acondicionamiento aplicando un mínimo de 500 repeticiones de carga cíclica específica, monitoreando la deformación y deteniendo el proceso si la deformación permanente alcanza el 5%.

A continuación, se procede al ensayo de la muestra siguiendo una secuencia de carga predefinida (Tabla 1), aplicando 100 repeticiones por secuencia y registrando las deformaciones recuperadas. Si la deformación permanente excede el 5% en cualquier momento, el ensayo se detiene.

Opcionalmente, si la deformación permanente no excede el 5%, se puede realizar un ensayo de esfuerzo de corte rápida.

Finalmente, se obtiene el contenido de humedad de la probeta. Para los materiales de base y subbase, el procedimiento es análogo al de los suelos de subrasante, aunque con secuencias de carga y presiones de confinamiento particulares (Tabla 2) y un esfuerzo axial máximo de acondicionamiento de 103.4 kPa.

La AASHTO T307-12 describe el procedimiento para la evaluación del módulo resiliente en suelos y agregados, en estado natural o compactados, a partir de la simulación de las acciones de carga y las deformaciones que ocurren en pavimentos flexibles bajo ruedas en movimiento.

Tabla 2. Secuencia de prueba para suelo de subrasante. (AASHTO T 307-99, 2012)

Sequence No.	Confining Pressure, S_3		Max. Axial Stress, S_{max}		Cyclic Stress, S_{cyclic}		Constant Stress, $0.1S_{max}$		No. of Load Applications
	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	
0	41.4	6	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	500-1000
1	41.4	6	13.8	2	12.4	1.8	1.4	0.2	100
2	41.4	6	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	100
3	41.4	6	41.4	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
4	41.4	6	55.2	8	49.7	7.2	5.5	0.8	100
5	41.4	6	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100
6	27.6	4	13.8	2	12.4	1.8	1.4	0.2	100
7	27.6	4	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	100
8	27.6	4	41.4	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
9	27.6	4	55.2	8	49.7	7.2	5.5	0.8	100
10	27.6	4	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100
11	13.8	2	13.8	2	12.4	1.8	1.4	0.2	100
12	13.8	2	27.6	4	24.8	3.6	2.8	0.4	100
13	13.8	2	41.4	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
14	13.8	2	55.2	8	49.7	7.2	5.5	0.8	100
15	13.8	2	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100

Y para materiales que conforman la base y subbase de estructuras de pavimento se estableció la siguiente configuración mostrada en la Tabla 3:

Tabla 3. Secuencia de prueba para materiales de base/subbase. (AASHTO T 307-99, 2012)

Sequence No.	Confining Pressure, S_3		Max. Axial Stress, S_{max}		Cyclic Stress, S_{cyclic}		Constant Stress, $0.1S_{max}$		No. of Load Applications
	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	
0	103.4	15	103.4	15	93.1	13.5	10.3	1.5	500-1000
1	20.7	3	20.7	3	18.6	2.7	2.1	0.3	100
2	20.7	3	41.4	6	37.3	5.4	4.1	0.6	100
3	20.7	3	62.1	9	55.9	8.1	6.2	0.9	100
4	34.5	5	34.5	5	31.0	4.5	3.5	0.5	100
5	34.5	5	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100
6	34.5	5	103.4	15	93.1	13.5	10.3	1.5	100
7	68.9	10	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100
8	68.9	10	137.9	20	124.1	18.0	13.8	2.0	100
9	68.9	10	206.8	30	186.1	27.0	20.7	3.0	100
10	103.4	15	68.9	10	62.0	9.0	6.9	1.0	100
11	103.4	15	103.4	15	93.1	13.5	10.3	1.5	100
12	103.4	15	206.8	30	186.1	27.0	20.7	3.0	100
13	137.9	20	103.4	15	93.1	13.5	10.3	1.5	100
14	137.9	20	137.9	20	124.1	18.0	13.8	2.0	100
15	137.9	20	275.8	40	248.2	36.0	27.6	4.0	100

Origen del estado de esfuerzos establecidos en la prueba de carga repetida AASHTO 307.

La resistencia ante la aplicación de carga cíclica depende de diversos factores, que incluyen densidad, presión de confinamiento, esfuerzo cortante cíclico aplicado, historial esfuerzos, composición de la particular, antigüedad del

depósito de suelo, el muestreo y frecuencia, uniformidad y tipo de onda cíclica. (ASTM , 2012)

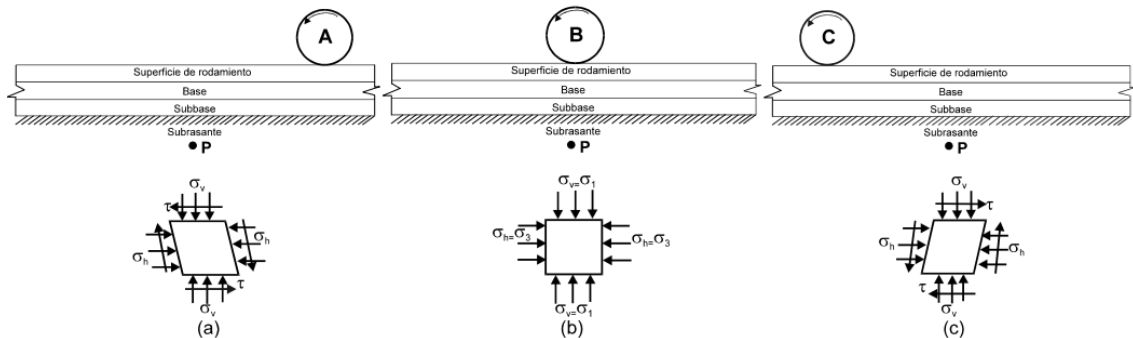


Figura 20. Estado de esfuerzos en la subrasante.

El esquema de la Figura 20, muestra el comportamiento mecánico de las capas de un pavimento (superficie de rodamiento, base, subbase y subrasante) bajo una carga móvil. Se observa cómo el estado de esfuerzos en un elemento diferencial situado en el punto P de la subrasante varía dinámicamente.

En 1996, Brown realizó mediciones de esfuerzos reales del esfuerzo vertical en la capa de subrasante de un pavimento construido. El esfuerzo máximo que se registro fue de 16 kPa, estos resultados se pueden observar en el gráfico de la Figura 21.

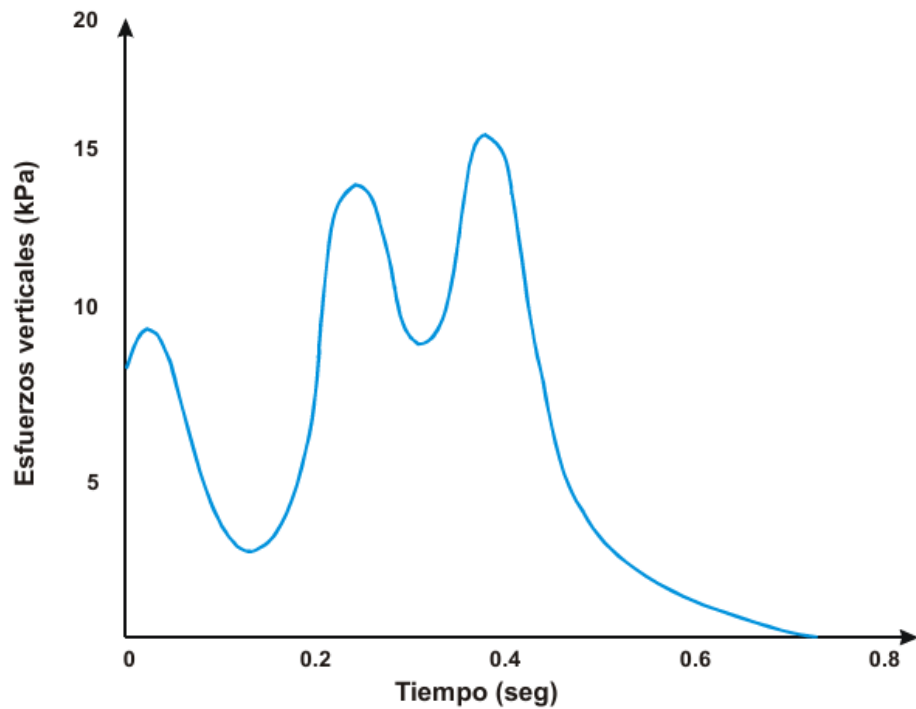


Figura 21. Esfuerzos verticales en subrasante en carpeta de 165 mm. (Garnica Anguas, Gómez López, & Sesma Martínez, 2002)

Ensayo Multietapa de Carga Repetida

Los ensayos de deformación permanente de materiales no ligados en pavimentos mediante ensayos RLT se realizan frecuentemente en materiales granulares de grano grueso utilizando una única trayectoria de esfuerzo, en la que los materiales se exponen a un gran número de pulsos de carga de amplitud constante bajo presión de confinamiento constante. Sin embargo, en la práctica, el material se somete a numerosas trayectorias de esfuerzo de diferentes magnitudes y, por lo tanto, una comprensión más completa del comportamiento del pavimento requiere la preparación y el ensayo de varias muestras, lo cual resulta tedioso y costoso. Para solucionar esto, se introdujo el denominado ensayo RLT multietapa, en el que una sola muestra se expone a una serie de trayectorias de esfuerzo consecutivas de magnitudes variables. (Salour & Erlingsson, 2015)

El enfoque de ensayo multietapa, consiste en realizar ensayos triaxiales por etapas, es decir, en aplicar sobre una misma probeta varios niveles de tensiones

sucesivos crecientes (se efectúan N1 ciclos de carga en el primer nivel de tensiones, luego N2 ciclos en el segundo nivel, etc.).

Esto reduce el número de ensayos por ejecutar (ganancia de tiempo y de material), pero también disminuir la dispersión experimental, ya que se utiliza una misma probeta para obtener información a varios niveles de tensiones. (Gidel, Horny, Chauvin, Breysse, & Denis, 2001)

El ensayo multietapa para materiales granulares en pavimentos está normado por el Estándar Europeo CEN 13286-7:2004 ("Unbound and hydraulically bound mixtures"). Este método tiene como objetivo principal:

Establecer los niveles máximos de esfuerzo para no permitir el desarrollo de deformaciones permanentes excesivas.

Protocolo del Ensayo

1. Configuración de tensiones:

- Se aplican diferentes trayectorias de esfuerzo axial (niveles de carga) sobre la misma probeta, manteniendo la presión de confinamiento constante.
- La norma define dos categorías de niveles de esfuerzo:

Alto (Tráfico pesado en autopistas).

Bajo (Vías secundarias).

2. Parámetros de carga:

- Ciclos por etapa: 10,000 ciclos por cada trayectoria de esfuerzo.
- Forma de onda: Haversiana para simular pulsos de carga vehicular.
- Frecuencia: 10 Hz.
- Sin periodo de reposo entre etapas, replicando condiciones de tráfico continuo.

3. *Criterios de evaluación:*

- Se monitorea la evolución de deformación permanente (ϵ_p) en cada etapa.
- El límite aceptable de deformación depende del tipo de vía (ej.: < 5% de deformación axial acumulada para carreteras principales).

La norma establece dos niveles diferenciados de esfuerzo aplicable, la diferencia entre son el estado de esfuerzos al que se somete la probeta, categorizándolos como nivel bajo que se detallan en la Tabla 4, y nivel alto descrito en la Tabla 5 que se muestran a continuación.

Tabla 4. Niveles de esfuerzo para ensayo multietapa (alto nivel de esfuerzos).
(CEN, 2004)

Secuencia 1			Secuencia 2			Secuencia 3			Secuencia 4			Secuencia 5					
Esfuerzo de confinamiento, 3 kPa			Esfuerzo desviador, 4 kPa			Esfuerzo de confinamiento, 3 kPa			Esfuerzo desviador, 4 kPa			Esfuerzo de confinamiento, 3 kPa			Esfuerzo desviador, 4 kPa		
Constante	Min	Max	Constante	Min	Max	Constante	Min	Max	Constante	Min	Max	Constante	Min	Max			
20	0	50	45	0	100	70	0	120	100	0	200	150	0	200			
20	0	80	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	300			
20	0	110	45	0	240	70	0	320	100	0	400	150	0	400			
20	0	140	45	0	300	70	0	400	100	0	500	150	0	500			
20	0	170	45	0	360	70	0	480	100	0	600	150	0	600			
20	0	200	45	0	420	70	0	560									

Tabla 5. Niveles de esfuerzo para ensayo multietapa (bajo nivel de esfuerzos).
(CEN, 2004)

Secuencia 1			Secuencia 2			Secuencia 3			Secuencia 4			Secuencia 5					
Esfuerzo de confinamiento, 3 kPa			Esfuerzo desviador, 4 kPa			Esfuerzo de confinamiento, 3 kPa			Esfuerzo desviador, 4 kPa			Esfuerzo de confinamiento, 3 kPa			Esfuerzo desviador, 4 kPa		
Constante	Min	Max	Constante	Min	Max	Constante	Min	Max	Constante	Min	Max	Constante	Min	Max			
20	0	20	45	0	60	70	0	80	100	0	100	150	0	100			
20	0	40	45	0	90	70	0	120	100	0	150	150	0	200			
20	0	60	45	0	120	70	0	160	100	0	200	150	0	300			
20	0	80	45	0	150	70	0	200	100	0	250	150	0	400			
20	0	100	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	500			
20	0	120	45	0	210	70	0	280	100	0	350	150	0	600			

Tipos de ondas de carga, tiempos de aplicación y reposo en ensayos de carga repetida.

El tipo de carga y el tiempo de aplicación empleados en los ensayos de carga repetida deben representar adecuadamente las condiciones que se presentan en campo.

Cuando una carga de rueda se encuentra a una distancia suficientemente alejada de un punto específico dentro del pavimento, el esfuerzo inducido en

dicho punto es prácticamente nulo; en contraste, cuando la carga se posiciona directamente sobre él, el esfuerzo alcanza su valor máximo.

En consecuencia, es razonable asumir que el pulso de esfuerzo adopta una forma haversina o triangular, cuya duración depende de la velocidad del vehículo y de la profundidad del punto analizado con respecto a la superficie del pavimento. (Huang, 2004)

En 1971, Barksdale realizó una investigación donde determinó que la forma real del pulso de esfuerzo se aproxima utilizando un pulso de esfuerzo sinusoidal o triangular equivalente, mismos que se presentan en la Figura 22.

La razón para elegir estas formas de pulso equivalentes simplificadas es que todos los sistemas de carga neumáticos, hidráulicos y mecánicos de uso común generalmente pueden configurarse para aplicar uno o ambos.

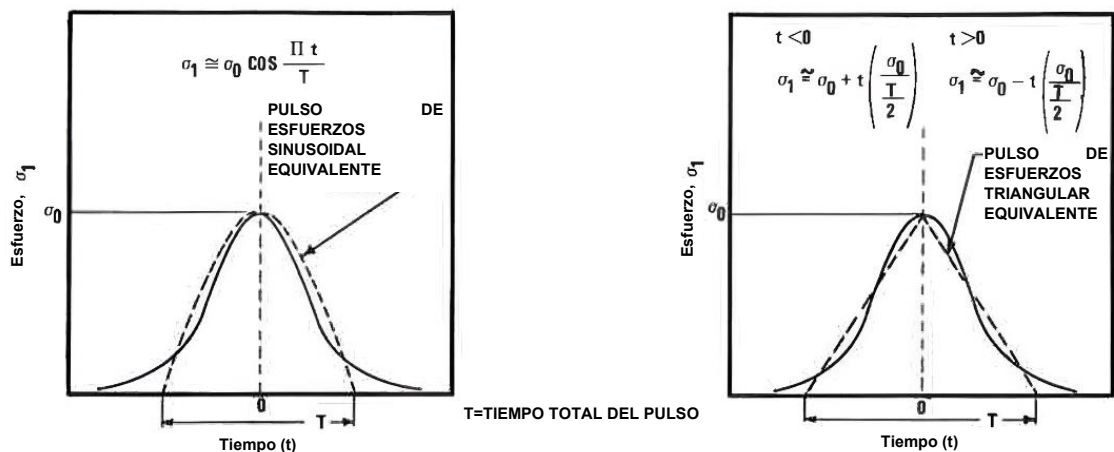


Figura 22. Pulsos de esfuerzo sinusoidales y triangulares equivalentes.

(Barksdale R. D., 1971)

Posteriormente, la AASHTO comenzó a implementar una forma de onda haversiana en el protocolo de ensayo del módulo resiliente. Las características y forma de la onda se ilustran en la Figura 23 que se muestra a continuación.

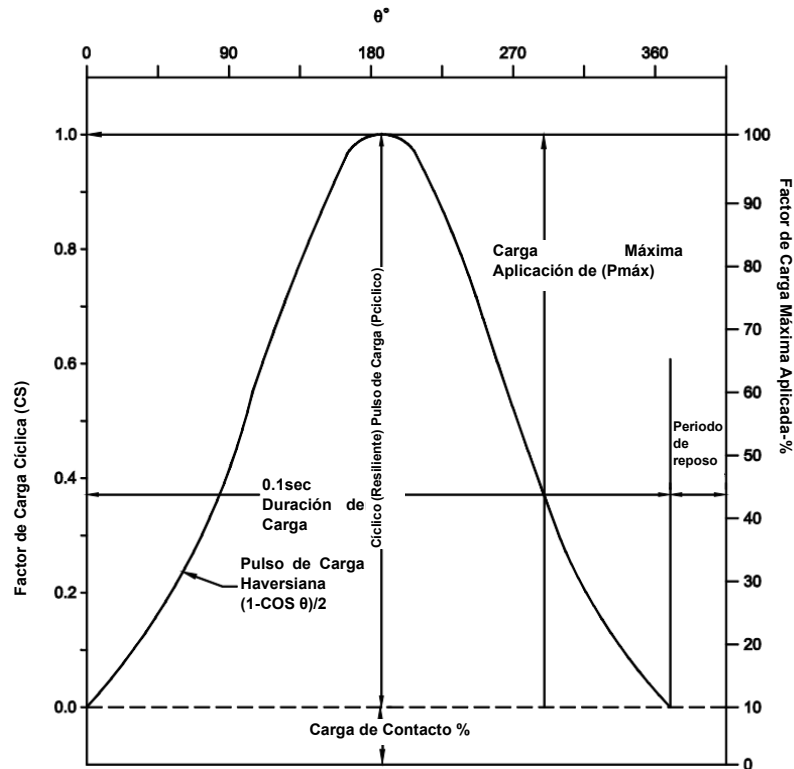


Figura 23. Forma de onda haversiana en ensayo para modulo resiliente.
(AASHTO T 307-99, 2012)

La frecuencia de carga se especifica en los protocolos de prueba de la AASHTO, donde se utiliza una frecuencia de carga de 1 Hz con 0.1 s de carga y 0.9 s de descanso en una onda de media sinusoidal en EE. UU. y también en China.

En Austria se recomienda un pulso trapezoidal con 1 s de carga y un período de descanso de 2 s, lo que tiene una frecuencia de 0.33 Hz. El estándar europeo utiliza un pulso de esfuerzo sinusoidal entre 0 y 10 Hz para pruebas de carga repetida y sin reposo para ensayos multietapa.

Generalmente, la frecuencia de carga variaba según los diferentes propósitos, lo cual se determinaba por la duración de la carga y el período de descanso. Con base en la velocidad del vehículo, el período de carga puede obtenerse mediante análisis teóricos y pruebas de campo.

MODELOS PARA LA PREDICCIÓN DE LA DEFORMACIÓN PERMANENTE **Modelos de deformación permanente para capas no ligadas del pavimento.**

Para comprender el comportamiento de los materiales granulares ante cargas repetidas se han desarrollado una extensa serie de modelos para deformación permanente a través de pruebas triaxiales dinámicas.

Debido a la influencia de varios factores, la estimación precisa de la deformación permanente es un tema complejo.

En las últimas décadas, se han realizado muchas investigaciones para elaborar modelos predictivos que estimen la deformación permanente de los suelos de subrasante.

Los modelos predictivos existentes de deformación permanente para materiales empleados como subrasante generalmente se dividen en dos categorías (Gu, 2016), entre los cuales se distinguen modelos de fundamento mecánico y modelos empírico-mecanicista.

Los modelos basados en la mecánica se desarrollaron basándose en la teoría elastoplástica. La ventaja de los modelos basados en la mecánica es que se consideran los efectos de los niveles de esfuerzo y las trayectorias de esfuerzo en la deformación permanente de los materiales de subrasante. (Zhang, Peng, Zhang, & Li, 2020)

Barksdale (1972)

En 1972, Barksdale desarrollo un método para determinar el ahuellamiento o deformación permanente en bases del pavimento, que posteriormente utilizaría en otros materiales.

El método requiere de resultados de la prueba triaxial cíclica, que se realizaron con especímenes de 6 pulgadas de diámetro y 12 pulgadas de altura de piedra triturada, sometidas a 10^5 repeticiones de carga. Mediante la construcción de curvas de esfuerzo-deformación, relacionó el esfuerzo desviador, la presión de confinamiento y la deformación axial plástica.

Propuso un índice de rodera el cual podía ser calculado utilizando esfuerzo-deformación plástica y este es aproximadamente proporcional a la profundidad de rodera que ocurrirá en la base en consecuencia de la repetición de cargas.

El índice de rodera pareció ser un método de laboratorio práctico para evaluar el desempeño de los materiales utilizados en las estructuras de pavimento.

Como resultado de las pruebas y con el análisis del índice de rodera, se obtuvo que en buenas condiciones de drenaje y un mantenimiento adecuado de la superficie del pavimento, las mezclas con proporciones de 20% de suelo y 80% de material granular tendrían un desempeño satisfactorio.

Las mezclas de suelo y agregado con propiedades similares a los materiales probados no deberían usarse en absoluto en condiciones de mal drenaje, y las mezclas de 40%-60% no deberían usarse incluso en buenas condiciones de drenaje.

Los resultados indican además que solo se debe usar una cantidad suficiente de finos en una base de piedra triturada para permitir una compactación adecuada si se desea minimizar la cantidad de rodera en la base. (Barksdale R. D., 1974)

Lo anterior le permitió generar un modelo para estudiar el comportamiento ante la deformación permanente de los materiales, el cual está plasmado en la Ecuación 2.

$$\varepsilon_1^p = a + b \log (N) \quad (2)$$

Donde:

a, b: coeficientes de regresión

N: Número de aplicaciones de carga

Monismith (1975)

En 1975, Monismith propuso la relación entre la deformación permanente y los tiempos de carga basándose en los resultados de pruebas triaxiales repetidas en arcilla limosa, y estableció un modelo de predicción exponencial (Ecuación 3) (Monismith et al., 1975, citado en [Zhang, Peng, Zhang & Li, [2020]])

$$\varepsilon_p = aN^b \quad (3)$$

Donde:

a, b: coeficientes de regresión

N: Número de aplicaciones de carga

Al mismo tiempo, Monismith descubrió que el parámetro b está relacionado con el tipo de suelo, y el parámetro a está relacionado con el contenido de agua y la historia de tensiones. El modelo indicó claramente que la deformación permanente y el número de cargas están correlacionados linealmente.

Veverka (1979)

Veverka (1979) relaciono las propiedades de deformación permanente y deformación resiliente de los materiales granulares obteniendo la Ecuación 4:

$$\varepsilon_1^p = \mu \cdot \varepsilon \cdot N^\alpha \quad (4)$$

Donde:

μ : Constante de proporcionalidad entre las deformaciones permanentes y la resiliente

ε : Deformación permanente para los primeros 200 ciclos de carga

α : Parámetro que tiene en cuenta la disminución de la tasa de deformación con N

La expresión plantea la existencia de una relación de tipo lineal entre la deformación permanente y la deformación resiliente. Sin embargo, en el estudio sobre el comportamiento permanente de diversos materiales granulares utilizados en capas de base, así como de arenas, desarrollado por Sweere (1990), no fue posible corroborar dicha relación.

Hasta la fecha, no se han reportado investigaciones que confirmen la validez de esta ecuación. (Pérez & Gamir, 2000)

Tseng y Lytton (1989)

En 1989 Tseng y Lytton desarrollaron una ecuación como resultado de ensayos triaxiales, encontraron la correlación entre la deformación permanente y los ciclos de carga, está se muestra en la Ecuación 5.

$$\varepsilon_{1,p} = \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \varepsilon_v \quad (5)$$

Donde:

ε_0 : Deformación axial permanente máxima

ε_v : Deformación vertical

ρ : Factor de escala

β : Factor de forma

Los parámetros ρ y β son parámetros obtenidos por regresión.

Se ha encontrado que la ecuación de Tseng y Lytton es aplicable a todos los materiales de pavimento flexibles (concreto asfáltico, subrasante y base granular).

