

UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
SUBSISTEMA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

TEMA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN:

Análisis de la resistencia a las deformaciones en mezclas asfálticas mediante pruebas monotónicas y dinámicas.

AUTORES:

Barros Choez César Napoleón

Jaime Mendoza Jorge Andrés

Previo a la obtención del Grado Académico de:
Magíster en Ingeniería de la Construcción

Guayaquil, Ecuador

2026

UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
SUBSISTEMA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el **Ingeniero Barros Chóez César Napoleón y el Ingeniero Jaime Mendoza Jorge Andrés,** como requerimiento parcial para la obtención del Grado Académico de **Magíster en Ingeniería de la Construcción**

REVISOR(A)

_____
Ing. Stefany Esther Alcívar Bastidas, Ph.D.

DIRECTOR DEL PROGRAMA

_____
Ing. Rommel Yela Acosta, Mgs.

Guayaquil, a los 19 días del mes de noviembre del año 2026

UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
SUBSISTEMA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **Barros Choez César Napoleón**
Jaime Mendoza Jorge Andrés

DECLARO QUE:

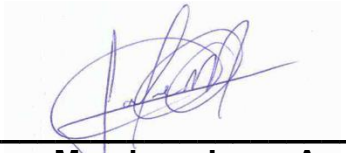
El trabajo de titulación **Análisis de la resistencia a las deformaciones en mezclas asfálticas mediante pruebas monotónicas y dinámicas,** para la obtención del **Grado Académico de Magíster en Ingeniería de la Construcción**, ha sido desarrollada en base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del ensayo del Grado Académico en mención.

Guayaquil, a los 19 días del mes de noviembre del año 2026



Barros Choez César Napoleón



Jaime Mendoza Jorge Andrés

UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
SUBSISTEMA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

AUTORIZACIÓN

Nosotros, **Barros Choez César Napoleón**
Jaime Mendoza Jorge Andrés

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, la **publicación** en la biblioteca de la institución del trabajo de titulación previo a la obtención del grado de **Magíster en Ingeniería de la Construcción** titulado: **Análisis de la resistencia a las deformaciones en mezclas asfálticas mediante pruebas monotónicas y dinámicas**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 19 días del mes de noviembre del año 2026



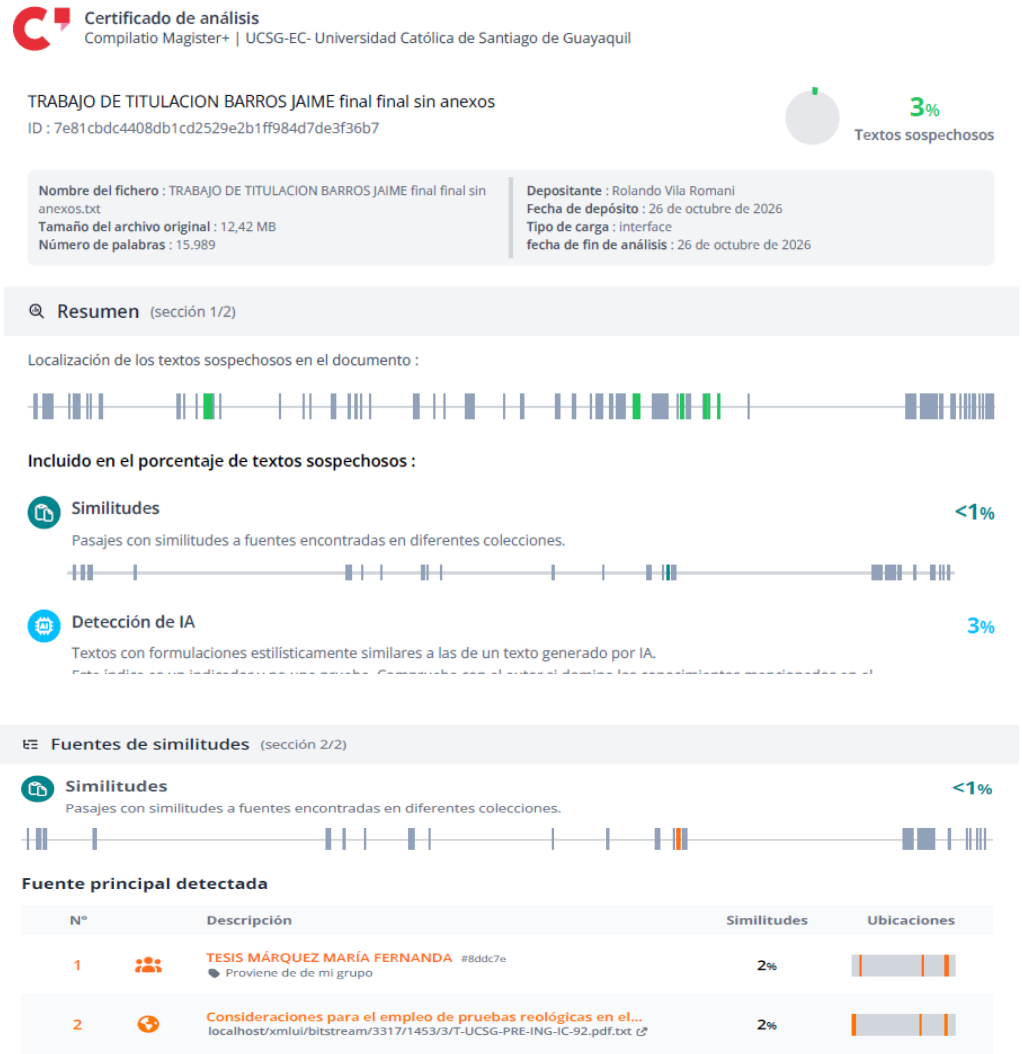
Barros Choez Cesar Napoleón



Jaime Mendoza Jorge Andrés

UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
SUBSISTEMA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

REPORTE COMPILATIO



Certificado de análisis
Compilatio Magister+ | UCSG-EC- Universidad Católica de Santiago de Guayaquil

TRABAJO DE TITULACION BARROS JAIME final final sin anexos
ID : 7e81cbdc4408db1cd2529e2b1ff984d7de3f36b7

3%
Textos sospechosos

Nombre del fichero : TRABAJO DE TITULACION BARROS JAIME final final sin anexos.txt
Tamaño del archivo original : 12,42 MB
Número de palabras : 15.989

Depositante : Rolando Vila Romani
Fecha de depósito : 26 de octubre de 2026
Tipo de carga : interface
fecha de fin de análisis : 26 de octubre de 2026

Resumen (sección 1/2)

Localización de los textos sospechosos en el documento :

Incluido en el porcentaje de textos sospechosos :

Similitudes <1%
Pasajes con similitudes a fuentes encontradas en diferentes colecciones.

Detección de IA 3%
Textos con formulaciones estilísticamente similares a las de un texto generado por IA.

Fuentes de similitudes (sección 2/2)

Similitudes <1%
Pasajes con similitudes a fuentes encontradas en diferentes colecciones.

Fuente principal detectada

N°	Descripción	Similitudes	Ubicaciones
1	TESIS MÁRQUEZ MARÍA FERNANDA #8ddc7e Proviene de de mi grupo	2%	
2	Consideraciones para el empleo de pruebas reológicas en el... localhost/xmlui/bitstream/3317/1453/3/T-UCSG-PRE-ING-IC-92.pdf.txt	2%	

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi padre Celestial Dios por darme la vida y las oportunidades de seguir creciendo profesionalmente, agradecer a mi padre Juan Pablo Jaime González por qué sé que desde el cielo siempre me cuida y me guía.
De manera especial a mi familia, mi esposa Karla mis hijos Keyla y Juan Pablo Jaime, mi madre Patricia y Hermanos Jael y Juan Jaime.
Gracias a nuestro tutor de tesis, PhD. Rolando Vila por guiarnos de manera asertiva siempre en este proyecto. Gracias a mi mejor amigo y compañero de tesis al Ingeniero César Barros Choez.

Jorge Jaime Mendoza

Agradezco a Dios por permitirme lograr esta maestría, también a mi madre Rosa Choéz Jaramillo por la formación que me dio durante toda mi vida, a mis hermanos por el apoyo incondicional en todo momento.
Gracias a la guía de nuestro tutor de tesis, PhD. Rolando Vila.
Y en especial gracias al Ing. Jorge Jaime Mendoza con el cual hemos sido compañeros de trabajo y amigos desde el año 2012.