La ecuación se resuelve mediante un procedimiento simple que utiliza la derivada y el método de diferencias finitas (Papagiannakis y Masad, 2008; Tseng y Lytton, 1989) y se reduce a la Ecuación 6: (Ba, Tinjum, & Fall, 2015)

$$\log \frac{\Delta(\ln(\varepsilon_{1,p}))}{\Delta(\ln N)} = \log(\beta \rho^\beta) - \beta \log N \quad (6)$$

Sweere (1990)

En 1990 Sweere realizó una investigación sobre la deformación permanente a largo plazo en materiales granulares, por medio de ensayos triaxiales con cargas repetidas. Argumentó que la ecuación de Barksdale se ajustaba de forma correcta a los valores obtenidos por ensayos triaxiales debido al número de ciclos 10^5 y que al incrementar el número de ciclos a 10^6 la ecuación no generaba buenos resultados. Por lo que modificó la ecuación de Barksdale para obtener

un mejor ajuste aun cuando el número de ciclos incrementaba, obteniendo la Ecuación 7:

$$\log(\varepsilon_1^p) = a + b \cdot \log(N) \quad (7)$$

Donde:

a, b: son parámetros del material obtenidos por regresión

Puppala et al. (1999)

Se realizaron pruebas triaxiales dinámicas adoptando tres tipos de suelos. Luego, se descubrió que el efecto de la fuerza sobre la deformación puede reflejarse más completamente por el esfuerzo volumétrico normal medio y se propuso un modelo mejorado basado en el modelo de la ecuación propuesta en 1993 por Ullidtz (Ecuación 8).

$$\varepsilon_p = AN^\alpha \left(\frac{\sigma_z}{P_a} \right)^\beta \quad (8)$$

Donde:

P_a es la presión atmosférica, P_a = 101.3 kPa

σ_z es el esfuerzo axial efectivo

A, α, β son coeficientes de regresión

Posteriormente, la ecuación adaptada por Puppala en 1999 se expresa como se indica en la Ecuación (9) donde el esfuerzo normal medio σ_m se define de acuerdo con la Ecuación (10).

$$\varepsilon_p = \alpha_1 N^{\alpha_2} \left(\frac{\sigma_m}{p_a} \right)^{\alpha_3} \quad (9)$$

Donde:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (10)$$

σ_m es el esfuerzo volumétrico normal medio

σ₁, σ₂, σ₃ son los esfuerzos principales

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ coeficientes de calibración

El-Basyouny (2005)

En 2005 El-Basyouny et al., modificaron el modelo desarrollado por Tseng y Lytton (1989) con el fin de reducir el error de predicción en cada capa del pavimento, lo que facilitó su implementación dentro de la guía de diseño empírico-mecanicista de la AASHTO.

El modelo propuesto se expresa mediante la Ecuación (11).

$$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \quad (11)$$

Las condiciones límite del modelo se establecen para $N=1$ y $N=10^9$, y se presentan en las Ecuaciones (12) y (13), respectivamente, donde la deformación permanente se relaciona con el módulo resiliente del material.

A partir de estas condiciones, el parámetro $\varepsilon_0/\varepsilon_r$ se define como el promedio ponderado de ambas expresiones, de acuerdo con la Ecuación (14).

Asimismo, el parámetro β , que controla la tasa de acumulación de deformación permanente, se determina en función del contenido de humedad del material mediante la Ecuación (15), mientras que el parámetro C_0 , asociado a la relación entre las condiciones límite del modelo, se define conforme a la Ecuación (16).

$$\frac{\varepsilon_p(1)}{\varepsilon_r} = a_1 E^{b_1} \text{ para } N = 1 \quad (12)$$

$$\frac{\varepsilon_p(10^9)}{\varepsilon_r} = a_9 E^{b_9} \text{ para } N = 10^9 \quad (13)$$

El parámetro $\varepsilon_0/\varepsilon_r$ se calcula como:

$$\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} = \frac{\left(e^{(\rho)^\beta} a_1 E^{b_1}\right) + \left(e^{\left(\frac{\rho}{10^9}\right)^\beta} a_9 E^{b_9}\right)}{2} \quad (14)$$

Los parámetros β y C_0 se determinan mediante las siguientes expresiones empíricas:

$$\log \beta = -0.61119 - 0.017638w; C_0 = \ln \left(\frac{a_1 E^{b_1}}{a_9 E^{b_9}} \right) \quad (15)$$

Donde:

E : módulo resiliente

w : contenido de humedad

a_1, a_9, b_1 y b_9 son parámetros que se pueden calcular asumiendo valores

$$\varepsilon_p = \varepsilon_r$$

Finalmente, el modelo de predicción para deformación permanente propuesto en la guía de diseño metodología empírico-mecanicista está definido por la Ecuación (16), mientras que el parámetro $\varepsilon_0/\varepsilon_r$ por la Ecuación (17) y C_0 por la Ecuación (18):

$$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \beta_{GB} \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \quad (16)$$

$$\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} = \frac{0.15 x e^{(\rho)^\beta} + 20 x e \left(\frac{\rho}{10^9} \right)^\beta}{2} \quad (17)$$

$$\rho = 10^9 \left[\frac{-4.89285}{1 - (10^9)^\beta} \right]^{\frac{1}{\beta}} \quad (18)$$

Donde:

β_{GB} es el factor de corrección de la carretera, $\beta_{GB} = 1.35$

Guía Empírico-Mecanicista AASHTO (2008)

De acuerdo con la Guía Empírico-Mecanicista AASHTO (2008), la deformación permanente acumulada en una capa o subcapa no ligada se calcula mediante la Ecuación (19).

$$\Delta_{p(\text{soil})} = \beta_{s1} k_{s1} \varepsilon_v h_{\text{soil}} \left(\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left(\frac{\rho}{n}\right)^\beta} \quad (19)$$

$\Delta_{p(\text{soil})}$: Deformación permanente o plástica para la capa/subcapa en pulgadas.

n : Número de aplicaciones de carga por eje.

ε_o : Intercepto determinado a partir de ensayos de laboratorio de deformación permanente por carga repetida, en in/in.

ε_r : Deformación resiliente impuesta en el ensayo de laboratorio para obtener las propiedades del material ε_a , ε_r y ρ , en in/in.

ε_v : Deformación resiliente o elástica vertical promedio en la capa/subcapa y calculada mediante el modelo de respuesta estructural, en in/in.

h_{soil} : Espesor de la capa/subcapa no ligada, en pulgadas.

k_{s1} : Coeficientes globales de calibración; $k_1 = 1.673$ para materiales granulares y 1.35 para materiales de grano fino.

ε_{s1} : Constante de calibración local para el ahuellamiento en capas no ligadas; la constante de calibración local se fijó en 1.0 para el esfuerzo global de calibración.

El parámetro β , que controla la tasa de acumulación de deformación permanente, se determina en función del contenido de humedad conforme a la Ecuación (20):

$$\log \beta = -0.61119 - 0.017638 \cdot Wc \quad (20)$$

o de forma equivalente:

$$\beta = 10^{-0.61119 - 0.017638 \cdot Wc} \quad (21)$$

El parámetro ρ se calcula mediante la Ecuación (22):

$$\rho = 10^9 \cdot \left[\frac{C_0}{(1 - (10^9)^\beta)} \right]^{(1/\beta)} \quad (22)$$

donde el parámetro C_0 se define como:

$$C_0 = \ln \left(\frac{a_1 \cdot M_r^{b_1}}{a_2 \cdot M_r^{b_2}} \right) = 0.0075 \quad (23)$$

Siendo:

W_c = Contenido de agua, %.

M_r = Módulo resiliente de la capa o subcapa no ligada, en psi.

a_1, a_2 = Constantes de regresión; $a_1 = 0.15$ y $a_2 = 20.0$.

b_1, b_2 = Constantes de regresión; $b_1 = 0.0$ y $b_2 = 0.0$.

Modelo de Rahman y Erlingsson (2015)

El modelo propuesto por Rahman y Erlingsson (2015) expresa la deformación permanente acumulada como una función del número de ciclos de carga y de la condición de esfuerzo aplicada, tal como se muestra en la Ecuación (24):

$$\varepsilon_p(N) = aN^{b \cdot S_f} \cdot S_f \quad (24)$$

Donde el factor de esfuerzo S_f se define como en la Ecuación (25).

$$S_f = \frac{(q \cdot Pa)}{(p \cdot Pa)^\alpha} \quad (25)$$

N : Número de ciclos

a, b : Constantes de regresión

S_f : Efecto de la condición de estres

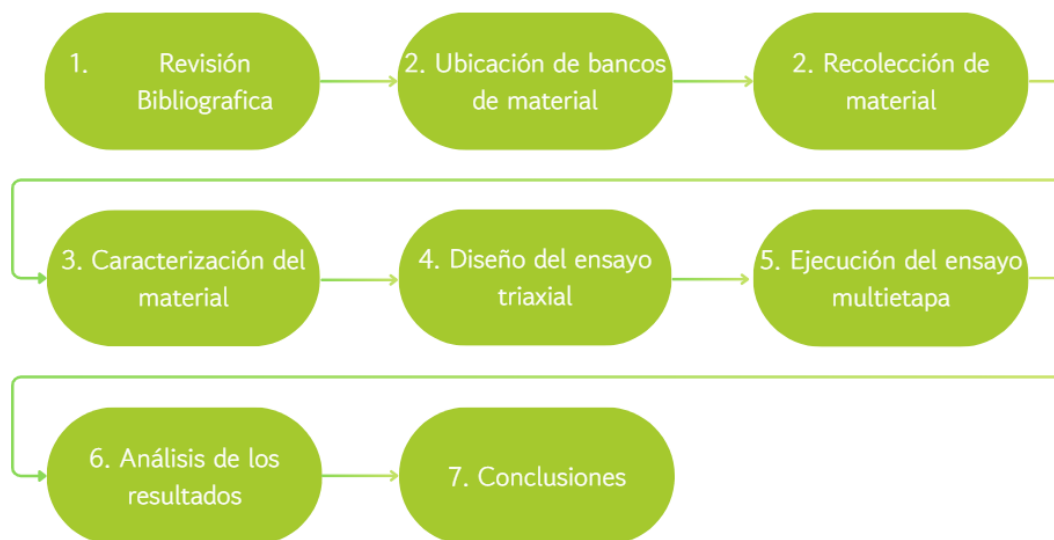
q : Esfuerzo desviador

p : Esfuerzo normal medio

α : Parámetro del modelo

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA



Ubicación de bancos de material

Dado que uno de los objetivos de esta investigación es comparar el desempeño de los materiales locales que conforman una estructura de pavimento, se decidió centrar la recolección de muestras en materiales ubicados dentro de la región del Bajío. Esto incluye tanto los materiales destinados a la base hidráulica como aquellos utilizados en la conformación de la subrasante.

Considerando que en el estado de Querétaro y sus alrededores existen múltiples bancos de materiales, fue necesario identificar aquellos específicamente destinados al suministro de materiales granulares (como bases hidráulicas y subbases), así como los bancos de suelo empleados en la construcción de subrasantes y terracerías de la red carretera regional.

La localización de estos bancos se llevó a cabo a través de la plataforma digital de la Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SICT), la cual proporciona información georreferenciada y características generales de los materiales disponibles en diversas regiones del país.

Los bancos ubicados en la zona son:

Banco Corporativo del Bajío (21.235470, -100.671237)

Banco de Tepetate Mckey (20.674214, -100.488003)

Banco de Tlacote (20.663248, -100.515985)

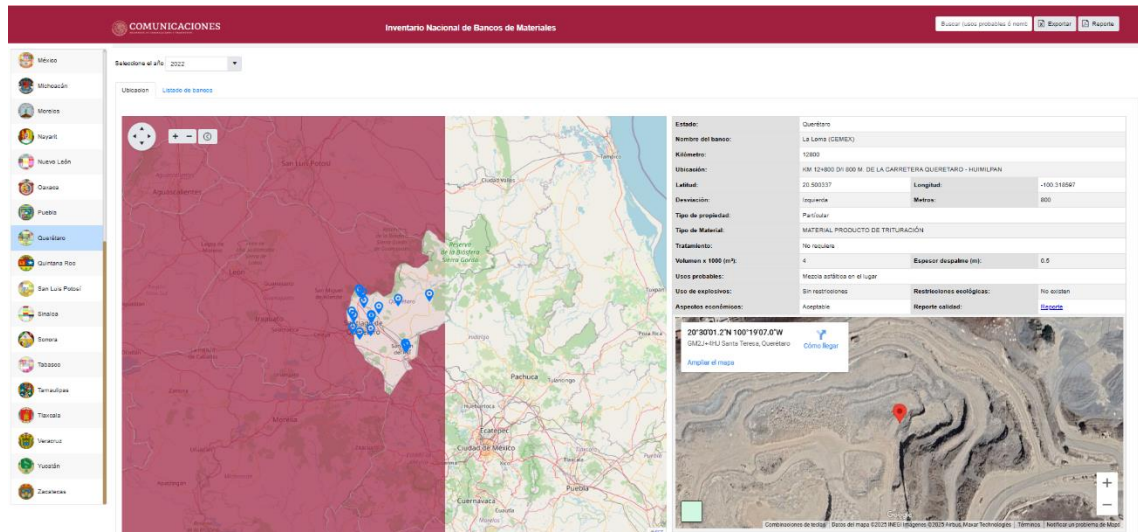


Figura 24. Ubicación de bancos de material en sitio web

Recolección de material

Para la extracción de las muestras en los bancos de material, se contó con el apoyo de una empresa local que participó activamente durante todo el proceso. Esta empresa facilitó el acceso a los bancos, proporcionó el equipo necesario para el traslado de las muestras y suministró el equipo de seguridad requerido durante los trabajos, asegurando que las actividades se realizaran de manera eficiente, segura y conforme a las normas establecidas.

Muestreo y procedimientos preliminares

Muestreo

Se tomaron las muestras provenientes del banco de material, conforme a lo estipulado por la Normativa para la Infraestructura del Transporte NIT-SICT, en el libro Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales M-MMP-1-01/03 (Muestreo de Materiales para Terracerías). Las muestras se colocaron en costales de 50 kg cada uno. Recolectando 150 kg de cada material suministrado.

Procedimientos preliminares

Antes de la caracterización correspondiente de los materiales extraídos se realizarán procedimientos preliminares establecidos por la Normativa para la Infraestructura del Transporte NIT-SICT, en el libro Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales M-MMP-1-03/03 (Secado, Disgregado y Cuarteo de Muestras).

Secado

El proceso de secado de la muestra se inicia con el propósito de facilitar su posterior disgregación y manejo, especialmente si el material presenta un contenido de humedad que dificulta estas operaciones. La muestra debe extenderse cuidadosamente sobre una superficie que sea lisa, limpia y horizontal, o colocarse en recipientes adecuados, para asegurar que el secado se realice de manera uniforme, prevenir la pérdida de las partículas más finas y evitar cualquier tipo de contaminación.

Este secado puede llevarse a cabo al aire o bajo el sol, a temperatura ambiente, permitiendo que el material pierda su humedad de forma natural.

Alternativamente, si se requiere un proceso más controlado o rápido, la muestra puede introducirse en un ambiente térmico donde la temperatura se mantenga a 60 ± 5 °C.

En ciertos tipos de suelos, particularmente aquellos con estructuras finas, el secado en laboratorio podría alterar sus propiedades representativas; en tales casos, se debe evaluar si el secado es estrictamente necesario o si se puede evitar para preservar la integridad del material.

Disgregado

Una vez que la muestra ha sido secada, se procede con el disgregado, que consiste en separar las partículas que se encuentran aglomeradas.

El objetivo principal de esta etapa es desintegrar los conglomerados formados sin llegar a fracturar o romper las partículas individuales que componen el material duro. De esta manera, se busca que el material final, una vez

disgregado, mantenga las condiciones en las que encontraba y utilizaba en el campo de trabajo. Este proceso suele ser más sencillo de realizar en materiales que son predominantemente granulares, que poseen un bajo porcentaje de partículas finas y que presentan poca o ninguna plasticidad, ya que sus aglomerados son menos resistentes a la desintegración. El grado de disgregación debe ser tal que permita una representación fiel de cómo se comporta el material en su estado natural o después de los procesos constructivos.

Cuarteo

Finalizado el secado y el disgregado, se procede al cuarteo, una técnica esencial para obtener submuestras de menor tamaño que mantengan la representatividad del material original.

El material previamente preparado se distribuye de una manera específica que permite su división precisa.

Un método comúnmente utilizado que denominaremos como “Método A” implica extender la muestra de manera uniforme sobre una superficie limpia y luego dividirla visualmente o con herramientas auxiliares en varias secciones, de las cuales se seleccionan las porciones opuestas para conformar la submuestra. El procedimiento de este método se muestra en la Figura 25.

“El Método B” (Figura 26) consiste en pasar el material a través de un dispositivo diseñado con ranuras que distribuyen el material de forma equitativa, dividiéndolo en dos partes; una de estas partes se retiene para continuar el proceso y la otra se descarta, repitiendo la operación hasta alcanzar la cantidad de material necesaria.

Durante todo el cuarteo, es de suma importancia asegurar que no se produzcan pérdidas de material y que se evite cualquier tipo de contaminación externa que pueda alterar la composición o las propiedades de la submuestra final.



Figura 25. Procedimiento de muestreo tipo A



Figura 26. Procedimiento de muestreo tipo B

Caracterización de los materiales

La caracterización de materiales se define como el proceso sistemático para investigar y evaluar las propiedades físicas, mecánicas y geotécnicas del suelo y roca en una ubicación determinada, con el objetivo de informar el diseño y la construcción de proyectos de ingeniería.

Este proceso generalmente incluye trabajo de campo (como perforación, pruebas in-situ, muestreo), análisis de laboratorio (ensayos granulométricos, límites de Atterberg, consolidación, triaxial, entre otros) y la interpretación de

datos para desarrollar un modelo del subsuelo que sirva de base para el diseño de cimentaciones, estabilidad de taludes, capacidad portante y comportamiento bajo cargas. (Shakoor, 2016)

Para los propósitos de esta investigación, la caracterización de los materiales se llevará a cabo conforme a lo establecido en la Normativa para la Infraestructura del Transporte (NIT), emitida por la Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SICT). En particular, se utilizarán los lineamientos del Libro de Características de los Materiales, específicamente la norma N-CMT-4-02-002/22 para materiales destinados a bases hidráulicas, y la norma N-CMT-1-03/21 para materiales empleados en la subrasante.

Previo de llevar a cabo las pruebas establecidas como criterios de calidad para los materiales utilizados en *esta investigación*, es necesario realizar una serie de ensayos fundamentales que permiten cumplir con los requisitos y procedimientos indicados por la normativa vigente.

Pruebas preliminares

Determinación de la granulometría de materiales compactables para terracerías. Posterior a los procedimientos preliminares, se obtiene la curva granulométrica para obtener la distribución por tamaños de las partículas del material. Este proceso se realiza mediante análisis por cribado, establecido por la norma (M-MMP-1-06/03).

La normativa establece los límites granulométricos inferiores y superiores que deberán cumplir los materiales empleados como base hidráulica del pavimento. Dichos parámetros se presentan en la Tabla 6.

Tabla 6. Requisitos de granulometría de los materiales para bases de pavimentos. (SICT, 2022)

Malla		Porcentaje que pasa ^[1]	
Abertura mm	Designación	$\Sigma L \leq 10^6$ ^[2]	$\Sigma L > 10^6$ ^[2]
75	3 in	100	100
50	2 in	85 - 100	85 - 100
37,5	1½ in	75 - 100	75 - 100
25	1 in	62 - 100	62 - 90
19	¾ in	54 - 100	54 - 83
9,5	⅜ in	40 - 100	40 - 65
4,75	N°4	30 - 80	30 - 50
2	N°10	21 - 60	21 - 36
0,85	N°20	13 - 44	13 - 25
0,425	N°40	8 - 31	8 - 17
0,25	N°60	5 - 23	5 - 12
0,15	N°100	3 - 17	3 - 9
0,075	N°200	0 - 10	0 - 5

La granulometría permite evaluar si el material cumple con los requisitos para su uso en capas no ligadas, asegurando una adecuada estabilidad y comportamiento mecánico, por lo que la curva deberá permanecer dentro de los rangos presentes.

En la Figura 27, la Secretaria de Infraestructura Comunicaciones y Transportes muestra las zonas en las que debe encontrarse la granulometría de los materiales utilizados para bases hidráulicas.

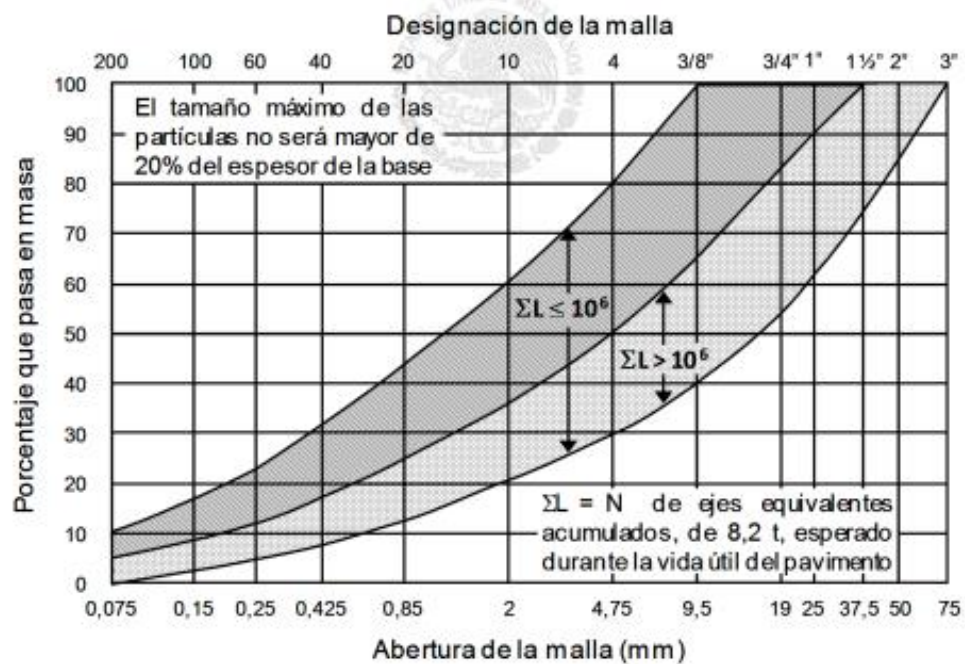


Figura 27. Zonas granulométricas recomendadas por la normativa para bases de pavimentos con carpetas de mezcla asfáltica. (SICT, 2022)

Aunque para el material de subrasante la norma no incluye una zona granulométrica definida el material no deberá contener un tamaño máximo mayor a 76 mm.

Prueba de compactación dinámica.

Una vez definida la granulometría del material se procede a determinar el Peso Volumétrico Seco Máximo (PVSM) o (γ_d) , así como también el contenido de humedad óptimo (ω) , parámetros esenciales posteriormente para la conformación de especímenes.

El procedimiento establecido en el libro Métodos de Muestreo y Prueba de Materiales en la norma Prueba de Compactación Dinámica (M-MMP-1-09/22) el cual contiene dos métodos de prueba, estándar y modificada dependiendo del tamaño máximo del material, finalmente contempla cuatro variantes de ensayo, según se detalla en la Tabla 7.

Tabla 7. Variante de las pruebas de compactación. Fuente: (SICT, 2022)

Variantes	A	B	C	D
Tamaño máximo del material, mm	4,75 (N°4)		19,0 (¾ in)	
Tamaño de la muestra de prueba, kg	4	7,5	4	7,5
Diámetro interior del molde, mm	101,6 ± 0,4	152,4 ± 0,7	101,6 ± 0,4	152,4 ± 0,7
Número de golpes por capa	25	56	25	56

Nota. Reproducido de Métodos de Muestreo y Prueba de Materiales, norma Prueba de Compactación Dinámica (M-MMP-1-09/22).

Se utilizará la variante “D” para el material de la base granular, para el cual la compactación se realizará con 5 capas, a 56 golpes y un pisón de 7.5 kg con energía de compactación de 600 kN m/m³.

Para la subrasante se utilizará la variante “A” de 3 capas, con 25 golpes, un pistón de 4 kg y una energía de compactación de 2700 kN·m/m³.

La compactación se realiza para 5 especímenes con diferentes humedades obteniendo de cada uno su (γ_d), y a su vez la curva de compactación.

Densidades relativas y absorción.

La norma (M-MMP-1-05/18) establece los procedimientos para determinar las densidades relativas y la absorción de los agregados.

El procedimiento a seguir depende de la fracción granulométrica del material:

Si el material pasa la malla N°4, se emplea el método para agregados finos, que incluye el uso del molde cónico y secado controlado.

Si el material no pasa la malla N°4, se aplica el método para agregados gruesos, que utiliza inmersión en agua, saturación superficial seca y pesado en agua y en aire.

Caracterización de materiales para bases hidráulicas.

En esta sección se describen los ensayos de caracterización empleados para evaluar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales utilizados en la investigación.

Estos procedimientos, desarrollados conforme a la norma de la (SICT) Caracterización para la *Base Hidráulica*, (N-CMT-4-02-002/22) que permiten determinar parámetros fundamentales como los límites de consistencia, la limpieza del agregado fino, la capacidad de soporte, la resistencia al desgaste y la geometría de las partículas los parámetros requeridos se muestran en la Tabla 8.

Los resultados obtenidos sirven como base para comprender el comportamiento del material y su desempeño dentro de estructuras de pavimento flexible.

Tabla 8. Requisitos de calidad de los materiales para bases de pavimentos asfálticos. Fuente: (SICT, 2022)

Características ^[2]	Valor %	
	$\Sigma L \leq 10^6$ ^[1]	$\Sigma L > 10^6$ ^[1]
Límite líquido, máximo	25	25
Índice plástico, máximo	6	6
Equivalente de arena, mínimo	40	50
Valor Soporte de California (CBR) ^[3] , mínimo	80	100
Desgaste Los Ángeles, máximo	35	30
Partículas alargadas, máximo	40	35
Partículas lajeadas, máximo	40	35
Grado de compactación ^[4] , mínimo	100	100

Nota. Reproducido de Características de los Materiales, Norma Materiales para Base Hidráulica (N-CMT-4-02-002/22).

Determinación de los límites de consistencia, límite líquido e índice plástico.

Una vez obtenida la fracción que pasa la malla n°40 del material, se procede a determinar el límite líquido y el índice plástico, parámetros que permiten evaluar la plasticidad y el comportamiento del suelo frente a variaciones de humedad.

El procedimiento establecido en la norma M-MMP-1-07/07 considera dos métodos principales para obtener el límite líquido para esta investigación se

utilizará la copa de Casagrande, así como la formación manual de rollitos para el límite plástico. Con estos valores se calcula el índice plástico.

Determinación del equivalente de arena.

Posteriormente, se determina la limpieza del agregado fino mediante el equivalente de arena, parámetro que indica la proporción de finos en suspensión respecto al contenido arenoso.

El procedimiento descrito en la norma M-MMP-4-04-004/16 consiste en mezclar la muestra con una solución estándar, agitarla en un cilindro graduado y permitir el asentamiento. Finalmente, se comparan las alturas de la arena y la suspensión para obtener el valor del ensayo.

Determinación del valor de soporte de california (CBR).

Una vez definida la compactación del material, se determina el CBR, parámetro que indica su capacidad de soporte y es fundamental para el diseño estructural del pavimento.

El procedimiento de la norma M-MMP-4-01-007/23 incluye la compactación de la muestra en moldes estandarizados, su saturación y posterior penetración con un pistón de carga, evaluando la resistencia del material respecto a valores de referencia.

Determinación del desgaste los ángeles.

Con el objetivo de evaluar la resistencia al desgaste y fragmentación del agregado grueso, se realiza la prueba de desgaste Los Ángeles.

El procedimiento señalado en la norma M-MMP-4-04-006/02 consiste en introducir la muestra en la máquina Los Ángeles junto con esferas de acero, someterla a un número determinado de revoluciones y cuantificar la pérdida de material por abrasión mediante tamizado.

Determinación de las partículas alargadas y lajeadas. (M-MMP-4-01-016/20)

Finalmente, se evalúa la forma de las partículas del agregado, considerando que geometrías alargadas o lajeadas pueden afectar la compactación y el desempeño mecánico del material.

El procedimiento indicado en la norma M-MMP-4-01-016/20 establece la separación de la muestra por tamaños y la medición individual de las partículas con plantillas o calibradores especiales, determinando el porcentaje que presenta relaciones dimensionales fuera de los límites establecidos.

Caracterización para la Subrasante.

La Tabla 9 desglosa de manera detallada los valores requeridos para la conformación del material destinado a la subrasante, de acuerdo con lo establecido en la norma (N-CMT-1-03/21), asegurando que el material cumpla con los criterios de calidad y desempeño necesarios para su adecuada función dentro de la estructura del pavimento.

Tabla 9. Requisitos de calidad de materiales para capa subrasante. Fuente: (SICT, 2022)

Característica	Valor
Tamaño máximo; mm	76
Límite líquido; %, máximo	40
Índice plástico; %, máximo	12
Valor Soporte de California (CBR) ^[1] ; %, mínimo	20
Expansión máxima; %	2
Grado de compactación ^[2] ; %	100 ± 2

Nota. Características de los Materiales, Norma Materiales para Base Hidráulica (N-CMT-1-03/21).

Diseño de las características del ensayo triaxial de carga repetida.

La ejecución de los ensayos será por medio de la adaptación del enfoque utilizado para caracterizar la deformación permanente de los materiales no ligados (EN 13286-7 2004), ensayos triaxiales de carga repetida multietapa (MS RLT), ajustando los niveles de esfuerzo según los esperados en la subrasante y calculados mediante una herramienta elástica lineal multicapa.

1. Realización de ensayos de caracterización del suelo, incluyendo análisis de granulometría, compactación Proctor, ensayo de densidad específica.
2. Determinación de las tensiones típicas impuestas a la subrasante y diseño del ensayo de deformación permanente.
3. Modelado de deformación permanente a partir de ensayos MS RLT.

Con el propósito de establecer un diseño adecuado para los ensayos triaxiales multietapa, se llevará a cabo una serie de ensayos triaxiales de carga estática, en los cuales se aplicarán niveles de confinamiento que representen de manera las condiciones de esfuerzo a las que están sometidas las capas inferiores del pavimento en servicio.

La determinación de los niveles de confinamiento se basará en el tipo de material y la profundidad de la capa dentro de la estructura del pavimento, dado que estas variables condicionan los esfuerzos verticales y laterales transmitidos por las cargas vehiculares.

Asimismo, los resultados obtenidos en estos ensayos serán contrastados con la información recopilada en el Capítulo II, donde se presentan los valores de esfuerzo determinados a partir de ensayos realizados en sitio sobre estructuras reales de pavimento.

Esta comparación permitirá validar la representatividad de las condiciones de laboratorio respecto a las condiciones reales de campo, y servirá como fundamento para definir adecuadamente los parámetros de carga y confinamiento en el diseño experimental del ensayo multietapa.

Base hidráulica:

Esfuerzos de confinamiento (σ_3): 50, 100 y 150 kPa (simulando el efecto de las capas superiores y el tráfico pesado).

Subrasante:

Esfuerzos de confinamiento (σ_3): 20, 40 y 60 kPa (considerando la menor presión lateral por profundidad y cargas reducidas).

A partir de las curvas esfuerzo-deformación se determinará el nivel de esfuerzo máximo que pueden soportar los distintos materiales, con el fin de diseñar posteriormente el protocolo de ensayo multietapa, basado en dicho nivel y evitando alcanzar la falla.

Ejecución de los ensayos triaxiales multietapa.

Con base en el diseño establecido en el punto anterior de los niveles de esfuerzo, se llevarán a cabo los ensayos triaxiales multietapa, seleccionando parámetros que representen de manera realista las condiciones de carga inducidas por el tránsito vehicular. Estos ensayos permitirán evaluar el comportamiento mecánico de la base granular bajo sollicitaciones cíclicas.

Los ensayos se realizarán conforme a los lineamientos de la normativa europea, específicamente la norma,

EN 13286-7, *Ensayo triaxial con carga cíclica para mezclas no ligadas.*

La cual establece los procedimientos para simular de manera controlada las condiciones de carga repetitiva que actúan sobre las capas granulares en pavimentos flexibles.

Debido a que las pruebas de materiales para subrasante aún no se encuentran normadas se realizara un diseño para el estado de esfuerzos basado en la norma

AASHTO T307, *Determinación del módulo resiliente para suelos y materiales agregados.*

Este procedimiento se adaptará siguiendo criterios similares a los de la EN 13286-7, pero ajustados a las características particulares del material de subrasante y a los requerimientos del presente estudio.

Análisis de los resultados obtenidos y elaboración de las conclusiones del trabajo de investigación.

Finalizada la ejecución de los ensayos triaxiales multietapa, se procederá al análisis detallado de los datos registrados con el propósito de interpretar el comportamiento mecánico de los materiales evaluados frente a los distintos niveles de carga aplicados. Este análisis incluirá la revisión de las curvas de deformación acumulada, así como cualquier manifestación de degradación progresiva del material bajo sollicitaciones cíclicas.

Asimismo, se analizarán las relaciones entre las variables de entrada (como el estado de esfuerzos, el número de ciclos, la humedad y la densidad seca) y las respuestas observadas, permitiendo identificar tendencias, comportamientos no lineales y sensibilidades particulares del material. Este proceso de interpretación será fundamental para validar hipótesis planteadas, identificar los mecanismos de deformación predominantes y evaluar la idoneidad de los materiales granulares y de subrasante para su uso en estructuras de pavimento.

Además, se buscará establecer correlaciones cuantitativas entre los parámetros medidos y el desempeño estructural simulado en condiciones de tránsito real, lo cual contribuirá a la comprensión del comportamiento a largo plazo de las capas no ligadas. Los resultados obtenidos se contrastarán, en la medida de lo posible, con modelos teóricos y estudios previos, a fin de evaluar su coherencia y confiabilidad.

Finalmente, los hallazgos derivados del análisis permitirán sustentar técnicamente las conclusiones del trabajo de investigación, aportando elementos relevantes para el análisis de estos materiales.

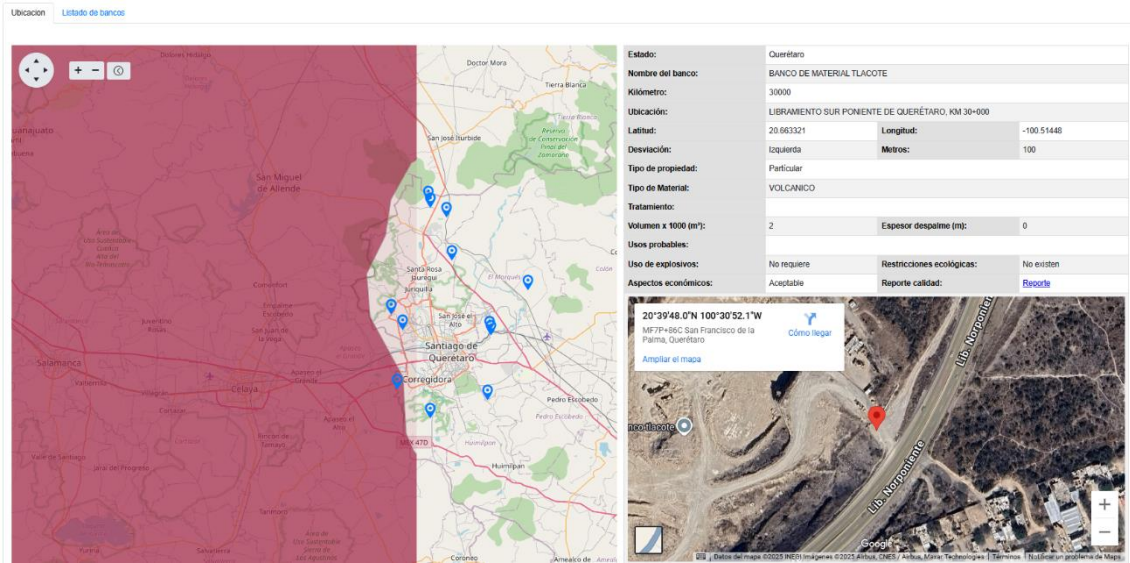


Figura 29. Ubicación banco de material Tlacote.



Figura 30. Muestreo de material en banco "Corporativo El Bajío"

En la Figura 31 y 32 se muestra el proceso de extracción de muestras de material granular del banco "Corporativo El Bajío" y el material fino del banco "Tlacote", ambos materiales fueron almacenados en costales y transportados al laboratorio de la Universidad Autónoma de Querétaro (UAQ).



Figura 31. Muestreo de material en banco "Tlacote".

CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

Pruebas preliminares para material de base hidráulica.

Determinación de la granulometría.

El material se compone por un 39.8% de gravas, 55.1% de arenas y 5.1% de finos, la curva granulométrica se encuentra dentro de la zona establecida por la normativa. El procedimiento de cribado utilizado se ilustra en las imágenes de la Figura 32.



Figura 32. Procedimiento de cribado.

Finalmente, se obtiene la curva granulométrica del material presentada en el gráfico de la Figura 33.

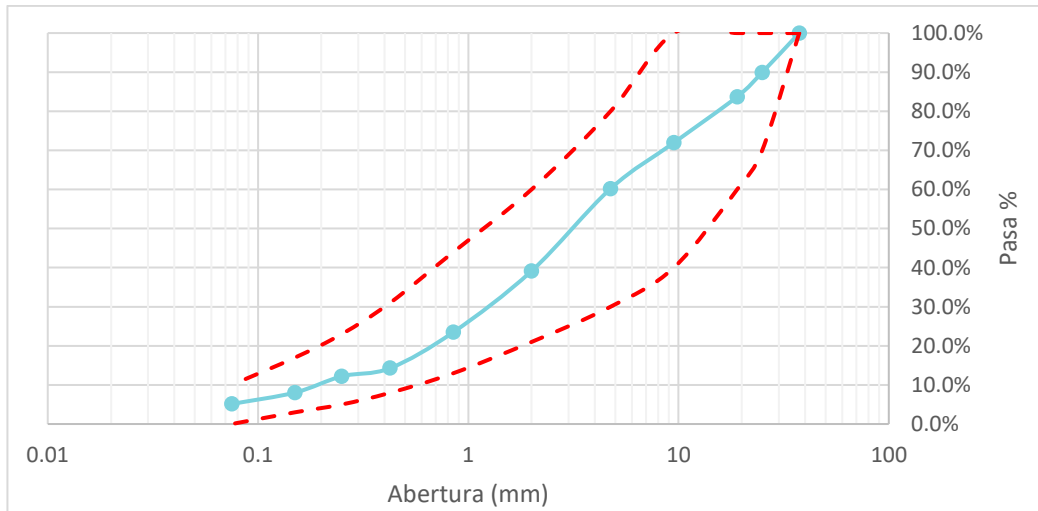


Figura 33. Granulometría material granular.

Prueba de compactación dinámica.

Para evaluar el comportamiento mecánico del material, los especímenes se elaboraron empleando la densidad seca máxima y la humedad óptima determinadas previamente mediante el ensayo de compactación Proctor Modificado, conforme a lo establecido en la norma M-MMP-1-09/22. A continuación se presentan los resultados de dicho ensayo, a partir del cual se obtuvo la curva de compactación del material. De esta curva se identificaron los parámetros de humedad óptima y densidad seca máxima, los cuales se utilizaron como referencia para la preparación de las muestras y para el desarrollo de los análisis realizados en esta investigación. El procedimiento utilizado se ilustra en las imágenes de la Figura 34.

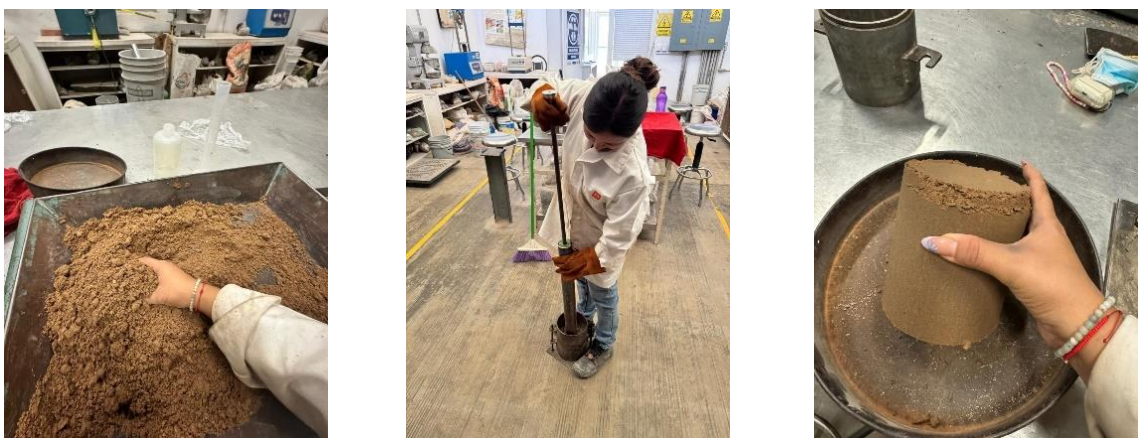


Figura 34. Procedimiento de compactación.

La curva de compactación del material se presenta en la Figura 35.

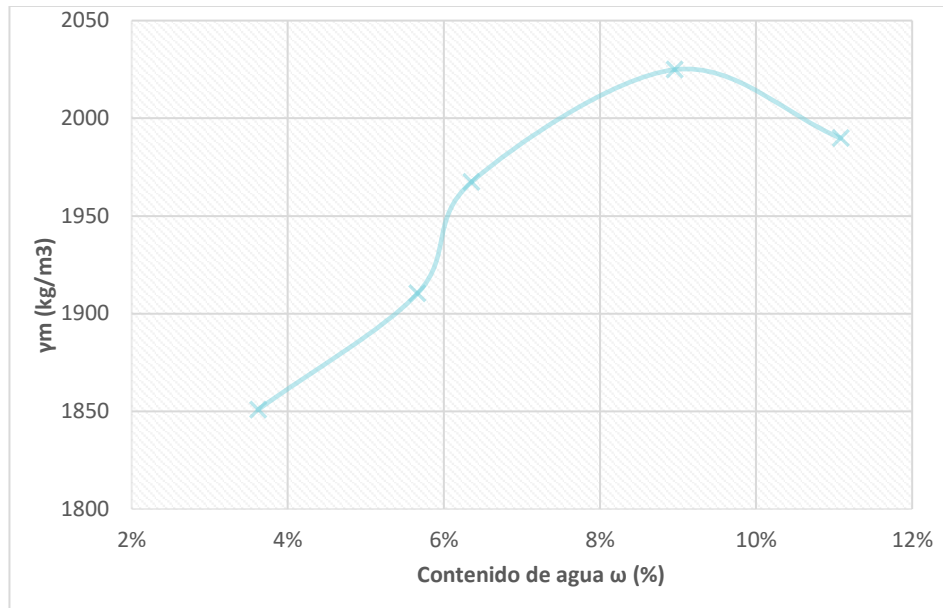


Figura 35. Curva de compactación del material.

Parámetros obtenidos a partir de la curva de compactación del material:

Masa Volumétrica Seca Máxima (γ_d) = 2025.82 kg/m³

Humedad Óptima=9.2%

Densidades relativas y absorción.

La determinación de la densidad se realizó en dos etapas. Una para la fracción que es retenida en la malla N°4 y la otra para la fracción que pasa dicha malla.

Finalmente, el valor de la densidad se obtuvo como resultado del promedio de ambos procedimientos, tal como se muestra en la Tabla 8, junto con el porcentaje de absorción correspondiente.



Figura 36. Procedimiento obtención de densidades.

Tabla 10. Valores de densidad del material.

Material	Densidad
Retiene N°4	2.66
Pasa N°4	2.42
<i>Promedio</i>	2.54

$$W_{ab} = 0.0209$$

Caracterización para material de base hidráulica.

La caracterización del material granular obtenido del banco de material se realizó por medio de lo establecido en la norma N-CMT-4-02-002-22.

Tal como se observa en la Tabla 11, el material se encuentra dentro de los parámetros requeridos por la normativa vigente para ser utilizado como base hidráulica en dentro de una estructura de pavimento.

El material granular evaluado presenta ausencia de plasticidad, alto equivalente de arena (88%) y un CBR de 100%, lo que refleja gran capacidad portante.

El desgaste Los Ángeles (15.4%) se encuentra por debajo del límite, lo que demuestra una buena resistencia al deterioro. No obstante, el porcentaje de partículas alargadas (35%) y lajeadas (34%) alcanza el umbral máximo permitido, lo que requerirá atención en su control.

La granulometría se ubica dentro de la banda de especificación, garantizando adecuada compactación y estabilidad.

A pesar de que se ejecutaron los límites de consistencia al material que pasa la malla n°40, tal como lo establece la normativa correspondiente, este no presentó plasticidad, por lo que para estos parámetros se colocó la leyenda "N/A".

En las siguientes imágenes presentadas a continuación por las Figuras 37, 38 y 39 se pueden observar los procedimientos utilizados para la obtención de los parámetros anteriormente descritos.



Figura 37. Procedimiento para determinar el equivalente de arena.



Figura 38. Procedimiento ensayo desgaste los ángeles.

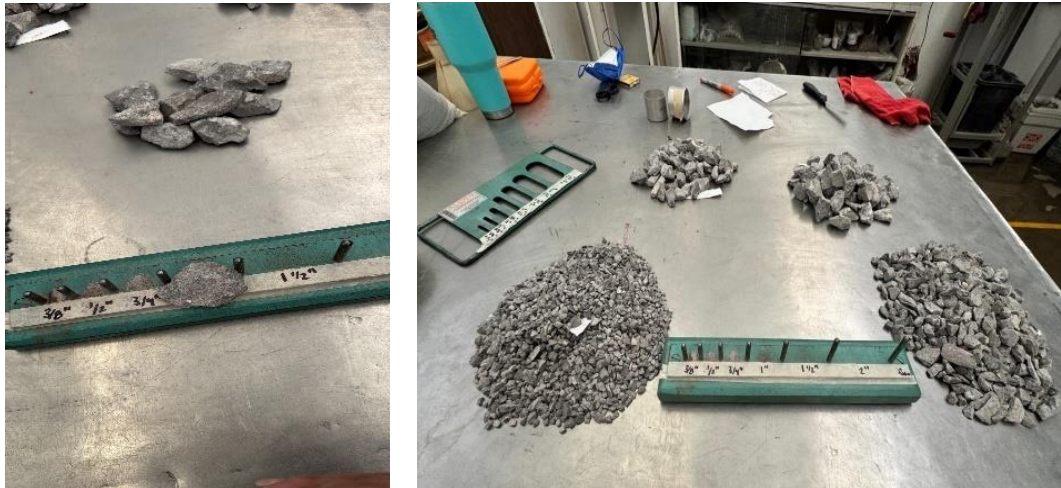


Figura 39. Material empleado en prueba de partículas alargadas y lajeadas.

Tabla 11. Caracterización de material granular.

Características	Valor	Valor _{req}	Umbral
Límite líquido	NA	25	máx.
Índice plástico	NA	6	máx.
Equivalente de arena	88%	50%	mín.
Valor Soporte California (CBR)	100	100	mín.
Desgaste Los Ángeles	15.4%	30	máx.
Partículas Alargadas	35%	35	máx.
Partículas Lajeadas	34%	35	máx.

A pesar de que el material que pasa la malla n°40 no presento plasticidad, y de que la cantidad de finos las pruebas se aplicaran a la fracción de la mezcla que pasa la malla n°200. Lo anterior con el fin de analizar los finos que componen la mezcla.

Concluyendo con un límite líquido de 22% y un índice plástico de 3%, por lo que la plasticidad no representa un peligro para el desempeño del material. El procedimiento se puede observar en las imágenes de la Figura 40.



Figura 40. Procedimiento para la obtención del límite líquido.

De acuerdo, con los parámetros obtenidos el material se clasificaría como SW-SM.

Pruebas preliminares para material de subrasante.

Determinación de la granulometría.

La curva granulométrica (Figura 42) muestra que el material es completamente de naturaleza fina, con un Tamaño Máximo de 0.85 mm (mucho menor al umbral de 76 mm). El 100% del material pasa el tamiz de 4.75 mm (Malla No. 4), lo que implica una ausencia de gravas.

La composición granulométrica aproximada del material, determinada a partir de la curva de distribución, se resume de la siguiente manera:

Finos (material que pasa la malla No. 200, 0.075 mm): $\approx 45 \%$

Arenas (partículas con tamaños entre 0.075 mm y 4.75 mm): $\approx 55 \%$

Esta distribución refleja un material con una fracción arenosa predominante y un contenido significativo de finos, lo cual influye directamente en su comportamiento mecánico y su respuesta frente a cargas repetidas. La alta proporción de finos ($\approx 45\%$) es una característica relevante que, aunque no impide su buen CBR, debe ser controlada. La curva (Figura 42) presenta una distribución extendida de tamaños, lo cual generalmente se asocia a una adecuada facilidad de compactación y estabilidad.



Figura 41. Espécimen para prueba de CBR.

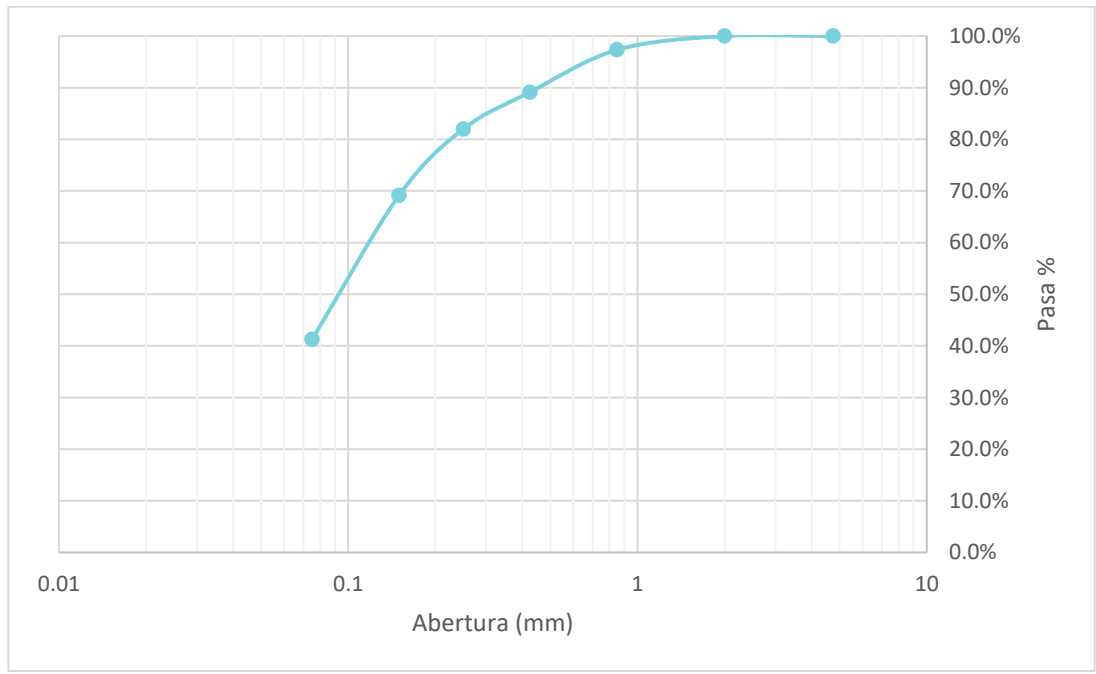


Figura 42. Curva granulométrica para material de subrasante.

Prueba de compactación dinámica.

La curva proveniente del ensayo de compactación del material se presenta en la Figura 43.