César Barros Choez

DEDICATORIA

A mi padre Juan Pablo Jaime González, por circunstancias de la vida no puedes estar físicamente con nosotros, pero espiritualmente te seguimos sintiendo y honrando.

Jorge Jaime Mendoza

A todos los que han puesto un grano de arena en mí, directa o indirectamente y en especial a mi persona para seguir con un crecimiento profesional.

César Barros Choez

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 1
1.1. Antecedentes 1
1.2. Justificación e importancia del tema 4
1.3. Objetivos 5
1.3.1. Objetivo general 5
1.3.2. Objetivos específicos 5
1.4. Alcance 6
1.5. Metodología 6
2. MARCO TEÓRICO 8
2.1. Mezclas asfálticas. Generalidades. 8
2.1.1 Agregados minerales para mezclas asfálticas 11
2.1.2 Cemento asfáltico para mezclas asfálticas 12
2.1. Pruebas básicas relacionadas con el diseño y control de calidad de mezclas en el Ecuador 13
2.2.1 Parámetros volumétricos 14
2.2.2 Parámetros resistentes 18
2.2.3 Exigencias respecto a los parámetros resistentes y volumétricos 20
2.3 Pruebas usuales para evaluar la resistencia a las deformaciones permanentes 21
2.3.1 Pruebas monotónicas 21
2.3.2 Pruebas dinámicas 29
3. TRABAJO EXPERIMENTAL 42
3.1. Selección de plantas 42
3.2. Calidad de los agregados minerales 42
3.2.1. Composición y características generales 42
3.2.2. Ensayos realizados a los agregados minerales 45
3.3. Calidad del cemento asfáltico 45
3.4. Características constitutivas de las mezclas de las plantas seleccionadas 46
3.4.1. Planta 1 47
3.4.2. Planta 2 48

3.4.3. Planta 3 49
3.4.4. Planta 4 50
3.4.5. Planta 5 51
3.5. Proceso de confección de briquetas 52
3.6. Parámetros volumétricos obtenidos 53
3.7. Resultados de las pruebas dinámicas y monotónicas realizadas 56
3.8. Comparación de los resultados obtenidos en las distintas plantas 60
3.9. Análisis de resultados 63
3.9.1. Relación entre el módulo de rigidez y la deformación unitaria 63
3.9.2. Relación entre el módulo de rigidez y la estabilidad Marshall 64
3.9.3. Relación entre el módulo de rigidez y la resistencia al corte directo 65
3.9.4. Relación entre la deformación unitaria y la estabilidad Marshall 66
3.9.5. Relación entre la deformación unitaria y la resistencia al corte directo 68
3.9.6. Relación entre la estabilidad Marshall y la resistencia al corte directo 69
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 70
4.1. Conclusiones 70
4.2. Recomendaciones 72
5. BIBLIOGRAFÍA 73

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Equipos clásicos para el diseño de mezclas asfálticas. 1
Figura 2. Recopilación de pruebas de agrietamientos y deformaciones. 4
Figura 3. Equipos principales para evaluar el envejecimiento. 13
Figura 4. Ejemplo de ahuellamiento en capa asfáltica. 18
Figura 5. Detalles de prueba Marshall. 20
Figura 6. Prueba IDT-HT. 22
Figura 7. Prueba Kim. 24
Figura 8. Cabezal IDEAL-RT y muestra fallada. 25
Figura 9. Esquema del dispositivo de la Universidad Tecnológica de Delft. 27
Figura 10. Esquema de la prueba ISS. 27
Figura 11. Dispositivo con dos planos de corte. 28
Figura 12. Esquema de la prueba de corte simple empleada. 28
Figura 13. Máquina de prueba AMPT. 30
Figura 14. Curva típica de deformación bajo cargas cíclicas. 33
Figura 15. Rueda de Hamburgo. 35
Figura 16. Gráfico con salida típica de resultados. 36
Figura 17. Configuración del ensayo de deformación por compresión repetida. 39
Figura 18. Salida de resultados en la prueba de compresión repetida. 39
Figura 19. Prueba de módulo de rigidez. 40
Figura 20. Salida de resultados en la prueba de módulo de rigidez. 41
Figura 21. Fragmentos de basaltos. 42
Figura 22. Fragmento de pizarra tobácea. 43
Figura 23. Fragmento de diabasa. 43
Figura 24. Grupo de cantos rodados. 44
Figura 25. Fragmento de caliza. 44
Figura 26. Agregados lavados luego de la extracción de asfalto en Planta 1. 47
Figura 27. Representación gráfica de la granulometría obtenida en Planta 1. 48
Figura 28. Representación gráfica de la granulometría obtenida en Planta 2. 49
Figura 29. Representación gráfica de la granulometría obtenida en Planta 3. 50
Figura 30. Representación gráfica de la granulometría obtenida en Planta 4. 51