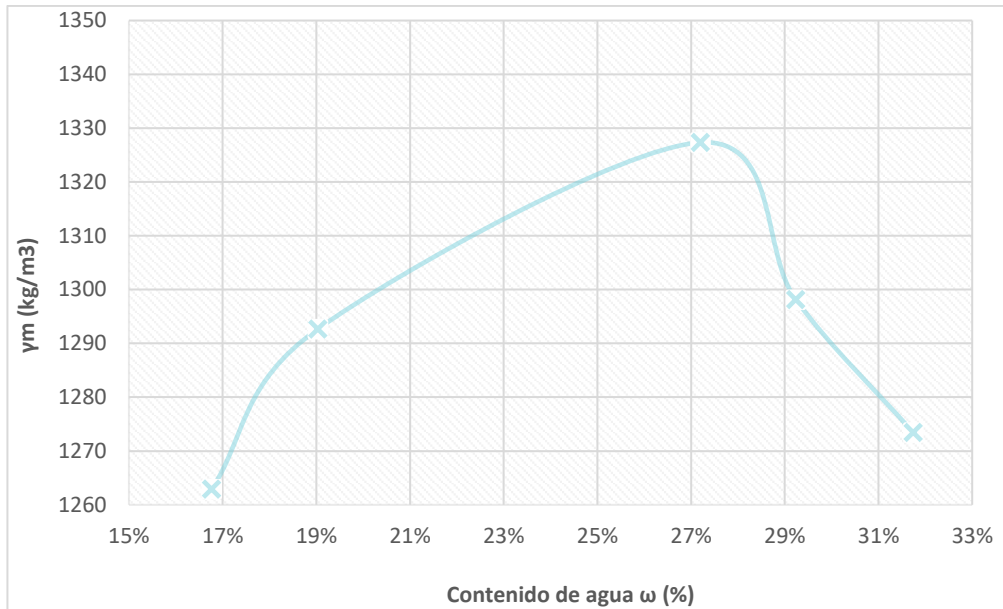


Figura 43. Curva de compactación de material de subrasante.

Masa Volumétrica Seca Máxima (γ_m) = 1328.90 kg/m³

Humedad Optima = 24.6%

Material para subrasante

La caracterización del material granular obtenido del banco de material se realizó por medio de lo establecido en la norma N-CMT-1-03/21.

Tal como se observa en la Tabla 12, el material se encuentra dentro de los parámetros requeridos por la normativa vigente para ser utilizado como subrasante.

El material con un Valor Soporte California (CBR) de 20.8%, supera el requisito mínimo de 20%, aunque quedando muy cercano del límite establecido.

Adicionalmente, la Expansión Máxima de 0.29% se encuentra por debajo del límite de 2%, indicando un comportamiento estable y de baja expansibilidad ante variaciones de humedad.

Los límites de plasticidad del material cumplen con lo establecido en la normativa con un Límite Líquido (LL) de 34% y un Índice Plástico (IP) de 4% que no supera el umbral máximo requerido de 12%.

De acuerdo, con los parámetros obtenidos el material se clasificaría como ML.

Tabla 12. Caracterización de material de subrasante.

Características	Valor	Valor_{req}	Umbral
Tamaño Máximo (mm)	0.85	76	máx.
Límite líquido %	30%	40%	máx.
Índice plástico %	4%	12%	mín.
Valor Soporte California (CBR) %	20.8%	20%	mín.
Expansión máxima %	0.29%	2%	máx.

DISEÑO EXPERIMENTAL DE ENSAYOS TRIAXIALES MULTITETAPA PARA LA EVALUACIÓN DE DEFORMACIÓN PERMANENTE

Ensayos triaxiales monotónicos para el material de base hidráulica.

Elaboración de especímenes.

Aunque en capítulos anteriores se ha destacado la influencia de la humedad en el desempeño por deformación permanente de los materiales, en esta sección el objetivo principal es definir un procedimiento fundamental para la ejecución de los ensayos.

Por ello, los especímenes se elaborarán utilizando el contenido de humedad óptimo y la densidad seca máxima obtenidos en la prueba de compactación.

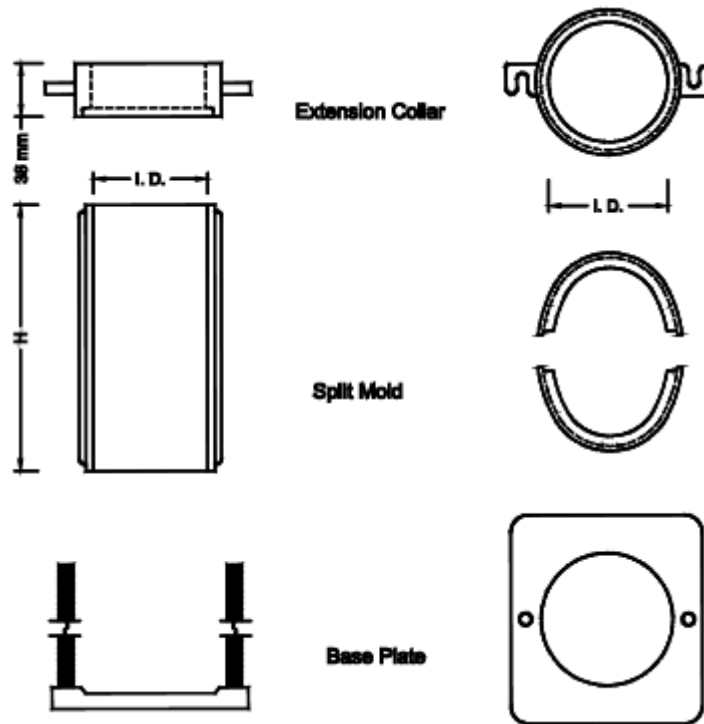


Figura 44. Especificaciones del molde para elaboración de especímenes. (AASHTO T 307-99, 2012)



Figura 45. Molde para especímenes.

El molde empleado presenta un diámetro interno de 101.9 mm y una altura de 200 mm, dimensiones que garantizan la adecuada conformación de la probeta para la ejecución del ensayo conforme a lo establecido por la normativa mencionada que se ilustra en la Figura 44 y posteriormente se muestra el molde en la Figura 45.

La compactación se realizó a 5 capas con 45 golpes cada una, de acuerdo con lo calculado mediante la fórmula de energía específica (Ecuación 26), y en la Tabla 13 se presentan los datos utilizados en el cálculo del número de golpes de la probeta.

$$E_c = \frac{NnWh}{V} \quad (26)$$

Donde:

E_c : Energía específica o energía de compactación

N : Número de golpes del pisón

n : Número de capas

W : Peso del pisón

h : Altura de caída

V : Volúmen total del molde compactación

Tabla 13. Datos de compactación espécimen.

Peso de pisón		Alt. Caída	V	EC	n	W	h	N
g	kN	cm	m ³			kN	m	
4527.7	0.044401796	45.7	1.69E-03	2700	5	0.044401796	0.457	44.9

La probeta con los parámetros antes mencionados se muestra en la Figura 46.



Figura 46. Probeta para ensayo triaxial.

Con los datos previos del material, se calcula el grado de saturación que tendrá la probeta. A continuación, se muestra un resumen de los mismos en la Tabla 14.

Tabla 14. Parámetros calculados del material de base hidráulica.

S	19.25%
w	9.5%
Gs	2.54
e	1.25
ym	2218.3 kg/cm ³
yd	2025.8 kg/cm ³

Ensayos triaxiales.

Se variaron los esfuerzos de confinamiento conforme con lo que la bibliografía indica que son los esfuerzos a los que se somete el material en campo.

Definiendo valores de 50, 100 y 150 kPa.

Ensayos triaxiales monotónicos para el material de subrasante.

Elaboración de especímenes.

Para este material los especímenes se realizarán con utilizando el contenido de humedad óptimo y la densidad seca máxima obtenidos en la prueba de compactación, como se ha mencionado anteriormente. Los especímenes se compactaron por medio de una prensa mecánica.

El tamaño de las probetas que se ensayaron fue de 36 mm de diámetro y 74 mm de altura.



Figura 47. Espécimen colocado en base de equipo triaxial.

Ensayos triaxiales.

Se variaron los esfuerzos de confinamiento conforme con lo que la bibliografía indica que son los esfuerzos a los que se somete el material en campo.

La prueba que se realizó fue una No consolidada, No drenada (UU) con valores de confinamiento de 20, 40 y 60 kPa, obteniendo los siguientes resultados.



Figura 48. Procedimiento pruebas triaxiales.

En el Gráfico 1 se presentan las curvas esfuerzo-deformación obtenidas de los ensayos realizados a las probetas del Material de Subrasante. Los especímenes fueron evaluados bajo tres diferentes presiones de confinamiento: 20 kPa, 40 kPa y 60 kPa.

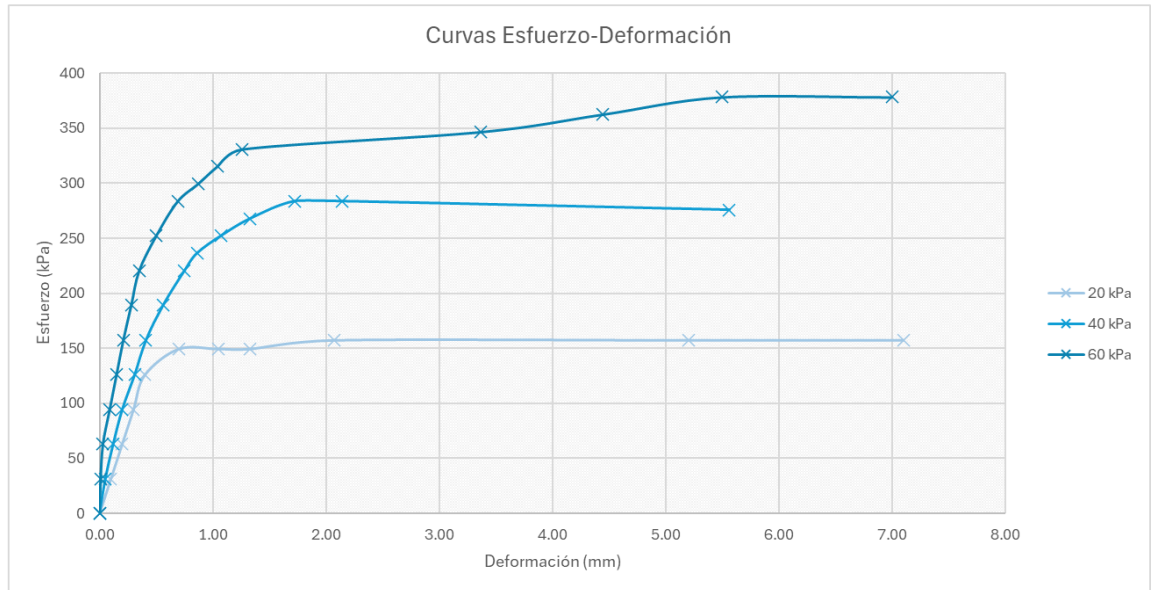


Gráfico 1. Curvas esfuerzo-deformación.

Se observa que la respuesta mecánica del material es dependiente del nivel de confinamiento. A medida que la presión de confinamiento aumenta, se registra un incremento en la rigidez inicial y en la resistencia máxima (esfuerzo pico) del material.

Las curvas muestran una tendencia no lineal, con una zona de endurecimiento hasta alcanzar un esfuerzo máximo, seguida de una etapa de estabilización. La deformación correspondiente a la falla también se incrementa ligeramente con la presión de confinamiento.

En la Tabla 15, se plasmaron los valores de carga, esfuerzo y deformación obtenidos de las pruebas ejecutadas a cada una de las probetas.

Los valores de esfuerzos σ_1 y σ_3 para cada prueba se presentan en la Tabla 16.

Tabla 15. Valores obtenidos de la prueba triaxial.

20 kPa			40 kPa			60 kPa		
Carga (gr)	Esfuerzo (kPa)	Deformación (mm)	Carga (gr)	Esfuerzo (kPa)	Deformación (mm)	Carga (gr)	Esfuerzo (kPa)	Deformación (mm)
0	0	0.00	0	0	0	0	0	0
1636	32	0.10	1636	32	0.05	1636	32	0.01
3272	63	0.20	3272	63	0.12	3272	63	0.03
4908	95	0.30	4908	95	0.2	4908	95	0.09
6544	126	0.40	6544	126	0.31	6544	126	0.15
7771	142	0.70	8180	158	0.41	8180	158	0.21
7771	142	1.05	9816	189	0.56	9816	189	0.28
7771	142	1.33	11452	221	0.75	11452	221	0.35
8180	158	2.07	12270	236	0.86	13088	252	0.5
8180	158	5.20	13088	252	1.07	14724	284	0.69
8180	158	7.10	13906	268	1.33	15542	299	0.87
			14724	284	1.72	16360	315	1.04
			14724	284	2.14	17178	331	1.26
			14315	276	5.56	17996	347	3.37
						18814	363	4.44
						19632	378	5.5
						19632	378	7

Tabla 16. Valores de esfuerzos obtenidos de las pruebas.

Prueba	<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>
	<u>kPa</u>		
σ_1	178	316	438
σ_3	20	40	60

Para analizar el estado de esfuerzos en un punto del suelo y determinar los esfuerzos que actúan sobre planos con diferentes orientaciones, se emplea el círculo de Mohr, una representación gráfica y analítica que permite transformar los esfuerzos principales (σ_1 y σ_3) en esfuerzos normales (σ) y cortantes (τ) para cualquier dirección del plano de interés.

Esta metodología, utilizada en mecánica de suelos, se basa en las ecuaciones de transformación de esfuerzos derivadas del equilibrio de un elemento sometido a carga.

A partir de los valores establecidos en la Tabla 16, se calculan dos parámetros fundamentales para la construcción de cada Circulo de Mohr, mediante las Ecuaciones 27 y 28.

Centro del círculo, representa el esfuerzo normal medio.

$$Centro = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (27)$$

Radio del círculo, representa el esfuerzo cortante máximo.

$$Radio = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (28)$$

En la Tabla 17 se presentan los resultados de centro y radio para cada una de las pruebas.

Tabla 17. Parámetros de los círculos de mohr.

Prueba	<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>
	kPa		
Radio	78.81	137.92	189.14
Centro	98.81	177.92	249.14

Para un plano inclinado un ángulo θ respecto a la dirección del esfuerzo principal menor (σ_3), los esfuerzos normal y cortante se obtienen mediante las siguientes expresiones (Ecuación 29 y 30), derivadas del círculo de Mohr:

Esfuerzo normal

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \cos (2\theta) \quad (29)$$

Esfuerzo cortante

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} * \text{sen} (2\theta) \quad (30)$$

El ángulo θ varía de 0° a 180° en intervalos de 10° , lo que permite generar puntos suficientes para construir gráficamente cada círculo de Mohr.

Cuando $\theta=0^\circ$ se obtiene el punto correspondiente al esfuerzo principal menor (σ_3) cuando $\theta=90^\circ$ se alcanza el máximo esfuerzo cortante y cuando $\theta=180^\circ$ se obtiene el punto correspondiente al esfuerzo principal mayor ($\sigma_1,0$).

Tabla 18. Esfuerzos normales (σ) y cortantes (τ) en función de la orientación del plano para las tres pruebas triaxiales.

Grados	Prueba 1		Prueba 2		Prueba 3	
	Esfuerzo normal	Esfuerzo cortante	Esfuerzo normal	Esfuerzo cortante	Esfuerzo normal	Esfuerzo cortante
0	20.00	0.00	40.00	0.00	60.00	0.00
10	21.20	13.69	42.10	23.95	62.87	32.84
20	24.75	26.95	48.32	47.17	71.41	64.69
30	30.56	39.40	58.48	68.96	85.34	94.57
40	38.44	50.66	72.27	88.65	104.25	121.58
50	48.15	60.37	89.27	105.65	127.56	144.89
60	59.40	68.25	108.96	119.44	154.57	163.80
70	71.86	74.06	130.75	129.60	184.45	177.74
80	85.12	77.61	153.97	135.82	216.30	186.27
90	98.81	78.81	177.92	137.92	249.14	189.14
100	112.49	77.61	201.87	135.82	281.99	186.27
110	125.76	74.06	225.09	129.60	313.83	177.74
120	138.21	68.25	246.88	119.44	343.71	163.80
130	149.47	60.37	266.57	105.65	370.72	144.89
140	159.18	50.66	283.57	88.65	394.03	121.58
150	167.06	39.40	297.36	68.96	412.95	94.57
160	172.87	26.95	307.52	47.17	426.88	64.69
170	176.42	13.69	313.74	23.95	435.41	32.84
180	177.62	0.00	315.83	0.00	438.29	0.00

La Tabla 18 constituye la base para la representación gráfica de los círculos de Mohr y la posterior determinación de la envolvente de falla, a partir de la cual se

obtienen los parámetros de resistencia del suelo: cohesión (c) y ángulo de fricción (ϕ).

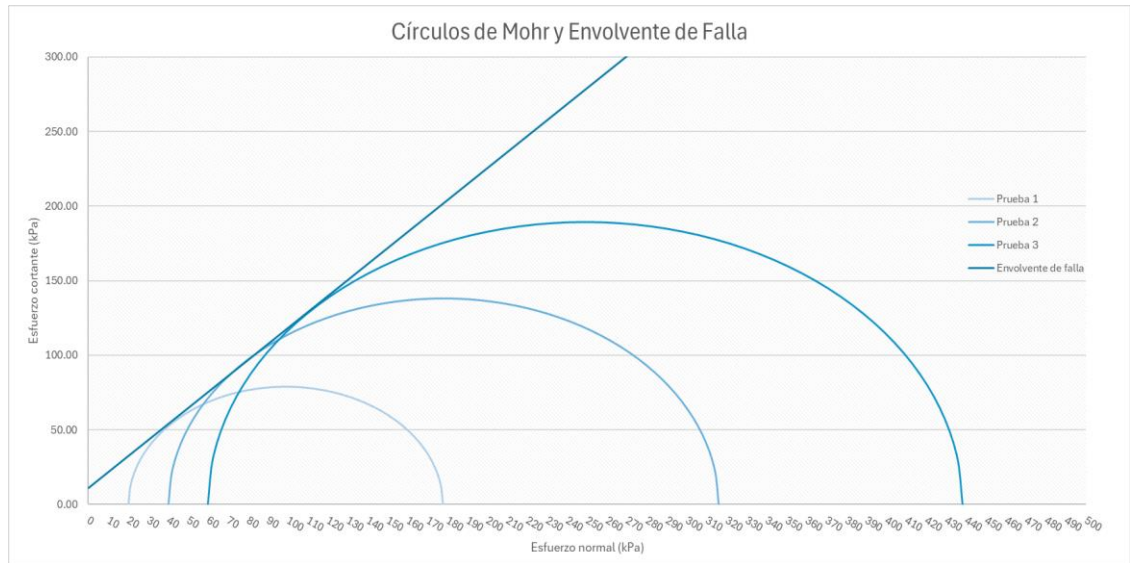


Gráfico 2. Círculos de Mohr y Envolvente de Falla.

Finalmente, se obtienen los parámetros mostrados en la Tabla 19.

Tabla 19. Parámetros de cohesión y ángulo de fricción.

ϕ	47
c	11



Figura 49. Falla en probetas.

Selección de trayectorias de esfuerzo representativas del campo.

Material de base hidráulica.

Debido a que el protocolo de ensayo se encuentra establecido en la normativa europea EN-13286-7 (CEN, 2004), se adoptó dicho procedimiento para la ejecución del ensayo.

La metodología inicia con la definición de la primera secuencia de carga, la cual se presenta de manera esquemática en la Tabla 20.

Tabla 20. Esfuerzos aplicados en protocolo de ensayo de base hidráulica.

Secuencia	Esfuerzo confinante σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)	
		mín	máx
1	20	0	20
	20	0	40
	20	0	60
	20	0	80
	20	0	100
	20	0	120

Material de subrasante.

Con base en los resultados obtenidos anteriormente y debido a él buen comportamiento que presentan los materiales ante carga estática, se propone aplicar un % de los esfuerzos desviadores soportados, manteniendo el objetivo principal de evaluar el comportamiento a deformación permanente por secuencias de esfuerzos sin llevar a la falla prematura el material.

Lo anterior mediante la teoría elástica multicapa (ampliamente utilizada en el diseño de pavimentos), por la cual se calculará el esfuerzo vertical inducido por el tránsito en una estructura de pavimento típica.

Este enfoque permite estimar la distribución de esfuerzos en las distintas capas del pavimento bajo la acción del tránsito vehicular. Por lo que, para el cálculo del

esfuerzo vertical inducido por el tráfico, se considera que la **componente horizontal inducida (σ_{ht}) por el tránsito vehicular es despreciable**.

Lo anterior implica que únicamente el esfuerzo horizontal inducido por el tránsito vehicular se considera despreciable; no así el esfuerzo de confinamiento al que se encuentran sometidas las estructuras de pavimento, el cual se determina a partir de las pruebas realizadas en sitio, descritas en el Capítulo II de este documento.

El esfuerzo desviador inducido por el tráfico vehicular se expresa entonces como en la Ecuación (31):

$$\sigma_{d(inducido)} = \sigma_{vt} - \sigma_{ht} \quad (31)$$

Donde:

$$\sigma_{ht} \approx 0$$

$$\therefore \sigma_{d(inducido)} = \sigma_{vt} \quad (32)$$

Para el cálculo del esfuerzo desviador inducido, la estructura de pavimento utilizada es la que se ilustra en la Figura 50, posteriormente en la Tabla 21 se describen las propiedades de cada capa que conforma al pavimento.

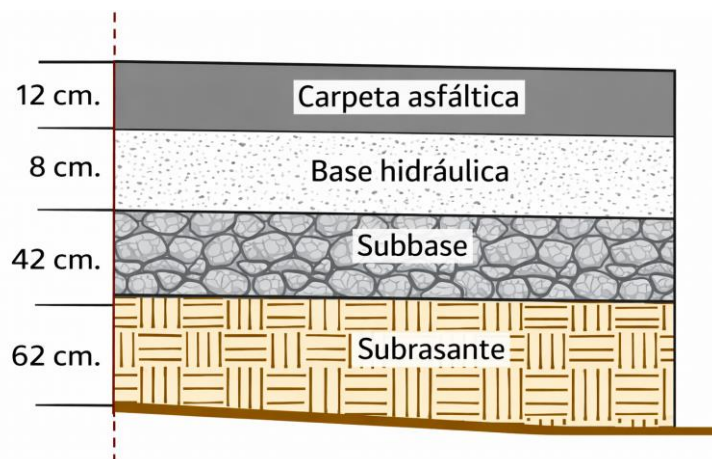


Figura 50. Estructura de pavimento en el cálculo de esfuerzos.

Tabla 21. Propiedades de sección típica de pavimento.

Capa	Material	h_i (mm)	E_i (MPa)	μ_i
1	Carpeta asfáltica	120	3000	0.35
2	Base hidráulica	80	300	0.35
3	Subbase	420	200	0.35
4	Subrasante	620	39	0.4

Para el cálculo del esfuerzo vertical se utilizó la teoría de Boussinesq, no obstante, dado que las estructuras de pavimento están constituidas por un sistema multicapa, representan un medio no homogéneo, se utilizó el método de Odemark para sistemas de pavimentos multicapa.

Esta teoría permite transformar el sistema multicapa en un sistema equivalente, mediante el cálculo de espesores equivalentes, para posteriormente aplicar la formulación de Boussinesq de forma adecuada.

El cálculo de espesores equivalentes, resultado de la siguiente manera:

$$h_{equ1} = 25.87 \text{ cm}$$

$$h_{equ2} = 38.75 \text{ cm}$$

$$h_{equ3} = 139.25 \text{ cm}$$

Para el esfuerzo vertical se consideró una carga aplicada de un eje equivalente (ESAL's) 8.2 ton, y un radio de contacto de 15 cm.

$$\sigma_o = 11.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_z = 11.60 \text{ kg/cm}^2 \left[1 - \left(\frac{139.25 \text{ cm}}{\sqrt{(15 \text{ cm})^2 + (139.25 \text{ cm})^2}} \right)^3 \right]$$

$$\sigma_z = 0.20 \text{ kg/cm}^2 \approx 19.51 \text{ kPa}$$

Adicionalmente, como segunda opción de cálculo del orden de los esfuerzos se utiliza el software WinJULEA el cual calcula por medio de la teoría elástica multicapa. Para ellos, se ingresaron las propiedades antes mencionadas de las capas que conforman la estructura, los resultados obtenidos son los siguientes:

The screenshot shows the WinJULEA software interface with the following data:

Input Layers:

	Thickness	E-Modulus	PR	Slip
1	40.000	4000.0	0.35000	0.0000
2	40.000	3000.0	0.35000	0.0000
3	40.000	3500.0	0.35000	0.0000
4	80.000	300.00	0.30000	0.0000
5	420.00	200.00	0.30000	0.0000
6	620.00	39.000	0.40000	0.0000

Input Loads:

	X-Coord.	Y-Coord.	Load	Contact Area
1	0.0000	0.0000	49850.	70785.
2				
3				
4				
5				

Input Evaluation Points:

	X-Coord.	Y-Coord.
1	0.0000	0.0000
2		
3		
4		
5		
6		

Input Calculation Depths:

	Depth
1	0.0000
2	120.00
3	200.00
4	620.00
5	930.00
6	1240.0

Results at Calculations Points:

	Point 4	Point 5	Point 6
X-Coord.	0.0000	0.0000	0.0000
Y-Coord.	0.0000	0.0000	0.0000
Z-Coord.	620.00	930.00	1240.00
Stress_X	-0.88401E-03	-0.33057E-03	-0.16950E-03
Stress_Y	-0.88401E-03	-0.33057E-03	-0.16950E-03
Stress_Z	0.18419E-01	0.10575E-01	0.70409E-02
ShearStress_XZ	0.0000	0.0000	0.0000
ShearStress_YZ	0.0000	0.0000	0.0000
ShearStress_XY	0.0000	0.0000	0.0000
Strain_X	-0.20251E-03	-0.11354E-03	-0.74822E-04
Strain_Y	-0.20251E-03	-0.11354E-03	-0.74822E-04
Strain_Z	0.49042E-03	0.27793E-03	0.18401E-03
ShearStrain_XZ	0.0000	0.0000	0.0000
ShearStrain_YZ	0.0000	0.0000	0.0000
ShearStrain_XY	0.0000	0.0000	0.0000
Displ_X	0.0000	0.0000	0.0000
Displ_Y	0.0000	0.0000	0.0000
Displ_Z	0.52174	0.40775	0.33777
PrincStress_1	0.18419E-01	0.10575E-01	0.70409E-02
PrincStress_2	-0.88401E-03	-0.33057E-03	-0.16950E-03
PrincStress_3	-0.88402E-03	-0.33057E-03	-0.16950E-03
PrincStrain_1	0.49042E-03	0.27793E-03	0.18401E-03

Tabla 22. Análisis de esfuerzos mediante WinJULEA.

$$\sigma_{vt} = \sigma_d = 18.4 \text{ kPa}$$

Los valores obtenidos son consistentes con lo desarrollado en el Capítulo II, correspondientes a los esfuerzos aplicados en pavimentos existentes, así como con las trayectorias de esfuerzos establecidas en el protocolo para la determinación del módulo resiliente de la AASHTO T307-12.

Por lo que las trayectorias definidas con base en el análisis anterior, resultando en la Tabla 23.

Tabla 23. Trayectorias de esfuerzo para ensayo triaxial de carga repetida.

Esfuerzo confinante (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)		Esfuerzo confinante (kPa)	Esfuerzo desviador (kPa)	
	mín	máx		mín	máx
27.6	0	13.8	41.4	0	20.7
27.6	0	27.6	41.4	0	48.3
27.6	0	41.4	41.4	0	59

Para el esfuerzo desviador, se aplicará un % del esfuerzo máximo obtenido de las pruebas triaxiales monotónicas, esto con el objetivo de medir el daño que sufren los materiales por deformación permanente con esfuerzos reales, por lo que el esfuerzo % ronda en un rango de entre 20% a 30%.

ENSAYOS MULTITETAPA EN LOS MATERIALES ESTUDIADOS

Ensayos triaxiales de carga repetida multitetapa a materiales no ligados.

Equipo para pruebas triaxiales cíclicas.

Para la realización del ensayo triaxial se utilizará el equipo Asphalt Performance Tester (APT-100), el cual permite llevar a cabo tanto pruebas triaxiales como con carga monotónica como ensayos cíclicos. Este equipo integra los sistemas necesarios para aplicación de cargas, regular esfuerzos de confinamiento y procesamiento de la información con precisión.

Su funcionamiento se basa en las unidades descritas a continuación:

1. Unidad de Procesamiento de Información

El APT-100 cuenta con un sistema computarizado avanzado que permite configurar las condiciones de ensayo, controlar las secuencias de carga y registrar en tiempo real los datos generados. Este software especializado integra:

- Módulos para la administración de ensayos triaxiales.
- Interfaz para la captura de parámetros de confinamiento, esfuerzo desviador y deformación axial.

Dicha unidad concentra y almacena la información proveniente de los sensores (LDVT) y sistemas hidráulicos del equipo.

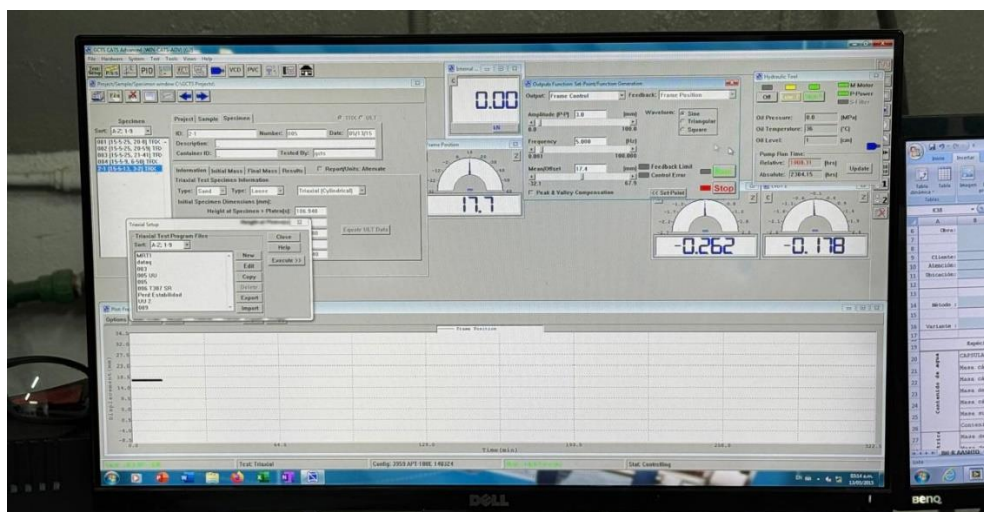


Figura 51. Interfaz de equipo.

2. Unidad Reguladora de Presión

El equipo dispone de un sistema de regulación de presión completamente automatizado, encargado de controlar el nivel de confinamiento aplicado a la probeta durante el ensayo, en la Figura 52 se muestran las imágenes del equipo descrito.

Este sistema incluye:

- Válvulas de control electrónico.
- Capacidad de ajuste manual para calibración o pruebas especiales.
- Ajuste de la presión de confinamiento durante secuencias cíclicas.
- La precisión en esta regulación permite introducir trayectorias de esfuerzos reproduciendo las aplicadas en campo por el flujo vehicular.



Figura 52. Equipo para ensayo triaxial.

Elaboración de especímenes.

Las probetas para la ejecución de estos ensayos se realizarán de la forma descrita para las pruebas triaxiales monotónicas, bajo lo establecido por las especificaciones de la norma AASHTO T 307-99, para ambos materiales.

La probeta elaborada se presenta en las imágenes de la Figura 53, mientras que el ensamble de esta dentro del equipo de ensayo se ilustra en la Figura 54.



Figura 53. Elaboración de especímenes para prueba triaxial cíclica.



Figura 54. Ejecución de pruebas triaxiales multietapa.

Los resultados del equipo se pueden observar en la Figura 55, donde la interfaz proporciona al usuario parámetros como el esfuerzo desviador (S_d), esfuerzo de confinamiento (CP) entre otros.

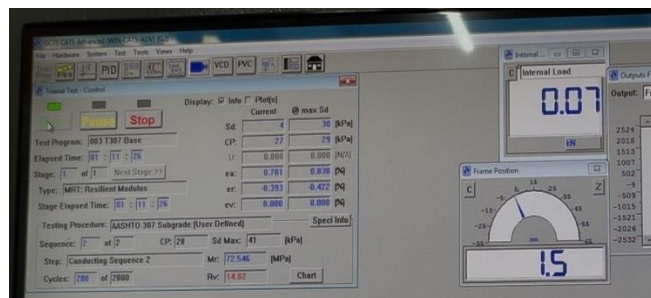


Figura 55. Resultados calculados por interfaz.

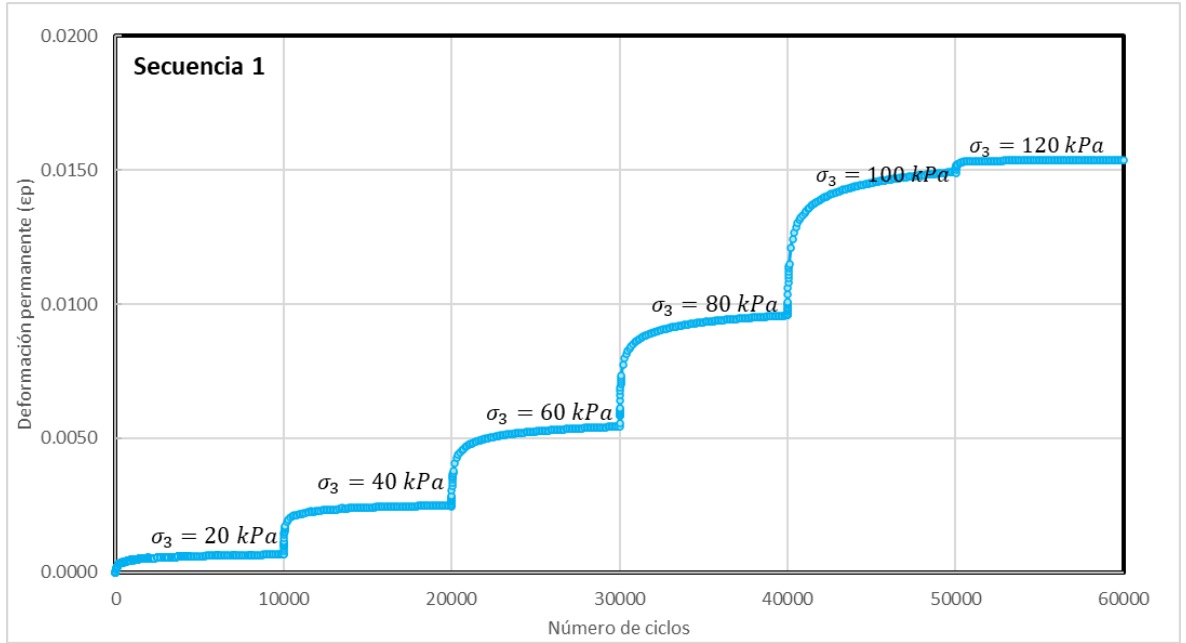


Gráfico 3. Deformación permanente medida para el material de base hidráulica.

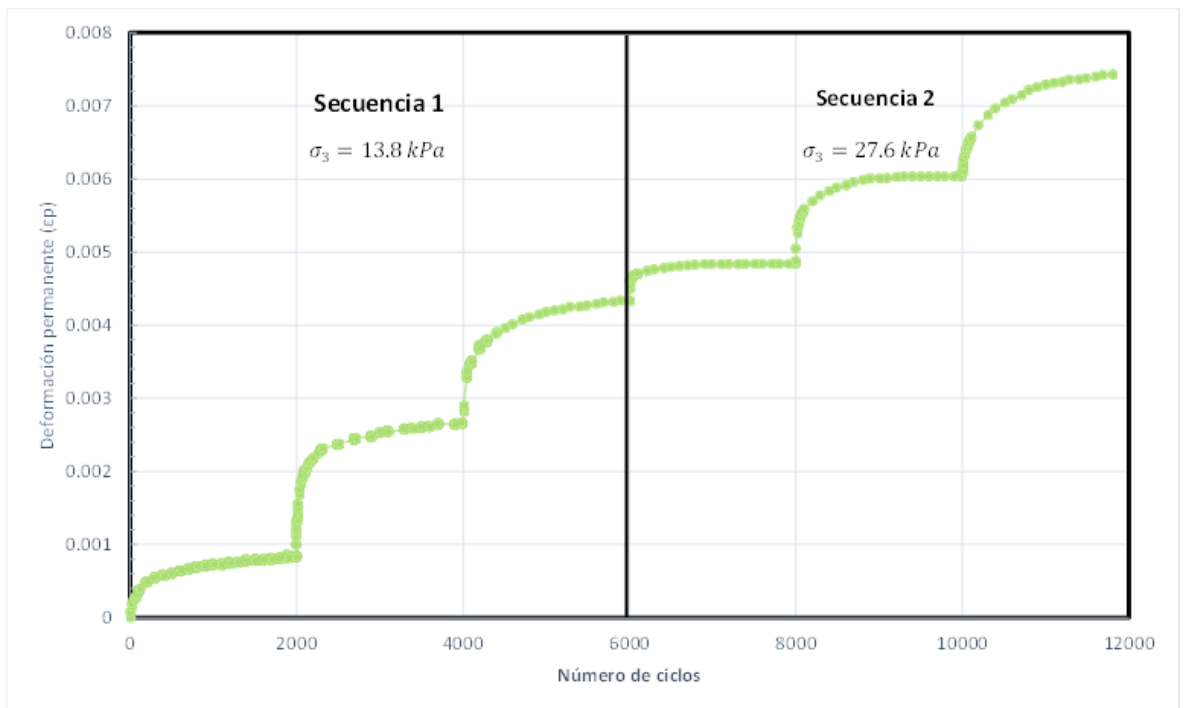


Gráfico 4. Deformación permanente medida para el material de subrasante.

COMPARACIÓN DE MODELOS DE DEFORMACIÓN PERMANENTE.

Para el cálculo de deformación permanente se emplearán dos modelos, el modelo ajustado por AASHTO en 2008 de Tseng y Lytton, y el modelo desarrollado por Erlingsson y Rahman en 2005.

La elección de estos modelos se debe a que permiten integrar el historial de carga previa generado por las distintas secuencias de carga aplicadas al material.

Modelos implementados en el cálculo de deformación permanente.

Tseng y Lytton

$$\varepsilon_p = \beta_{s1} k_{s1} \varepsilon_v \left(\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right) e^{-\left(\frac{\rho}{N - N_{i-1} + N_i^{eq}} \right)^\beta} \quad (33)$$

La Ecuación (33) corresponde al modelo propuesto por Tseng y Lytton para calcular la deformación permanente (ε_p), mientras que la Ecuación (34) define el número de ciclos equivalentes (N_i^{eq}) asociados a las secuencias de carga posteriores a la primera.

$$N_i^{eq} = \frac{\rho^2}{\left[-\ln \left(\frac{\varepsilon_{pi-1}}{\beta_{s1} \cdot k_{s1} \cdot \varepsilon_v \cdot \left(\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_r} \right)} \right) \right]^{\frac{1}{\beta}}} \quad (34)$$

Este número de ciclos equivalentes (N_i^{eq}) representa la cantidad hipotética de ciclos que sería necesario aplicar al material para alcanzar el nivel de deformación correspondiente a la secuencia previa (ε_{pi-1}).

Rahman y Erlingsson:

El modelo de deformación permanente propuesto por Rahman y Erlingsson describe la acumulación de deformación permanente bajo cargas repetidas multietapa, considerando explícitamente el historial de carga aplicado al material.

La Ecuación (35) expresa la deformación permanente acumulada como una función del número efectivo de ciclos y de la condición de esfuerzo aplicada en dicha secuencia:

$$\varepsilon_{pi}(N) = a(N - N_{i-1} + N_i^{eq})^{b(S_f)_i} \cdot (S_f)_i$$

Donde, el término $(N - N_{i-1} + N_{ieq})$ incorpora el efecto del historial de carga previo mediante el concepto de número de ciclos equivalentes.

El número de ciclos equivalentes N_{ieq} , definido en la Ecuación (36), representa la cantidad hipotética de ciclos que sería necesario aplicar bajo la condición de esfuerzo actual para alcanzar la deformación permanente acumulada en la secuencia anterior (ε_{pi-1}) .

$$N_i^{eq} = \left[\frac{\varepsilon_{pi-1}}{a(S_f)_i} \right]^{b^{-1} \cdot (S_f)_i^{-1}} \quad (35)$$

Este enfoque permite trasladar la deformación acumulada de una secuencia previa a una nueva condición de carga, garantizando la continuidad del proceso de deformación permanente entre etapas.

El efecto de la condición de esfuerzo se incorpora a través del factor de esfuerzo S_f , definido en la Ecuación (36) como:

$$S_f = \frac{(q/p_a)}{(p/p_a)^\alpha} \quad (36)$$

Donde:

q es el esfuerzo desviador

p es el esfuerzo normal medio

Pa es la presión atmosférica

α es un parámetro del modelo.

Obtención de parámetros para modelos.

Se presentan los procedimientos de cálculo para la obtención de los parámetros de entrada de los modelos previamente descritos.

El cálculo de deformación resiliente (ε_r) y deformación vertical (ε_v) se calculan para cada trayectoria de esfuerzos aplicada mediante las Ecuaciones (37) y (38).

$$\varepsilon_r = \frac{M_r}{\sigma_d} \quad (37)$$

$$\varepsilon_v = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \mu(\sigma_2 + \sigma_3)] \quad (38)$$

En el caso de los ensayos triaxiales, se considera que $\sigma_2 = \sigma_3$ por lo que la ecuación del esfuerzo vertical se define como la Ecuación (40):

$$\varepsilon_v = \frac{1}{E} [\sigma_d + (1 + 2\mu)\sigma_3] \quad (39)$$

$$\therefore \varepsilon_v = \frac{(\sigma_d + 0.2 \sigma_3)}{E} \quad (40)$$

A partir de la ejecución de ensayos de modulo resiliente se obtuvieron las ecuaciones correspondientes a cada material, los cuales se expresan en las Ecuaciones (41) y (42):

Material de Base Hidráulica

$$M_r = K_1 \cdot \theta^{K_2} \quad (41)$$

Donde:

$$K_1 = 14.28$$

$$K_2 = 0.61$$

Material de Subrasante

$$Mr = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \cdot \sigma_3^{K_3} \quad (42)$$

Donde:

$$K_1 = 19.1811$$

$$K_2 = 0.1262$$

$$K_3 = 0.2968$$

Finalmente, en las Tablas 24 y 25 se muestran los valores utilizados para el cálculo de la deformación resiliente y deformación vertical, parámetros que son necesarios para la implementación del modelo de Tseng y Lytton.

Tabla 24. Cálculo de deformaciones por trayectoria de esfuerzo para material de base hidráulica.

Secuencia	Esfuerzo confinante σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)		σ_1 (kPa)	T_{oct} (kPa)	θ (Bulk stress) (kPa)	ϵ_r	ϵ_{pfinal}	Mr (MPa)	ϵ_v
		mín	máx							
1	20	0	20	40	9.4281	80.0	0.000097	0.000820	206.83	0.000116
	20	0	40	60	18.8562	100.0	0.000169	0.002660	236.99	0.000186
	20	0	60	80	28.2843	120.0	0.000227	0.004330	264.87	0.000242
	20	0	80	100	37.7124	140.0	0.000275	0.004835	290.98	0.000289
	20	0	100	120	47.1405	160.0	0.000317	0.006031	315.68	0.000329
	20	0	120	140	56.5685	180.0	0.000354	0.007253	339.19	0.000366

Tabla 25. Cálculo de deformaciones por secuencia material de subrasante.

Secuencia	Esfuerzo confinante σ_3 (kPa)	Esfuerzo desviador σ_d (kPa)		σ_1 (kPa)	T_{oct} (kPa)	θ (Bulk stress) (kPa)	ϵ_r	ϵ_{pfinal}	Mr (MPa)	ϵ_v
		mín	máx							
1	27.6	0	13.8	41.4	6.5054	96.6	0.000193	0.000820	71.54	0.000270
2	27.6	0	27.6	55.2	13.0108	110.4	0.000353	0.002660	78.08	0.000424
3	27.6	0	41.4	69	19.5161	124.2	0.000504	0.004330	82.18	0.000571
4	41.4	0	20.7	62.1	9.7581	144.9	0.000244	0.004835	84.92	0.000341
5	41.4	0	48.3	89.7	22.7688	172.5	0.000511	0.006031	94.51	0.000599
6	41.4	0	59	100.4	27.8129	183.2	0.000609	0.007253	96.93	0.000694

En el Gráfico 5 se presenta la evolución de la deformación permanente (ϵ_p) en función del número de ciclos para el material de base hidráulica, ensayada mediante la metodología planteada por la norma EN 13286-7.

El ensayo se realizó bajo una presión de confinamiento constante de 20 kPa, aplicando esfuerzos desviadores en etapas sucesivas de 20, 40, 60, 80, 100 y 120 kPa, con una frecuencia de carga de 0.1 Hz y un periodo de reposo de 0.9 segundos. Las probetas fueron compactadas a la humedad óptima y no presentaron cambios de humedad durante el ensayo.

Se observa que la deformación permanente aumenta progresivamente con el número de ciclos, mostrando una tendencia no lineal típica de materiales granulares bajo cargas repetidas.

En el Gráfico 5 se incluye la proyección ajustada mediante el modelo de Tseng & Lytton, el cual representa adecuadamente la tendencia observada, permitiendo extrapolar el comportamiento del material a un mayor número de ciclos.

La buena correspondencia observada entre los resultados experimentales y el modelo valida su aplicación para estimar la evolución de la deformación permanente en este tipo de material.

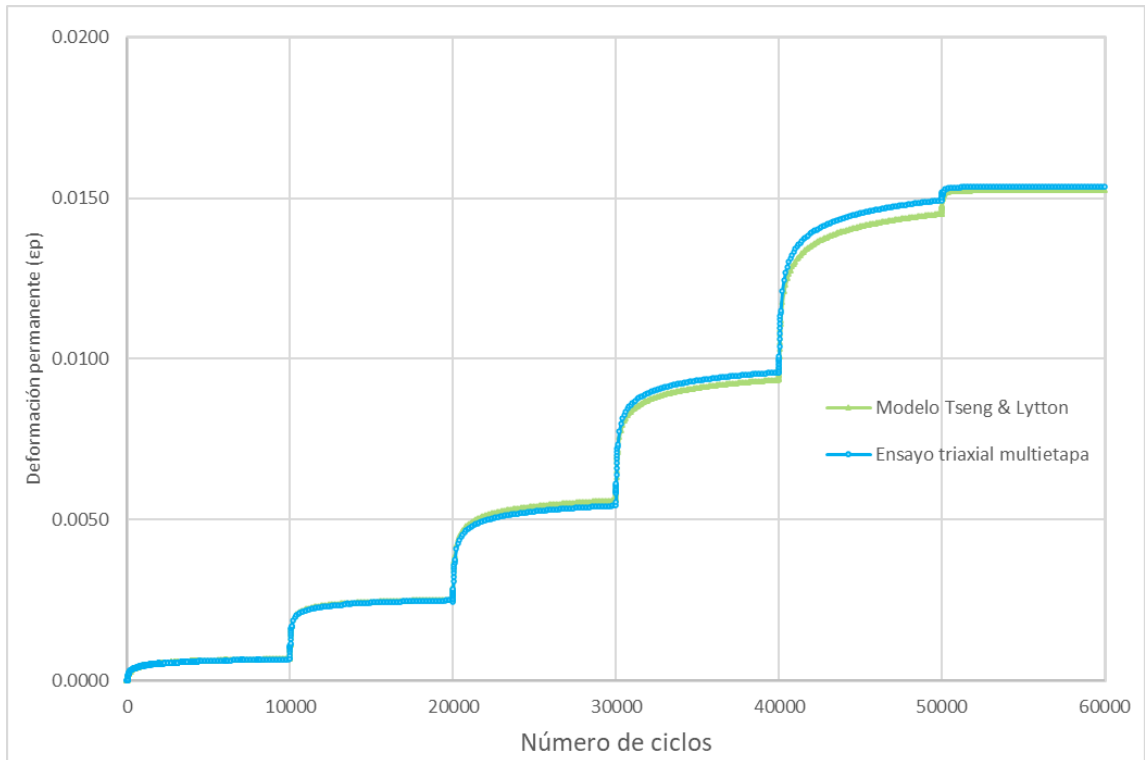


Gráfico 5. Gráfico de deformación permanente con modelos para base hidráulica.

En el Gráfico 6 se presentan los resultados del ensayo de carga repetida multietapa realizado en una probeta de subrasante, siguiendo un protocolo de ensayo basado en el estado de esfuerzos establecido en la norma AASHTO T307, el cual se emplea de manera habitual para la determinación del módulo resiliente en materiales granulares. Este enfoque se adoptó debido a la ausencia de un protocolo específico para evaluar el desempeño frente a deformación permanente en materiales finos que funcionan como capa de cimentación del pavimento.

El ensayo se llevó a cabo en el equipo Asphalt Performance Tester (APT-100), aplicando dos presiones de confinamiento: 27.6 kPa y 41.4 kPa, con esfuerzos desviadores variables según lo establecido en la metodología.

La frecuencia de carga fue de 0.1 Hz, con un periodo de reposo de 0.9 segundos, y las probetas fueron compactadas a la humedad óptima, manteniéndose sin cambios de humedad durante todo el ensayo.

La gráfica muestra la deformación permanente acumulada en función del número de ciclos, comparando los datos experimentales con dos modelos de proyección: el modelo de propuesto por la Guía Empírico-Mecanicista (Tseng y Lytton) y el modelo propuesto por Rahman & Erlingsson.

Se observa que ambos modelos se ajustan adecuadamente a la tendencia de los datos experimentales, siendo el modelo de Tseng & Lytton ligeramente más conservador en las primeras etapas.

La cercanía entre las curvas valida la aplicabilidad de ambos enfoques para predecir el comportamiento de la subrasante bajo cargas repetidas.

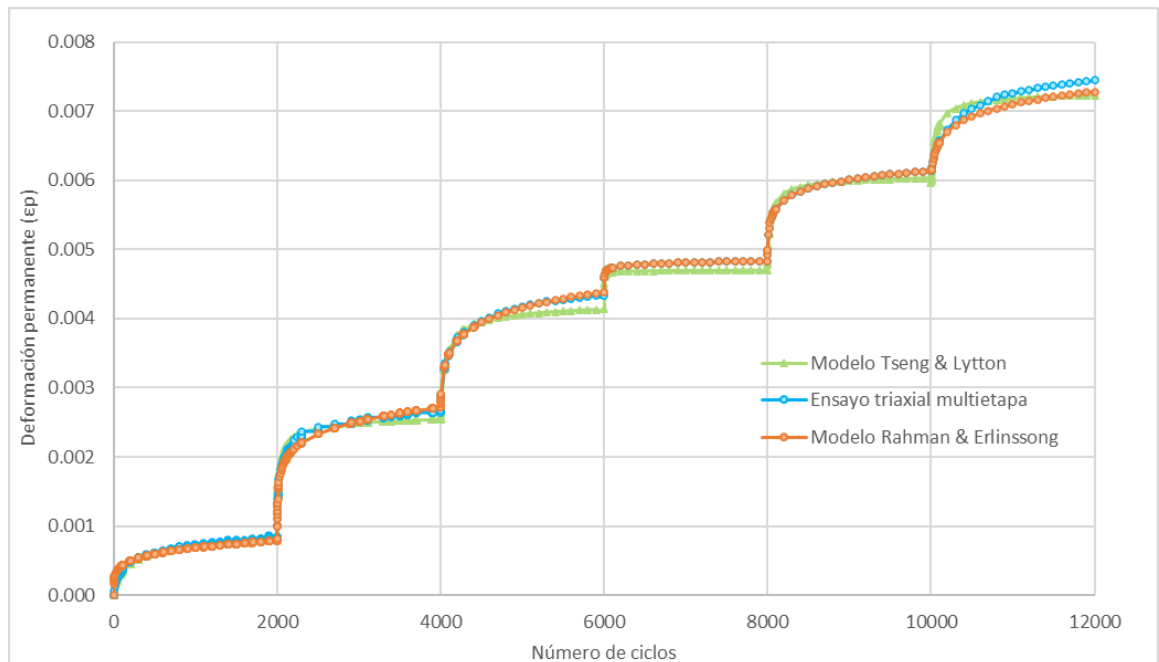


Gráfico 6. Gráfico de deformación permanente con modelos para subrasante.