Figura 31. Representación gráfica de la granulometría obtenida en Planta 5. 52
Figura 32. Trabajo en compactador automático. 53
Figura 33. Determinación del peso seco en aire (A). 54
Figura 34. Preparación de prueba de estabilidad Marshall. 57
Figura 35. Preparación de prueba de módulo de rigidez en equipo NAT. 57
Figura 36. Comparación de los resultados promedios de los módulos de rigidez. 61
Figura 37. Comparación de los resultados promedios de las deformaciones unitarias. 61
Figura 38. Comparación de los resultados promedios de las estabilidades Marshall. 62
Figura 39. Comparación de los resultados promedios de las resistencias al corte. 63
Figura 40. Gráfico de MRIG versus DEF. 64
Figura 41. Gráfico de MRIG versus EST. 65
Figura 42. Gráfico de MRIG versus RCD. 66
Figura 43. Gráfico de EST versus DEF. 67
Figura 44. Gráfico de RCD versus DEF. 69

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Guía para pruebas a los agregados en Ecuador. 11
Tabla 2. Clasificación por grados de viscosidad. 12
Tabla 3. Resultados de 27 muestras tomadas entre enero y julio del 2026. 13
Tabla 4. Factores de corrección de acuerdo con el espesor. 19
Tabla 5. Exigencias para parámetros resistentes y volumétricos. 20
Tabla 6. Exigencias para VMA. 21
Tabla 7. Plantas seleccionadas. 42
Tabla 8. Resultado de las pruebas a los agregados minerales. 45
Tabla 9. Resultados a muestra tomada el 11 abril 2026. 46
Tabla 10. Determinación del contenido de asfalto en Planta 1. 47
Tabla 11. Chequeo granulométrico de agregados extraídos en Planta 1. 48
Tabla 12. Resultados de la prueba RICE en Planta 1. 48
Tabla 13. Determinación del contenido de asfalto en Planta 2. 48
Tabla 14. Chequeo granulométrico de agregados extraídos en Planta 2. 49
Tabla 15. Resultados de la prueba RICE en Planta 2. 49
Tabla 16. Determinación del contenido de asfalto en Planta 3. 49
Tabla 17. Chequeo granulométrico de agregados extraídos en Planta 3. 50
Tabla 18. Resultados de la prueba RICE en Planta 3. 50
Tabla 19. Determinación del contenido de asfalto en Planta 4. 50
Tabla 20. Chequeo granulométrico de agregados extraídos en Planta 4. 51
Tabla 21. Resultados de la prueba RICE en Planta 4. 51
Tabla 22. Determinación del contenido de asfalto en Planta 5. 51
Tabla 23. Chequeo granulométrico de agregados extraídos en Planta 5. 52
Tabla 24. Resultados de la prueba RICE en Planta 5. 52
Tabla 25. Parámetros volumétricos en Planta 1. 54
Tabla 26. Parámetros volumétricos en Planta 2. 55
Tabla 27. Parámetros volumétricos en Planta 3. 55
Tabla 28. Parámetros volumétricos en Planta 4. 56
Tabla 29. Parámetros volumétricos en Planta 5. 56
Tabla 30. Parámetros resistentes evaluados en Planta 1. 58

Tabla 31. Parámetros resistentes evaluados en Planta 2. 58
Tabla 32. Parámetros resistentes evaluados en Planta 3. 59
Tabla 33. Parámetros resistentes evaluados en Planta 4. 59
Tabla 34. Parámetros resistentes evaluados en Planta 5. 60
Tabla 35. Resumen de los valores obtenidos de MRIG y DEF.....64
Tabla 36. Resumen de los valores obtenidos de MRIG y EST.....65
Tabla 37. Resumen de los valores obtenidos de MRIG y RCD. 66
Tabla 38. Resumen de los valores de EST y la DEF estimada. 67
Tabla 39. Resumen de los valores de RCD y la DEF estimada. 68