Finalmente en el Gráfico 7, se presenta una extensión del ensayo de subrasante, en la que se mantuvo la primera secuencia de carga durante 8,900 ciclos, con el objetivo de evaluar el comportamiento del material bajo un mayor número de aplicaciones de carga.

Las condiciones de ensayo fueron las mismas: presión de confinamiento de 27.6 kPa, esfuerzo desviador de 13.8 kPa, frecuencia de 0.1 Hz y probetas a humedad óptima.

La gráfica permite observar con mayor claridad la evolución de la deformación permanente a largo plazo. Se evidencia una estabilización progresiva de las deformaciones.

Los modelos de Tseng & Lytton y Rahman & Erlingsson continúan ajustándose adecuadamente a los datos experimentales, confirmando su utilidad para proyectar el comportamiento de la subrasante en condiciones de servicio prolongadas.

La extensión del ensayo refuerza la validez de los modelos y aporta mayor confianza en las predicciones para el diseño de pavimentos.

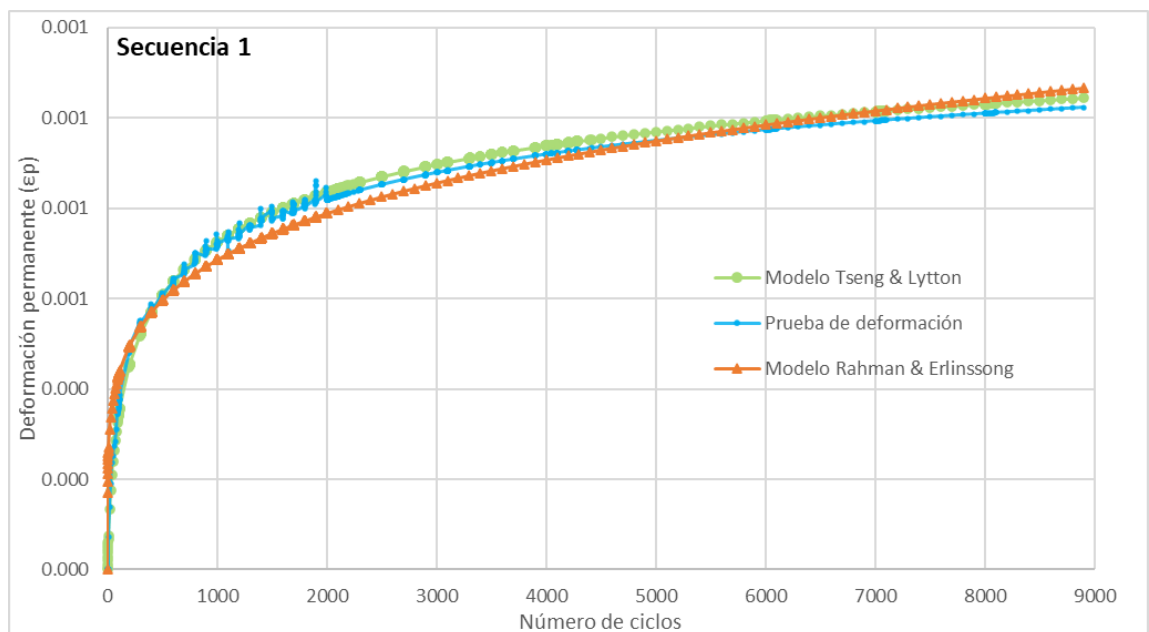


Gráfico 7. Curvas de deformación permanente a 8,000 ciclos para secuencia 1.

La base hidráulica fue ensayada bajo una metodología propia, con un confinamiento constante de 20 kPa y esfuerzos desviadores crecientes desde 20 hasta 120 kPa. Este rango de esfuerzos permitió evaluar el material en condiciones representativas de capas estructurales de pavimentos. Por su parte, la subrasante se ensayó conforme a la norma AASHTO T307, con dos niveles de confinamiento (27.6 y 41.4 kPa) y esfuerzos desviadores acordes a la normativa.

Al comparar las curvas de deformación permanente (Gráficos 5 y 6), se evidencia que la base hidráulica presenta una mayor rigidez y menor acumulación de deformación frente a la subrasante, lo cual era esperable dado su rol estructural y su mayor capacidad de soporte.

La subrasante, en cambio, acumula deformaciones más rápidamente, especialmente en las primeras etapas de carga, lo que refleja su menor módulo resiliente y mayor susceptibilidad a la deformación bajo cargas repetidas.

No obstante, ambos materiales muestran una respuesta estable dentro de los rangos de esfuerzo evaluados, sin evidencia de falla por deformación excesiva o colapso estructural.

Esto sugiere que, bajo condiciones de humedad óptima y confinamiento adecuado, tanto la base como la subrasante pueden soportar un número significativo de ciclos de carga sin comprometer su integridad.

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Influencia de las propiedades de los materiales en su comportamiento bajo carga repetida.

Los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales de carga repetida multietapa deben interpretarse no únicamente a partir de las condiciones de esfuerzo aplicadas, sino también considerando las propiedades intrínsecas de los materiales, las cuales fueron cuidadosamente controladas durante la preparación de las probetas. Tal como se expuso en la introducción de este trabajo, variables como la densidad de compactación, el contenido de humedad, la granulometría y el tipo de agregado desempeñan un papel determinante en la respuesta mecánica de suelos y materiales granulares sometidos a cargas dinámicas.

En este apartado se analiza de manera sistemática la influencia de cada uno de estos factores sobre el comportamiento observado, integrando los resultados experimentales con los mecanismos físicos que gobiernan la deformación permanente.

Influencia de la densidad.

La densidad seca de compactación es uno de los factores con mayor incidencia en la rigidez y la resistencia de los materiales granulares y finos. En el presente estudio, todas las probetas fueron compactadas a su densidad seca máxima correspondiente a la humedad óptima, siguiendo los lineamientos de la prueba Proctor estándar o modificada, según el tipo de material. Este control permitió asegurar que los resultados obtenidos reflejaran el comportamiento del material bajo condiciones estructuralmente favorables.

Tanto la base hidráulica como la subrasante mostraron una respuesta estable frente a la aplicación de cargas repetidas, caracterizada por una acumulación de deformación permanente que tiende a estabilizarse conforme aumenta el número de ciclos. Este comportamiento es típico de materiales adecuadamente compactados, en los cuales el elevado grado de acomodamiento y la eficiente disposición de las partículas limitan su movilidad relativa, reduciendo así la deformación irreversible.

En contraste, densidades inferiores a la óptima suelen asociarse con una mayor tasa de deformación en los primeros ciclos y con la posibilidad de una falla prematura por reacomodo excesivo, fenómeno ampliamente documentado en la literatura especializada.

Influencia del contenido de humedad.

El contenido de humedad durante los ensayos se mantuvo constante e igual a la humedad óptima de compactación, lo que permitió aislar el efecto de la carga repetida sin la interferencia de variaciones en la succión matricial o en la presión de poros.

En materiales granulares como la base hidráulica, la humedad óptima coincide generalmente con la condición de máxima densidad y menor deformabilidad. En este estado, el agua actúa como lubricante durante la compactación, pero una vez consolidada la estructura granular, no genera presiones intersticiales significativas bajo cargas de aplicación rápida.

En el caso de la subrasante, de naturaleza más fina, el control del contenido de humedad adquiere una relevancia aún mayor. Incrementos por encima del valor óptimo pueden provocar aumentos sustanciales en la deformación permanente, como consecuencia de la reducción de la succión matricial y del posible desarrollo de presiones de poro positivas, incluso bajo condiciones no drenadas. En este sentido, los resultados obtenidos representan un escenario favorable y deben interpretarse como un límite inferior de la deformación esperable en campo, donde las variaciones estacionales de humedad son inevitables.

Influencia de la granulometría.

La distribución granulométrica de los materiales ensayados constituye un factor clave en la forma en que las cargas se transmiten y redistribuyen a través del esqueleto sólido. La base hidráulica, al ser un material granular bien graduado, presenta una elevada fricción interna y una eficiente trabazón entre partículas, lo que se traduce en una mayor rigidez y en una menor tasa de acumulación de deformación permanente, tal como se observa en el Gráfico 6.

La presencia de partículas de distintos tamaños favorece una configuración granular más eficiente, con reducción de vacíos y aumento en los puntos de contacto, lo cual mejora la capacidad portante del material.

Por su parte, la subrasante, al tratarse de un material predominantemente fino y con una menor proporción de fracción gruesa, presenta una estructura más dependiente de la cohesión y de las fuerzas capilares. Esta característica explica la mayor tasa de deformación observada en las primeras etapas del ensayo (Gráficos 7 y 8), así como la posterior tendencia a la estabilización, una vez que el material alcanza una nueva configuración de equilibrio. La ausencia de una trabazón mecánica significativa hace que este tipo de material sea más susceptible a la deformación bajo cargas repetidas, particularmente en los ciclos iniciales de cada etapa de esfuerzo.

Influencia del tipo de agregado.

El origen y la naturaleza mineralógica de los agregados influyen de manera directa en el comportamiento mecánico observado. En el caso de la base hidráulica, compuesta por agregados triturados, la angularidad y la rugosidad superficial de las partículas favorecen una mayor fricción interna y resistencia al deslizamiento, lo que contribuye a la estabilidad del material frente a cargas repetidas. Esta condición se refleja en la baja tasa de deformación permanente registrada, incluso en las etapas de mayor esfuerzo desviador.

En contraste, la subrasante, al tratarse de un suelo fino con posible presencia de minerales arcillosos, presenta un comportamiento influenciado por la actividad de la fracción arcillosa y su respuesta frente a cambios en el estado de esfuerzos, lo cual se traduce en una mayor deformabilidad relativa.

Evaluación de los modelos de deformación permanente.

Uno de los objetivos del estudio fue evaluar la capacidad de dos modelos empíricos para proyectar la deformación permanente a largo plazo: el modelo de Tseng & Lytton y el modelo propuesto por Rahman & Erlingsson. Ambos modelos fueron ajustados a los datos experimentales y comparados de manera gráfica.

Modelo de Tseng & Lytton.

El modelo adoptado en la Guía Empírico-Mecanicista, basado en los trabajos de Tseng & Lytton (1989), emplea una función potencial que relaciona la deformación permanente con el número de ciclos de carga. En todos los casos analizados, este modelo mostró un ajuste muy satisfactorio a los datos experimentales, particularmente en las etapas iniciales e intermedias del ensayo.

En la base hidráulica (Gráfico 6), el modelo reproduce de manera adecuada tanto la curvatura inicial como la progresiva estabilización de la deformación. En la subrasante (Gráficos 7 y 8), el ajuste también es consistente, aunque se observa una ligera subestimación en las primeras etapas del ensayo extendido a 9,000 ciclos, lo cual puede atribuirse a la mayor variabilidad inherente a los materiales finos.

Modelo de Rahman & Erlingsson.

El modelo de Rahman & Erlingsson también mostró un buen desempeño en la proyección de la deformación permanente. En general, este modelo tiende a ser ligeramente más conservador en las primeras etapas del ensayo, aunque converge hacia valores similares a los del modelo de Tseng & Lytton conforme aumenta el número de ciclos.

En la subrasante (Gráfico 7), ambos modelos se superponen prácticamente a partir de los 30,000 ciclos, lo que indica que, a largo plazo, las diferencias entre ellos se atenúan y cualquiera puede ser empleado con fines de diseño. No obstante, en el caso de la base hidráulica, este modelo no presentó un comportamiento adecuado, lo que limitó su aplicación y la comparación directa entre materiales bajo un mismo enfoque.

Implicaciones para el diseño de pavimentos.

El buen nivel de concordancia entre los modelos y los datos experimentales tiene implicaciones prácticas relevantes. En primer lugar, valida el uso de estos modelos empíricos como herramientas para proyectar el comportamiento de materiales granulares y finos bajo cargas repetidas, reduciendo la necesidad de ensayos de larga duración. Esto resulta especialmente útil en etapas de diseño preliminar.

Asimismo, la similitud en los resultados sugiere que, para los materiales evaluados, ambos enfoques pueden emplearse con resultados equivalentes. Sin embargo, se recomienda el uso del modelo de Tseng & Lytton cuando se requiera una mayor precisión en las etapas iniciales, y el modelo de Rahman & Erlingsson cuando se busque un enfoque más conservador o alineado con prácticas estandarizadas.

Influencia de la metodología de ensayo.

Un aspecto relevante del estudio es la comparación implícita entre una metodología propia, aplicada a la subrasante, y una metodología normalizada, basada en la norma EN-13286-7, aplicada a la base hidráulica. Si bien no es posible establecer una comparación directa entre materiales debido a sus diferencias intrínsecas, los resultados permiten evaluar la coherencia interna de cada metodología.

En el caso de la subrasante, la metodología propia permitió explorar un rango amplio de esfuerzos desviadores bajo un mismo confinamiento, lo que resultó útil para analizar el comportamiento del material en condiciones exigentes. No obstante, al no corresponder a una norma estandarizada, los resultados presentan una comparabilidad limitada con otros estudios, por lo que se recomienda complementar este enfoque con ensayos normalizados en investigaciones futuras.

Para la base hidráulica, el empleo de la norma EN-13286-7 y la definición del estado de esfuerzos conforme a la AASHTO T-307 garantizan la reproducibilidad y comparabilidad de los resultados a nivel nacional e internacional. La extensión del ensayo a 9,000 ciclos (Gráfico 8) permitió además observar con mayor claridad la tendencia a la estabilización de la deformación, aportando información valiosa sobre el comportamiento a largo plazo.

Limitaciones del estudio y recomendaciones.

A pesar de los resultados obtenidos, es importante reconocer ciertas limitaciones. En primer lugar, los ensayos se realizaron únicamente a la humedad óptima, sin considerar variaciones estacionales que podrían afectar

significativamente el comportamiento en campo. Se recomienda evaluar en futuras investigaciones el efecto de ciclos de humedecimiento y secado.

En segundo lugar, el número de repeticiones por condición de esfuerzo fue limitado, lo que impide un análisis estadístico robusto. Sería deseable contar con al menos tres repeticiones por cada combinación de material y estado de esfuerzo, a fin de cuantificar la variabilidad inherente y establecer intervalos de confianza.

Finalmente, se sugiere ampliar el rango de frecuencias de carga en estudios posteriores, incorporando valores representativos de distintas velocidades de tránsito, lo que permitiría evaluar de forma más integral la influencia de la velocidad de aplicación de la carga sobre la deformación permanente.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES

La hipótesis planteada resultó positiva, debido a que manteniendo los esfuerzos en un orden menor al 40% del esfuerzo máximo obtenido de la prueba triaxial monotónica es posible ejecutar los ensayos multietapa sin inducir a la falla a los materiales.

Esto dio resultado a un procedimiento técnicamente viable, sobre en el caso de los materiales utilizados en capas de subrasante para pavimentos. Lo anterior, debido a que como se ha mencionado en los antecedentes de esta investigación estos materiales no cuentan con normativas de ensayo establecidas tanto a nivel nacional como internacional.

Más allá de los valores numéricos obtenidos, este trabajo aporta evidencia concreta sobre la importancia de realizar una caracterización experimental rigurosa como base para cualquier ejercicio de modelación o proyección.

En un contexto donde frecuentemente se prioriza la complejidad de los modelos sobre la calidad de los datos de entrada, esta investigación reivindica el valor del ensayo experimental bien ejecutado y la vigencia de los modelos empíricos clásicos cuando se aplican sobre materiales adecuadamente caracterizados.

La aplicación de trayectorias de esfuerzo basadas en un porcentaje del esfuerzo máximo monotónico permitió evitar la falla prematura de las probetas durante la ejecución de los ensayos, asegurando la representatividad de las condiciones de esfuerzo a las que son sometidos los materiales en campo.

Las pruebas triaxiales de carga repetida multietapa presentan una metodología práctica en el estudio de la deformación permanente, reduciendo los tiempos de ejecución y tomando en cuenta el historial de esfuerzos aplicados del material. Los modelos calibrados de deformación permanente mostraron un ajuste adecuado con los datos experimentales lo que respalda su capacidad para replicar el fenómeno al que se exponen las capas inferiores de pavimento.

La prueba multietapa permitió simuló la evolución progresiva de la deformación permanente en función del nivel de esfuerzos, lo que no es posible obtener con ensayos de etapa única.

Esta investigación puede servir como base en el desarrollo de investigaciones futuras, que tengan como propósito el estudio del comportamiento de los materiales ante la presencia de humedad, y/o otras condiciones a la que se enfrentan los materiales utilizados en la construcción de vías terrestres.

Se espera que los resultados aquí presentados contribuyan al conocimiento del comportamiento de materiales locales bajo cargas repetidas y sirvan como referencia para futuros estudios y aplicaciones en el diseño de pavimentos.

Bibliografía

- AASHTO. (2008). *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*. United States of America.
- AASHTO T 307-99. (2012). *Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials*.
- Acuña Jiménez, M. (2009). *Implementación del ensayo de módulo resiliente en bases granulares para pavimentos*.
- ASTM . (2012). *Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil*. Mained.
- Ba, M., Tinjum, J. M., & Fall, M. (2015). Prediction of permanent deformation model parameters of unbound base course aggregates under repeated loading. *Road Materials and Pavement Design* , 9.
- Barksdale, R. D. (1971). Compressive Stress Pulse Time in Flexible Pavements for Use in Dynamic Testing., (p. 1).
- Barksdale, R. D. (1974, 10 22). *Transportation Research Board*. Retrieved from <https://trid.trb.org/View/138844>
- Brown, S. F. (1996). Soil mechanics in pavement engineering. *Géotechnique*, 46.
- CEN. (2004). *Unbound and hydraulically bound mixtures*.
- Coria, G. C., Dominguez, H. D., & Garnica, A. P. (2018). *Teorías para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles: un enfoque mecanicista*. Sanfadila, Qro: Instituto Mexicano del Transporte.
- Dynatest. (2025). *dynatestlatam*. Retrieved from <https://www.dynatestlatam.com/equipos-para-evaluacion-de-pavimentos/equipo-simulacion-de-vehiculo-pesado/>
- Erlingsson, S., Rahman, S., & Salour, F. (2017). Characteristic of Unbound Granular Materials and Subgrades base on Multi Stage RLT Testing. *Transportation Geotechnics*, 2.
- Everton, J., & Erlingsson, S. (2024). Characterising the permanent deformation of subgrade soils under seasonal variation. *Canadian Journal of Civil Engineering* , 1.
- Gao, L.-s., Dan, H.-c., & Li, L. (2019). Response Analysis of Asphalt Pavement under Dynamic Loadings: Loading Equivalence. *Mathematical Problems in Engineering*.
- Garnica Anguas, P., Gómez López, J. A., & Sesma Martínez, J. (2002). Mecánica de materiales para pavimentos. 35.

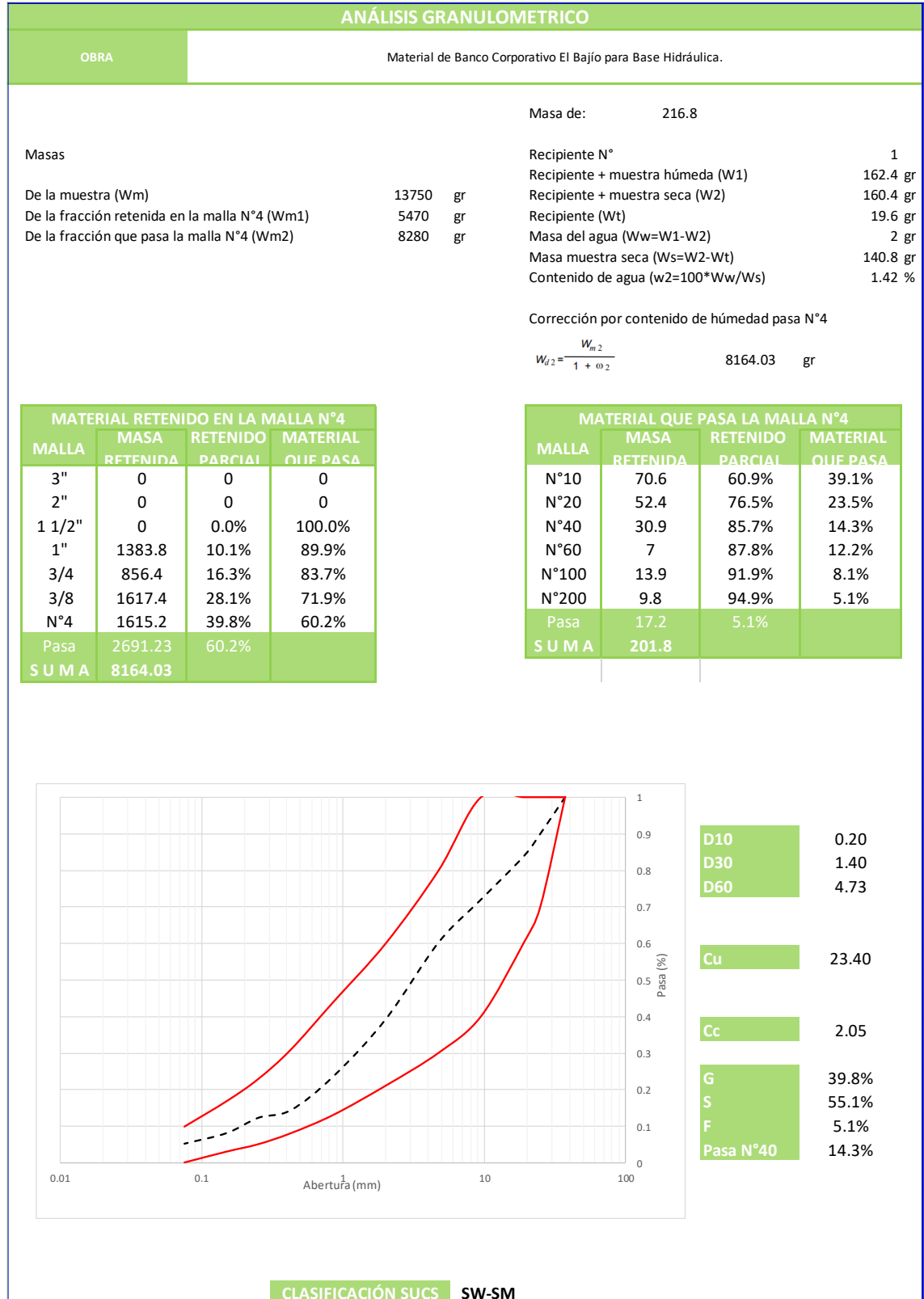
- Garnica, A. P., & Gómez, L. J. (2001). *Deformaciones permanentes en materiales granulares para la sección estructural de carreteras*. Sanfadila, Qro.: Instituto Mexicano del Transporte.
- Garnica, P., Hernández, R., & Téllez, R. (2015). *El nuevo Simulador de Vehículos Pesados, HVS Mark VI*.
- Gidel, G., Horny, P., Chauvin, J.-J., Breysse, D., & Denis, A. (2001). Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargements répétés. *BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES*, 5.
- Huang, Y. H. (2004). *Pavement Analysis and Design*. Upper Saddle River: Pearson Education, Inc.
- Janos, M., & Szendefy, J. (2024). Determination of Permanent Deformations of Non-Cohesive Soils in Pavement Structures under Repeated Traffic Load. *Eng*, 1,2.
- Leiva, V. F., Camacho, G. E., & Aguiar, M. J. (2016). Simulación de variables climáticas en ensayos de daño acelerado de pavimentos a escala natural. *Revista Infraestructura Vial*.
- Lekarp, F., & Dawson, A. (1998). Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Construction and building materials*, 4.
- Loría, L. G., Castillo, C. T., & Padilla, P. L. (2015). Avance de las investigaciones en la generación de la Interfaz de Cálculo que Acompañará a la Nueva Guía de Diseño de Pavimentos Costarricense.
- NCHRP. (2004). *Guide for Mechanics-Empirical Design*. Illinois: ARA Inc.
- NCHRP. (2004). *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*. Illinois: ARA, Inc. ERES Consultants Division.
- Pérez, G. N., Garnica, A. P., González, R. J., Curiel, I. N., & Ruiz, S. M. (2016). *Modelo para estimar el módulo de resiliencia de suelos finos compactados en la condición óptima de compactación*. Sanfadila, Qro.
- Pérez, P. I., & Gamir, N. V. (2000). *Modelos Predictivos de la Deformación Permanente de las Capas de Base de Materiales Granulares Suelos Empleados en los Firmes Flexibles*. Madrid.
- Rahman, M. S. (2015). *Characterising the Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavements Structures*.
- Rahman, M., & Erlingsson, S. (2014). Predicting permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *International Journal of Pavement Engineering*, 2.