RESUMEN

En Ecuador, el diseño y el control de calidad de las mezclas asfálticas se basan principalmente en criterios volumétricos y en la estabilidad Marshall, parámetros que no siempre reflejan la resistencia de la mezcla a las deformaciones permanentes. El objetivo de este trabajo fue evaluar los parámetros resistentes de mezclas asfálticas densas procedentes de cinco plantas cercanas a la ciudad de Guayaquil, elaboradas con agregados de distinto origen geológico (basaltos, pizarras tobáceas, diabasas, cantos rodados y calizas) y con cemento asfáltico AC-20, mediante pruebas monotónicas y dinámicas orientadas al control de las deformaciones plásticas. Con la mezcla de cada planta se confeccionaron 15 briquetas tipo Marshall compactadas a 75 golpes por cara, que se sometieron a dos pruebas dinámicas en el equipo NAT, módulo de rigidez a 20 °C y deformación unitaria bajo compresión cíclica sin confinamiento a 40 °C, y a dos pruebas monotónicas, estabilidad Marshall a 60 °C y resistencia al corte directo a 60 °C.

Las principales conclusiones obtenidas se basan en las relaciones establecidas entre los resultados de las diferentes pruebas. El módulo de rigidez mostró una buena relación potencial con la deformación unitaria ($R^2 = 0,79$), y la resistencia al corte directo se relacionó linealmente con el módulo ($R^2 = 0,72$) y con la deformación estimada ($R^2 = 0,70$), mientras que la estabilidad Marshall no presentó relación adecuada con ninguno de estos parámetros ($R^2 \leq 0,09$). Ya que el parámetro resistente empleado en los controles actuales no garantiza un buen desempeño de las mezclas frente a las deformaciones, se requiere buscar pruebas adicionales o sustitutivas a la estabilidad Marshall. En esta dirección la prueba de corte realizada es de gran interés.

Palabras clave: mezclas asfálticas, deformación permanente, módulo de rigidez, estabilidad Marshall, compresión cíclica, corte directo.

ABSTRACT

In Ecuador, the design and quality control of asphalt mixtures rely mainly on volumetric criteria and Marshall stability, parameters that do not always reflect the mixture's resistance to permanent deformation. The objective of this study was to evaluate the strength parameters of dense asphalt mixtures from five plants near the city of Guayaquil, produced with aggregates of different geological origin (basalts, tuffaceous slates, diabases, rounded stones and limestones) and AC-20 asphalt cement, through monotonic and dynamic tests aimed at controlling plastic deformation. Fifteen Marshall specimens compacted with 75 blows per face were prepared from each plant's mixture and subjected to two dynamic tests in the NAT apparatus, stiffness modulus at 20 °C and strain under unconfined cyclic compression at 40 °C, and to two monotonic tests, Marshall stability at 60 °C and direct shear strength at 60 °C.

The main conclusions drawn are based on the relationships established between the results of the various tests. The stiffness modulus showed a strong power-law relationship with strain (R^2 = 0.79), while direct shear strength exhibited a linear relationship with both the stiffness modulus (R^2 = 0.72) and estimated strain (R^2 = 0.70). In contrast, Marshall stability showed no significant correlation with any of these parameters ($R^2 \leq 0.09$). Given that the strength parameter currently used in quality control procedures does not guarantee good mixture performance with respect to deformation, there is a need to identify additional or alternative tests to replace Marshall stability. In this regard, the shear test that was conducted is of great interest.