- Rondón, H. A., & Reyes, F. (2009). Deformación Permanente de Materiales Granulares en Pavimento Flexible. *Revista de Ingenierías Universidad de Medellín* , 25.
- Salour, F., & Erlingsson, S. (2015). *Permanent deformation characteristics of silty sand subgrades from multistage RLT test.*
- Selvaraj, S. I. (2012). *Review on the Use of Instrumented Pavement Test Data in Validating Flexible Pavement Mechanistic Load Response Models.* China.
- Shakoor, A. (2016). *Encyclopedia of Engineering Geology.*
- SICT. (2022).
- Uzan, J. (2004). Permanent Deformation in Flexible Pavements. *Journal of Transportation Engineering ASCE.*
- Zhang, J., Peng, J., Zhang, A., & Li, J. (2020). Prediction of permanent deformation for subgrade soils under traffic loading in Southern China. *International Journal of Pavement Engineering* .

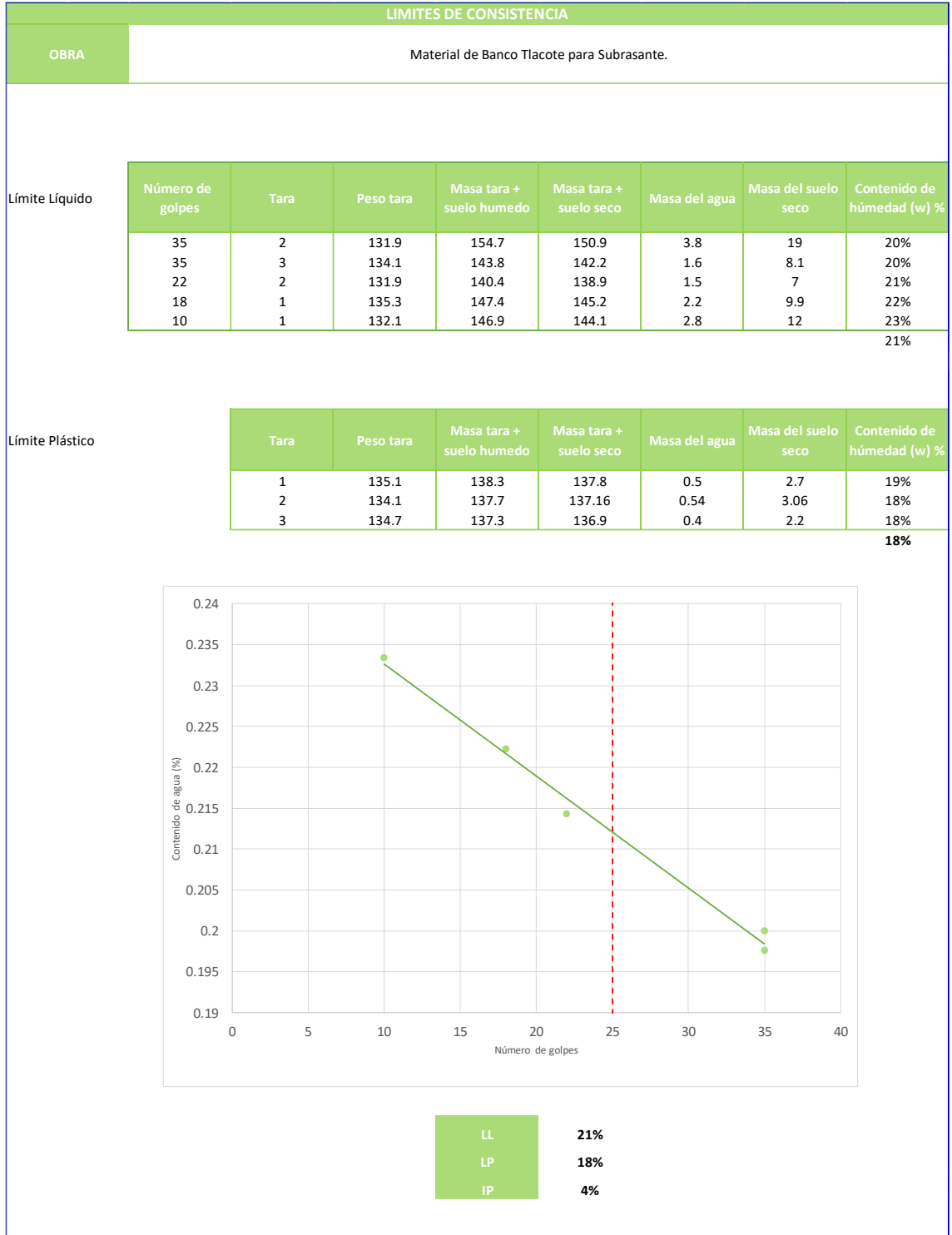
ANEXOS

Material para base hidráulica

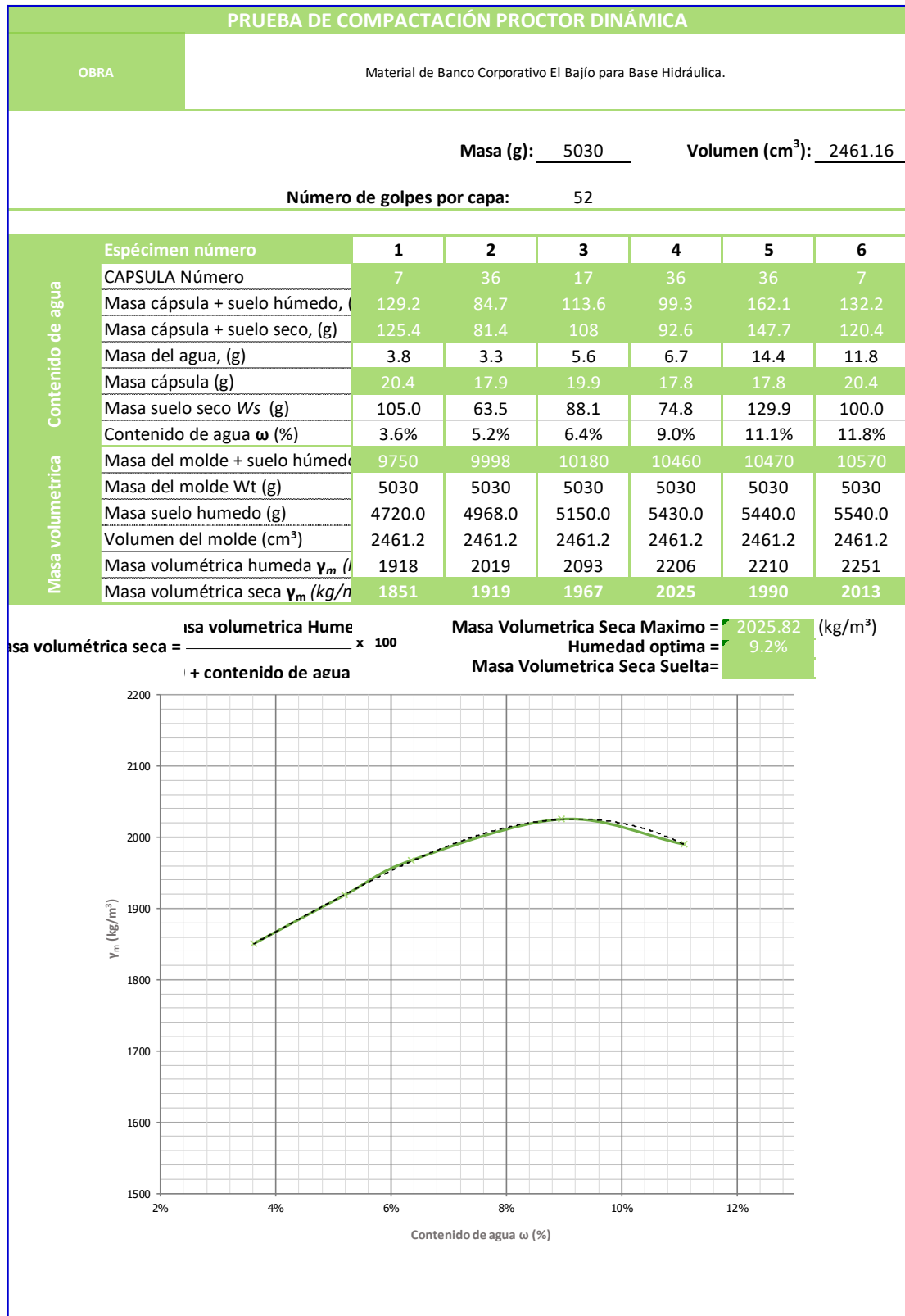
Granulometría



Límites de consistencia



Proctor Modificada



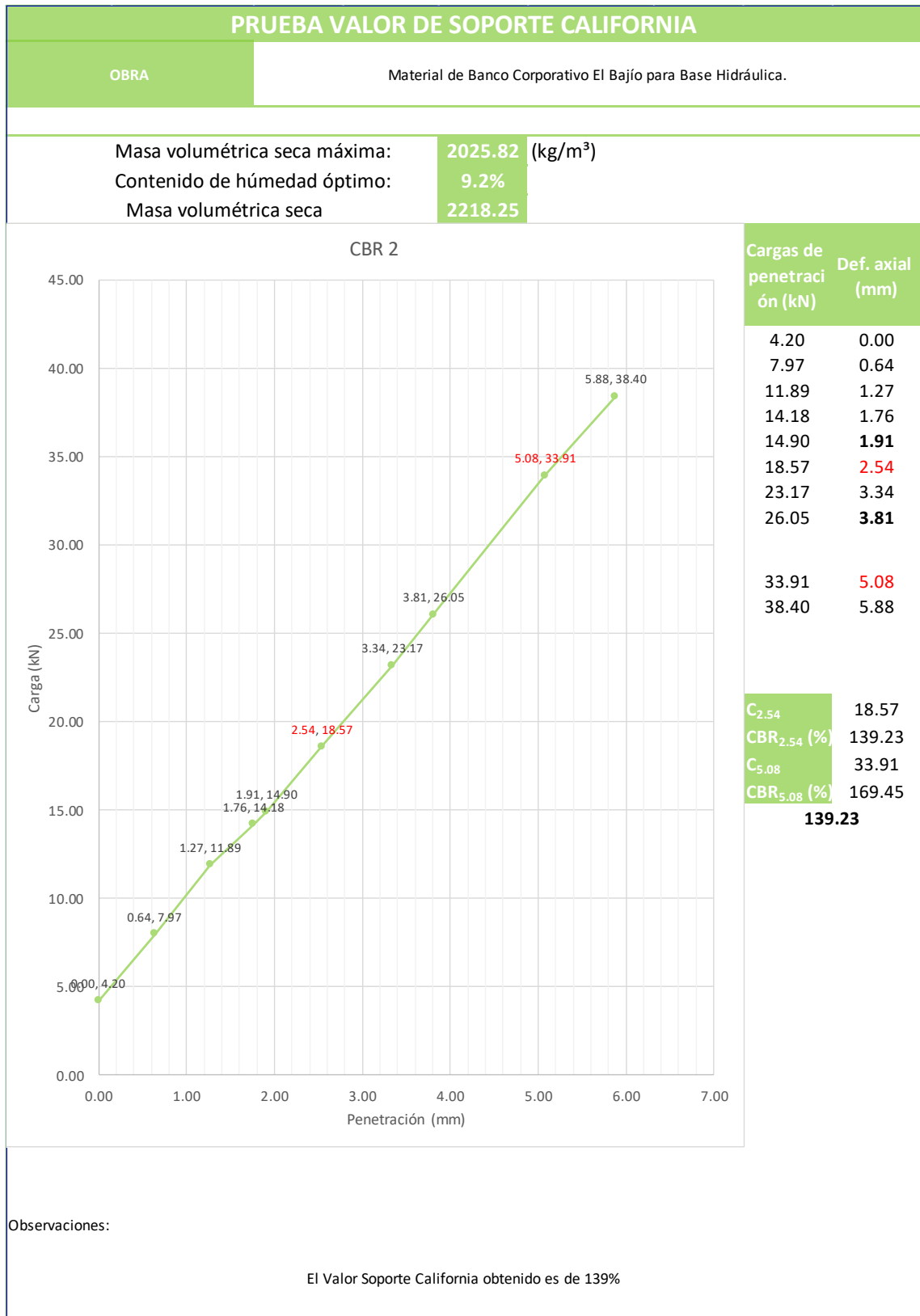
Equivalente de arena

Equivalente de arena ASTM D2419			
Resultados	[pulg]		
Lectura	Replica 1	Replica 2	Replica 3
Arcilla [pulg]	4.4	4.6	4.6
Arena [pulg]	4	4	4
(SE) Equivalente de arena [%]	91%	87%	87%
(SE) Equivalente de arena promedio [%]	88%		

Valor de soporte california (CBR)



Valor de soporte california (CBR)



Desgaste los ángeles

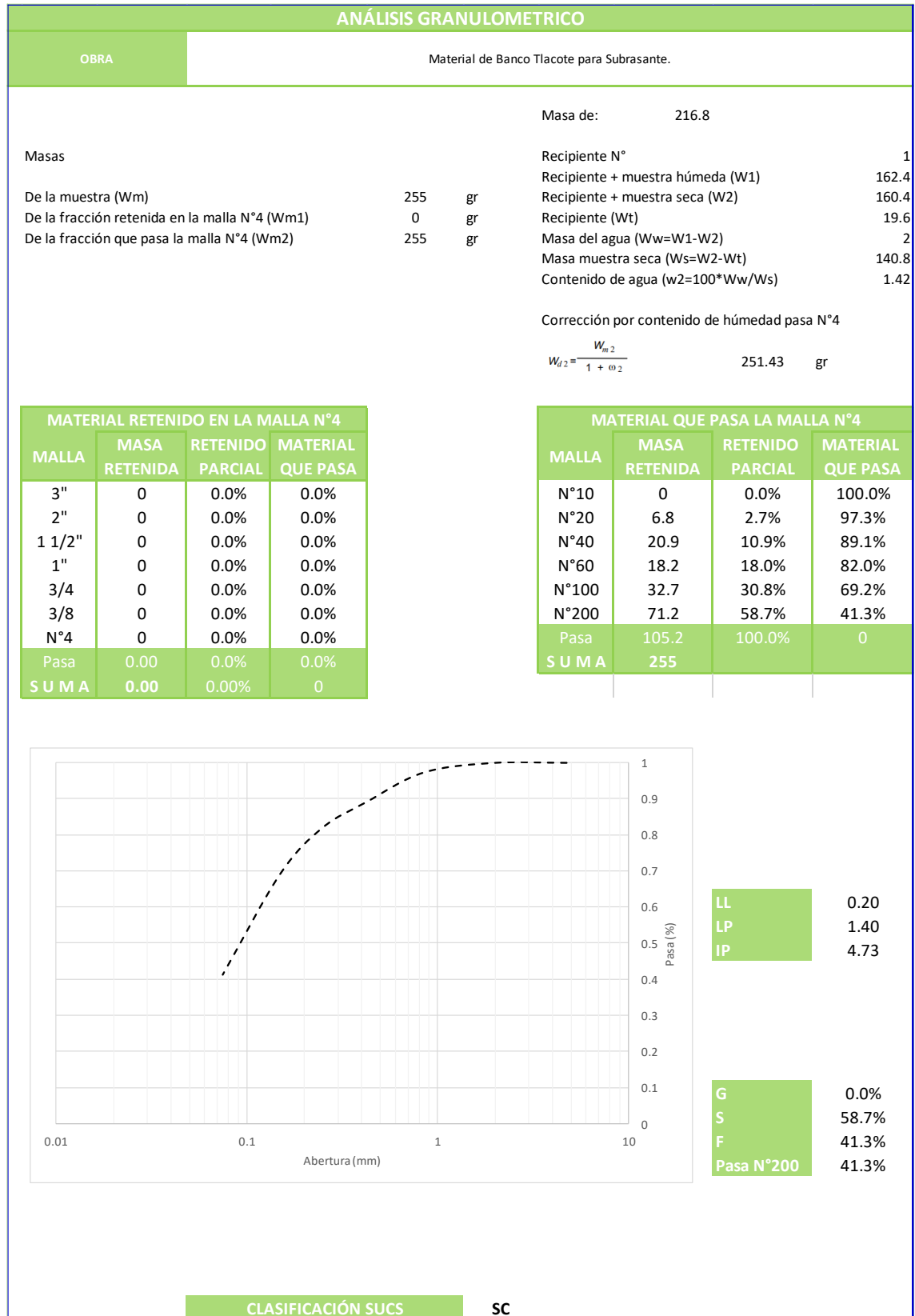
PRUEBA DESGASTE LOS ÁNGELES															
OBRA	Material de Banco Corporativo El Bajío para Base Hidráulica.														
$\text{Desgaste de Los Ángeles [\%]} = \frac{C - Y}{C} * 100$															
Donde:															
Desgaste de Los Ángeles [%] = Desgaste por abrasión en Máquina de Los Ángeles, con aproximación de 1 % (sin decimales).															
C [g] = Masa de la muestra inicial, con aproximación de 1.0 g (sin decimales).															
Y [g] = Masa de la muestra final, con una aproximación de 1.0 g (sin decimales).															
<table><tr><td>Desgaste Los Ángeles</td><td>15.45%</td><td></td><td></td></tr><tr><td>C</td><td>5000</td><td>gr</td><td></td></tr><tr><td>Y</td><td>4227.6</td><td>gr</td><td></td></tr></table>				Desgaste Los Ángeles	15.45%			C	5000	gr		Y	4227.6	gr	
Desgaste Los Ángeles	15.45%														
C	5000	gr													
Y	4227.6	gr													

Partículas alargadas y lajeadas

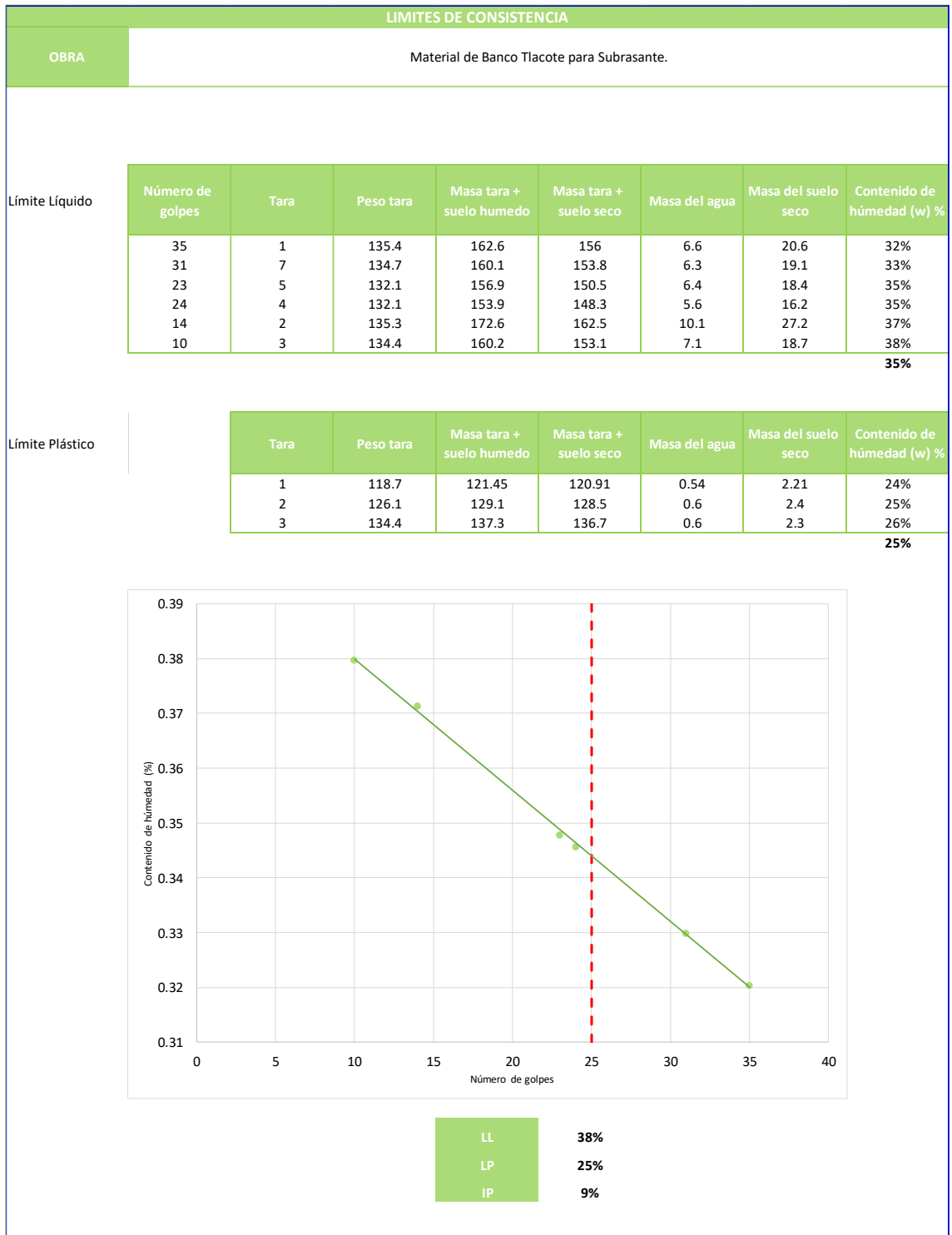
PRUEBA PARTICULAS ALARGADAS Y LAJEADAS				
OBRA	Material de Banco Corporativo El Bajío para Base Hidráulica.			
Partículas alargadas			Total	Ca
$C_a = \left(\frac{m_a}{M}\right) \times 100$	1"	448.7	1383.8	32.43%
	3/4"	307.8	856.4	35.94%
	3/8"	585.5	1617.4	36.20%
				34.86%
Ca	Por ciento en masa de partículas con forma alargada			
ma	Masa de las partículas con forma alargada, determinada en cada una de las muestras de prueba, según corresponda, (g)			
M	Masa total de la muestra para cada una de las muestras de prueba, es decir, 1 o 2, según corresponda, (g)			
Partículas lajeadas			Total	Cp
$C_p = \left(\frac{m_e}{M}\right) \times 100$	1"	549.7	1383.8	39.72%
	3/4"	211.4	856.4	24.68%
	3/8"	623.9	1617.4	38.57%
				34.33%
Cp	Por ciento en masa de partículas con forma de laja, (%)			
me	Masa de las partículas con forma de laja, determinada en cada una de las muestras de prueba, según corresponda, (g)			
M	Masa total de la muestra para cada una de las muestras de prueba, es decir, 1 o 2, según corresponda, (g)			

Material para subrasante

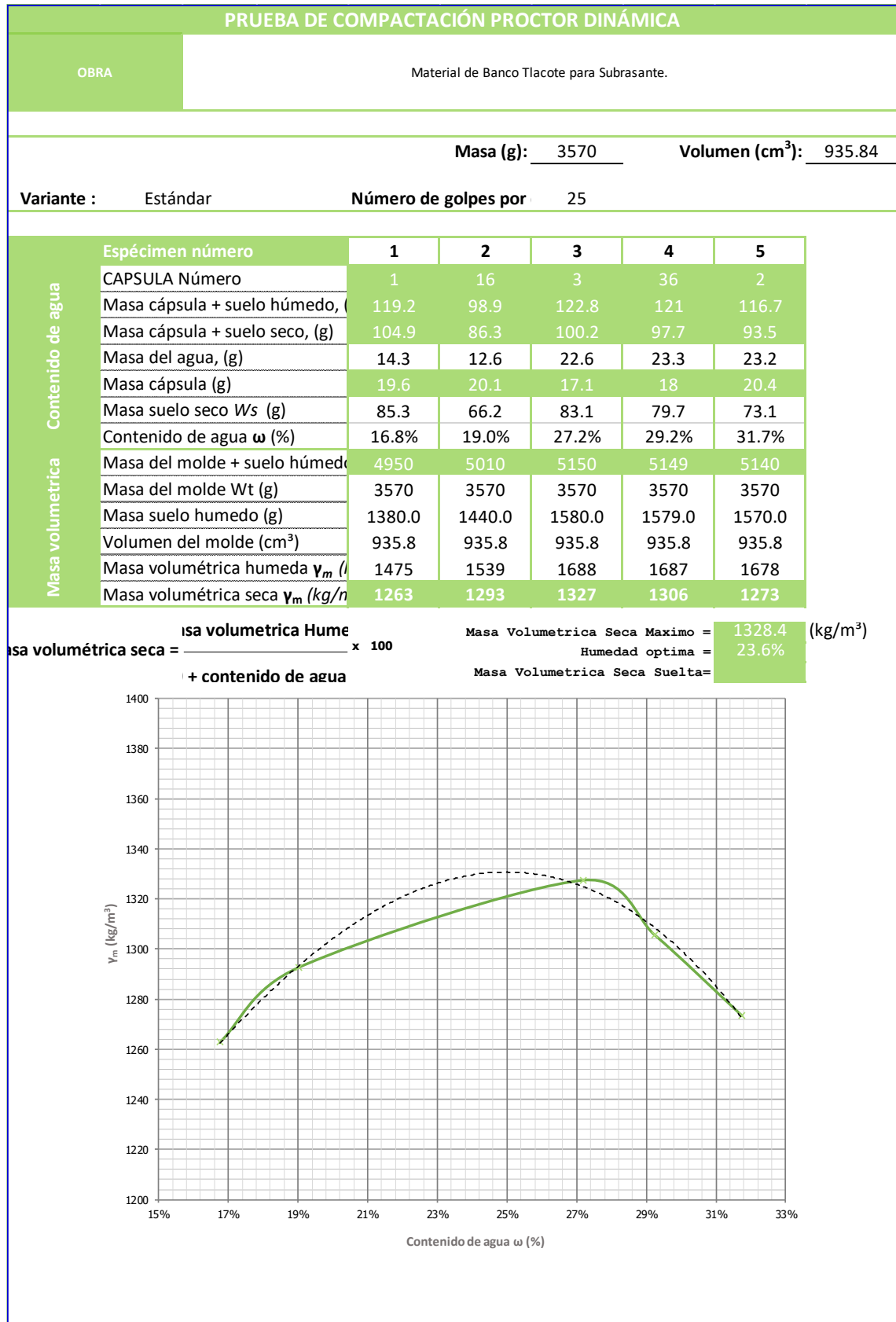
Granulometría



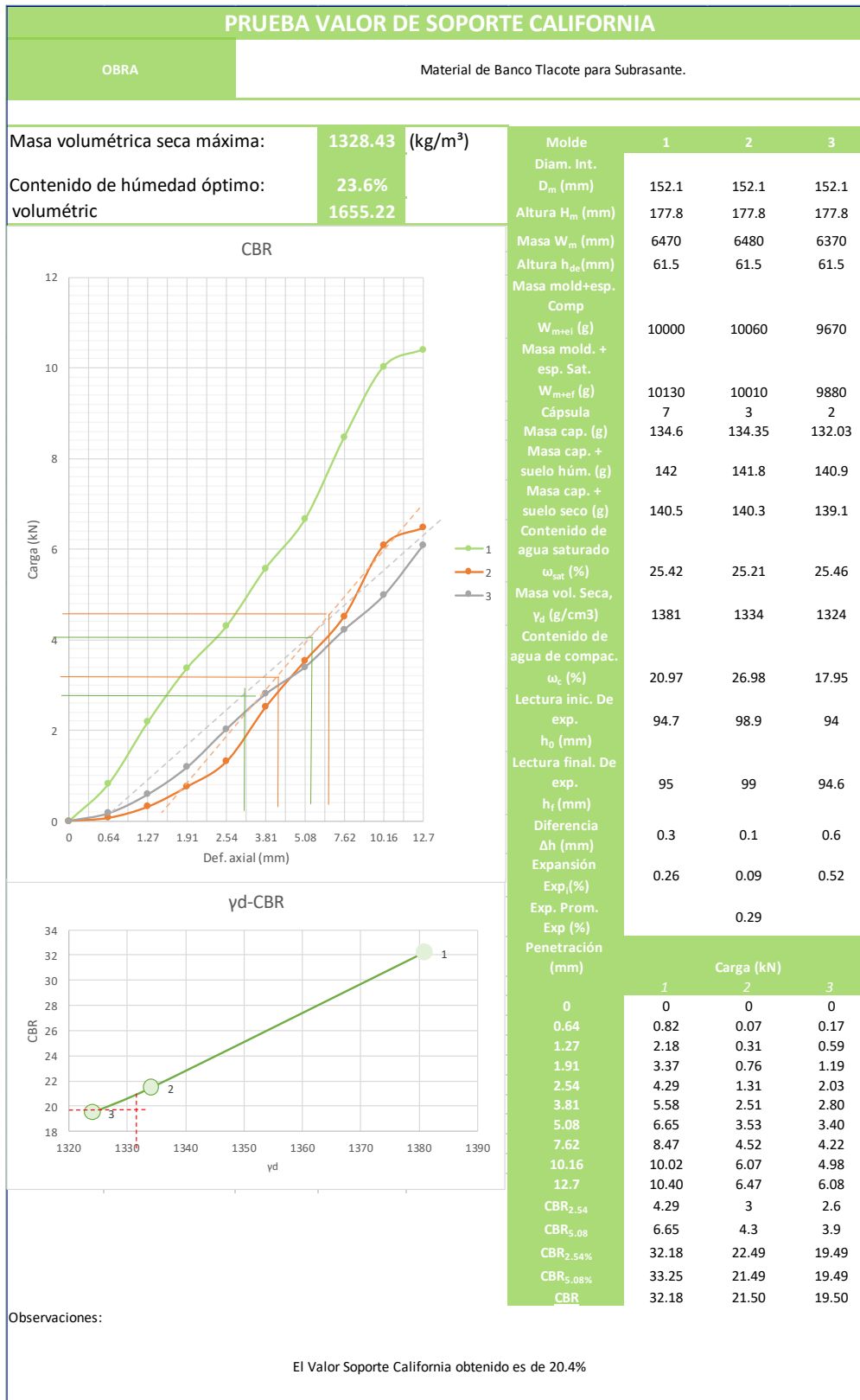
Límites de consistencia



Proctor Estándar

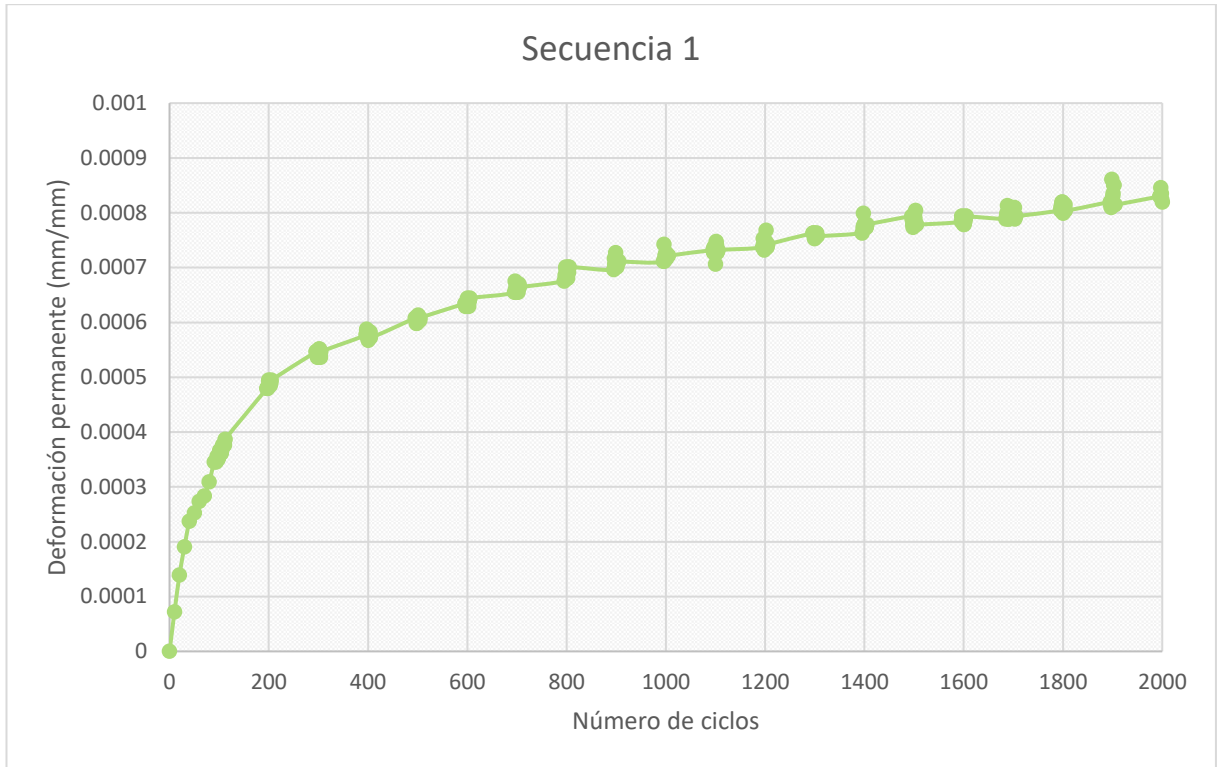


Valor de soporte california (CBR)

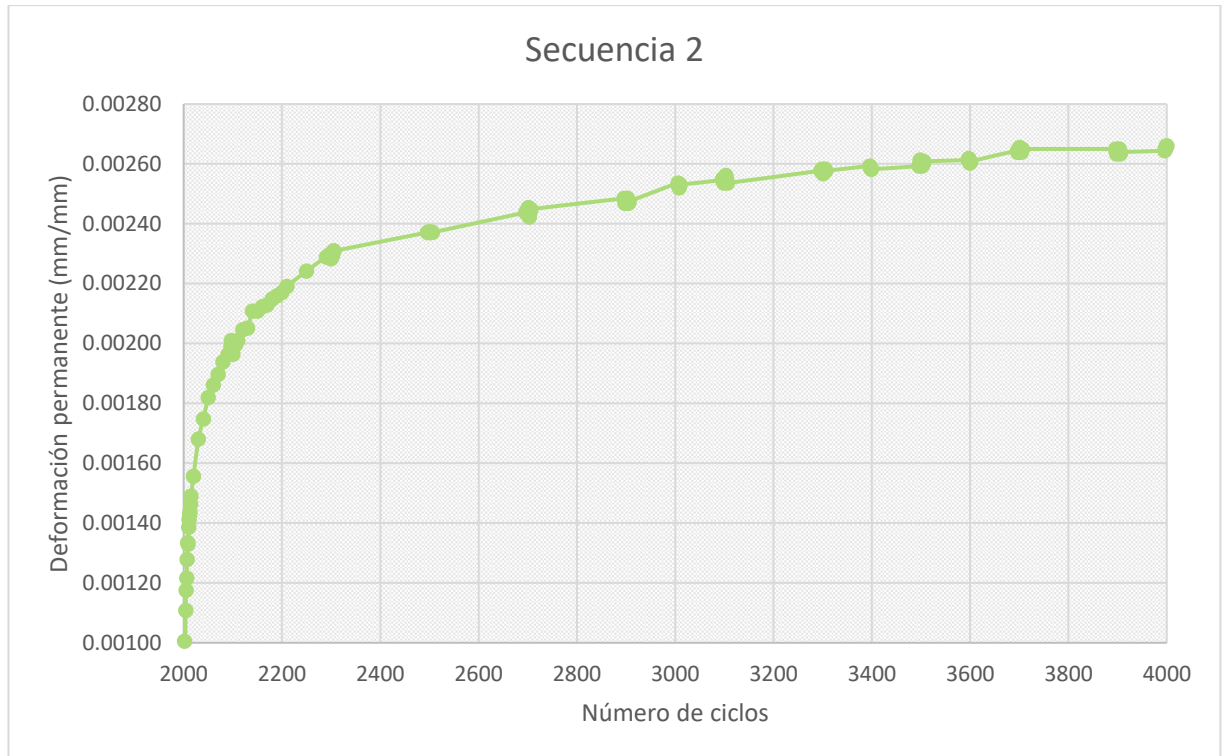


Ensayo de triaxial de carga repetida multietapa material de subrasante.

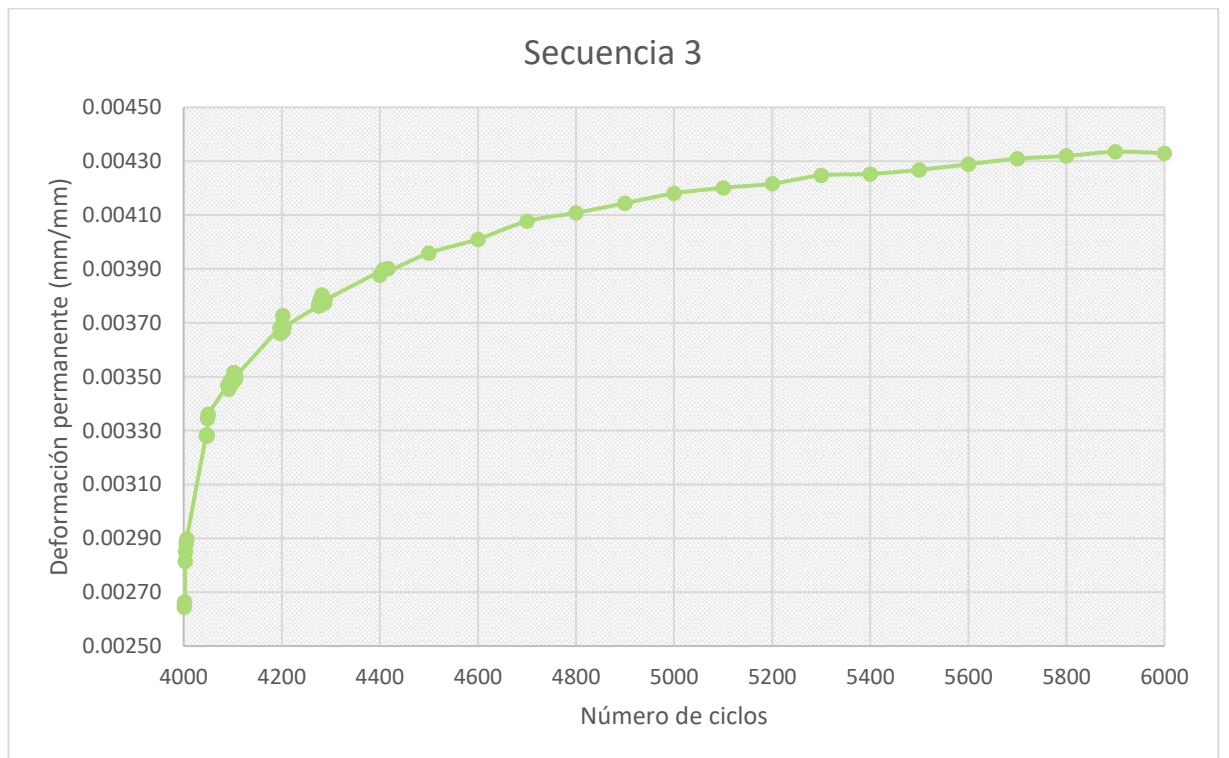
Secuencia 1



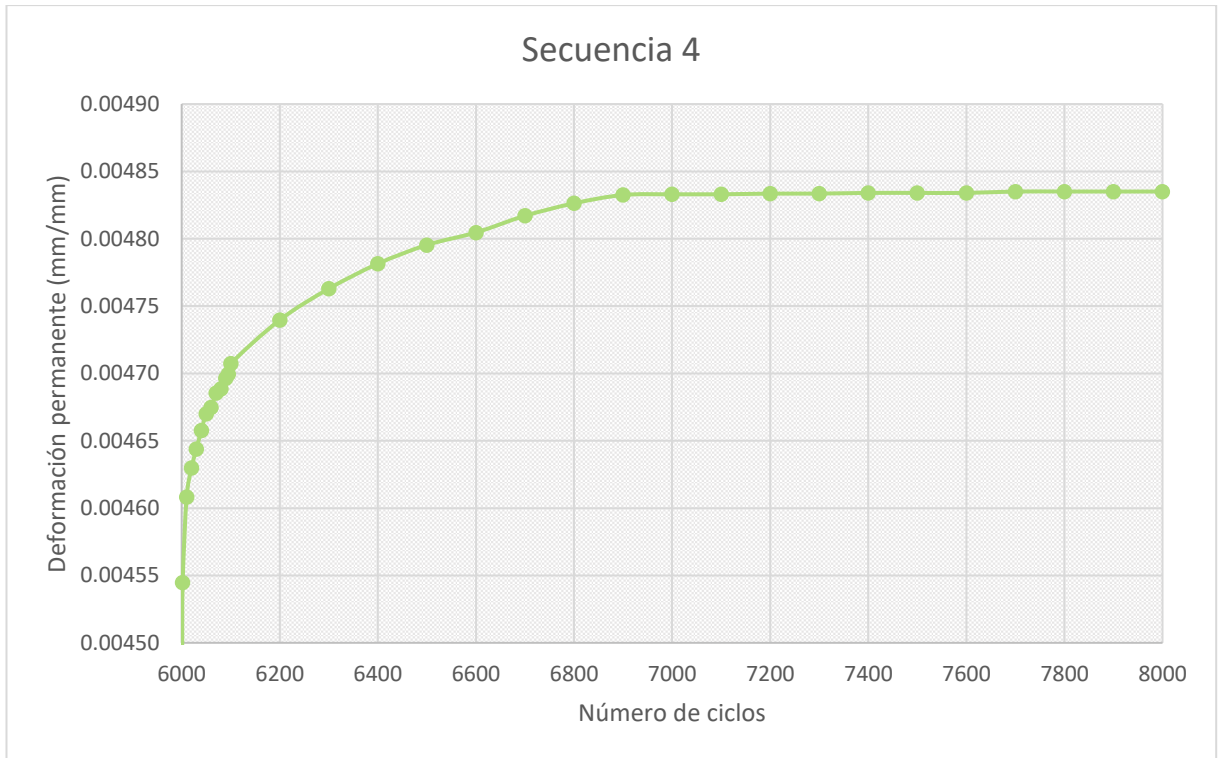
Secuencia 2



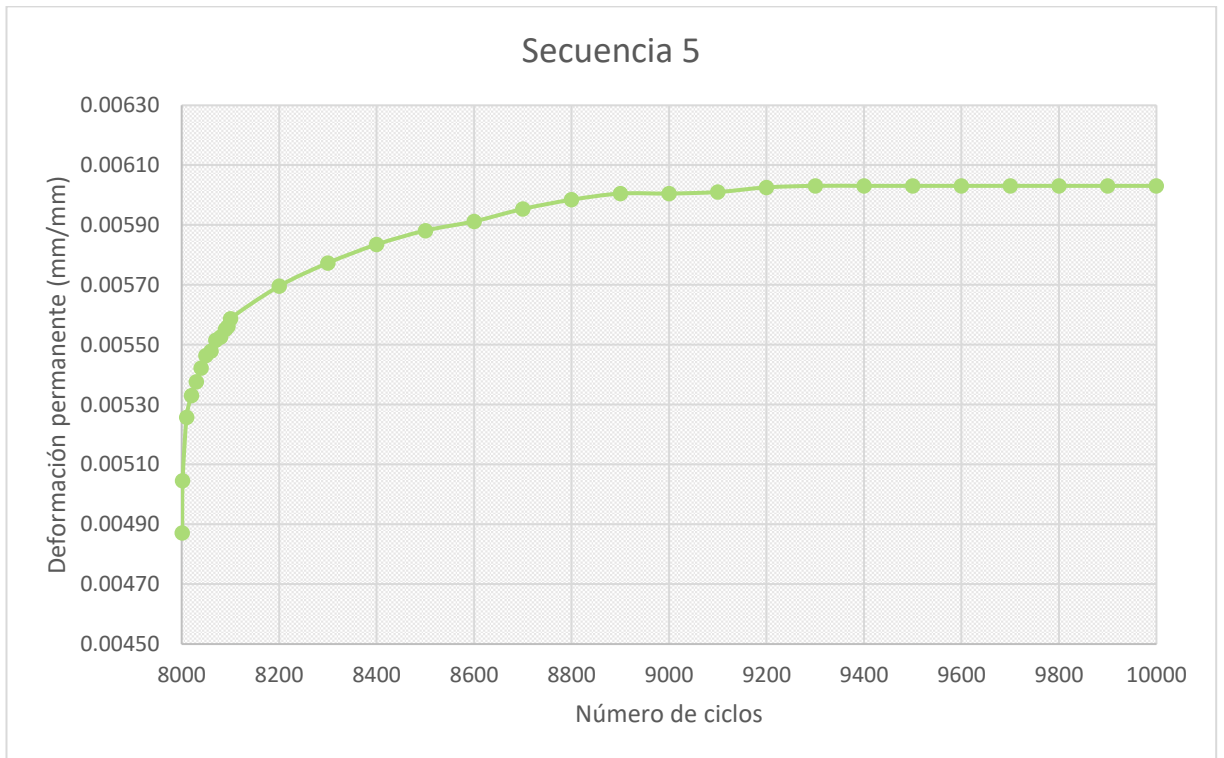
Secuencia 3



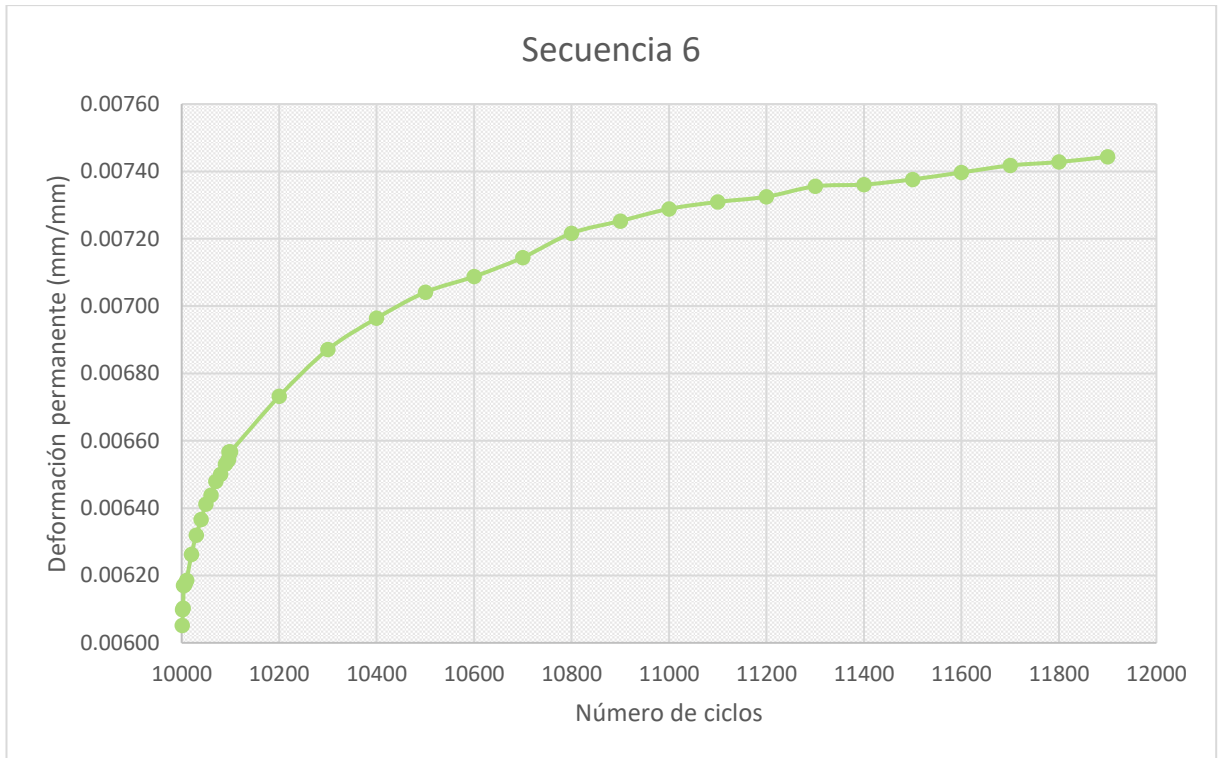
Secuencia 4



Secuencia 5



Secuencia 6



Cálculo de espesores equivalentes por Odemark.

Propiedades del material

$h_{\text{Carpetasf}}$	12	cm
h_{BaseHid}	8	cm
h_{Subbase}	42	cm
$h_{\text{Subrasante}}$	62	cm

E_1	30,591	kg/cm ²
E_2	3,059	kg/cm ²
E_3	2,039	kg/cm ²
E_4	398	kg/cm ²

U_1	0.35
U_2	0.35
U_3	0.35
U_4	0.4

Parámetros considerados

r	15	cm
P	8,200	kg
q	11.60	kg/cm ²
a	706.86	cm ²

$$h_{equ1} = h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1(1 - \mu_2^2)}{E_2(1 - \mu_1^2)}}$$

$$h_{equ1} = 12 \sqrt[3]{\frac{30,591(1 - 0.35^2)}{3,059(1 - 0.35^2)}} = 25.85 \text{ cm}$$

$$h_{equ2} = \left(h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1(1 - \mu_2^2)}{E_2(1 - \mu_1^2)}} \right) + \frac{h_2}{2}$$

$$h_{equ2} = \left(12 \sqrt[3]{\frac{30,591(1 - 0.35^2)}{3,059(1 - 0.35^2)}} \right) + \frac{8}{2} = 38.75 \text{ cm}$$

$$h_{equ3} = 0.8(h_{equ1} + h_2) \left(h_2 \sqrt[3]{\frac{E_2(1 - \mu_3^2)}{E_3(1 - \mu_2^2)}} \right)$$

$$h_{equ3} = 0.8(25.85 + 8) \left(8 \sqrt[3]{\frac{3,059(1 - 0.35^2)}{2,039(1 - 0.35^2)}} \right) = 139.25 \text{ cm}$$

Cálculo de esfuerzos y deformaciones ecuaciones Boussinesq.

Esfuerzo vertical

$$\sigma_z = \sigma_o \left[1 - \left(\frac{z}{\sqrt{a^2 + z^2}} \right) \right]$$

Esfuerzo radial

$$\sigma_r = \frac{\sigma_o}{2} \left[(1 + 2\mu) - \frac{2z(1 + \mu)}{\sqrt{a^2 + z^2}} + \left(\frac{z}{\sqrt{a^2 + z^2}} \right)^3 \right]$$

Deformación unitaria vertical

$$\varepsilon_z = \frac{(1 + \mu)\sigma_o}{E} \left[\frac{\frac{z}{a}}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a} \right)^2} \right)^3} - (1 - 2\mu) \left(\frac{\frac{z}{a}}{\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a} \right)^2}} - 1 \right) \right]$$

Deformación unitaria radial

$$\varepsilon_r = \frac{(1 + \mu)\sigma_o}{2E} \left[\frac{-\frac{z}{a}}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}\right)^3} - (1 - 2\mu) \left(\frac{\frac{z}{a}}{\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}} - 1 \right) \right]$$

		z=	139.25	cm		
σ_z =	0.20	kg/cm ²	19.51 kPa	σ_r =	-0.0061	kg/cm ²
ε_z =	0.0005127			ε_t =	-0.0002094	