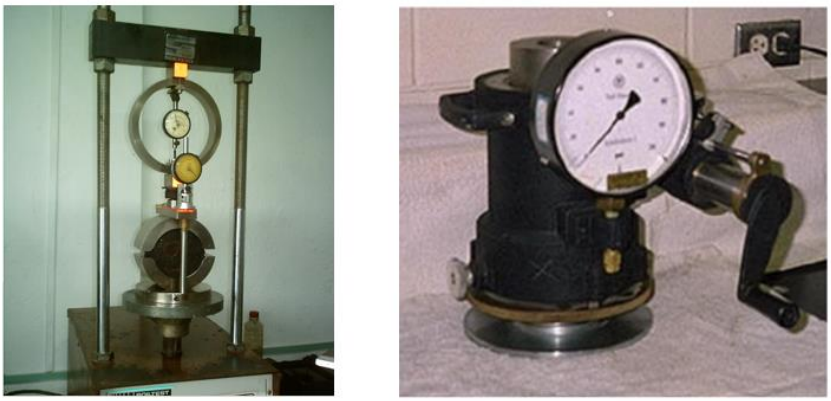
Keywords: asphalt mixtures, permanent deformation, stiffness modulus, Marshall stability, cyclic compression, direct shear.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

El desempeño de las mezclas asfálticas en carreteras ha sido objeto de investigación desde mediados del siglo XX, con el propósito de entender y predecir fenómenos de deterioro tales como la deformación permanente (ahuellamiento) y el agrietamiento (por fatiga o térmico). A partir de los años 40 se consolidó la necesidad de contar con ensayos mecánicos representativos que permitieran simular en laboratorio las condiciones reales de carga y clima. El desarrollo de estas pruebas ha seguido un camino progresivo, influenciado por la aparición de proyectos de investigación internacionales, la evolución de la mecánica de pavimentos y la incorporación de nuevas tecnologías de caracterización de materiales (Huang, 2004).

Las primeras aproximaciones empíricas fueron en los años 40 y 50. Tras la Segunda Guerra Mundial, el auge en la construcción de carreteras en Estados Unidos y Europa trajo consigo la preocupación especialmente por la deformación permanente bajo cargas pesadas en vías recién construidas o rehabilitadas. Durante esta época, los ensayos se centraron en propiedades mecánicas evaluadas empíricamente como la estabilidad Marshall o la estabilidad Hveem. Ver Figura 1.



Prensa Marshall Estabilómetro Hveem

Figura 1. Equipos clásicos para el diseño de mezclas asfálticas.

El AASHO Road Test (1958–1960) en Illinois marcó un precedente fundamental: permitió relacionar cargas repetidas de tránsito con el deterioro superficial, documentando la formación de grietas y ahuellamientos (AASHO, 1962). Aunque no se

trataba de un ensayo de laboratorio, estableció una base para diseñar métodos que reprodujeran estas fallas en condiciones controladas.

La consolidación de los ensayos mecánicos ocurrió entre los años 60 y 70. En estas décadas, la mecánica de pavimentos y la teoría de la elasticidad comenzaron a aplicarse al diseño de mezclas. Se desarrollaron los primeros ensayos de tracción indirecta (Indirect Tensile Strength Test, ITS), diseñados para medir la resistencia a la tensión de las mezclas y su relación con el inicio del agrietamiento (Kennedy et al., 1984). Paralelamente, se introdujo la prueba de flexión en vigas (Beam Fatigue Test), que permitía evaluar la vida a fatiga bajo cargas repetidas de flexión (Monismith & Deacon, 1969). Respecto a la deformación permanente, se desarrolló la prueba de fluencia estática (Creep Test) y las primeras variantes de ensayos de carga repetida en compresión, que buscaban medir la acumulación progresiva de deformaciones en condiciones controladas de temperatura (Monismith, 1970).

La expansión y normalización ocurrió en los años 80. La década de 1980 estuvo marcada por la estandarización de varios ensayos en agencias como ASTM y AASHTO. En el campo del agrietamiento, se perfeccionaron los ensayos de fatiga en vigas bajo control de deformación o carga, mientras que la prueba de tracción indirecta ganó popularidad por su sencillez y aplicabilidad en estudios de susceptibilidad a la humedad y fisuración (Hicks, 1991). Para la deformación permanente, los laboratorios adoptaron la prueba de rueda cargada (Wheel Tracking Test), utilizada en Europa y Japón para simular el ahuellamiento bajo condiciones de carga cíclica (Nicholls, 1998). También surgieron variaciones como el Hamburg Wheel Tracking Test, capaz de evaluar simultáneamente la resistencia al ahuellamiento y al daño por humedad (Aschenbrener, 1995).

La implementación del programa Strategic Highway Research Program (SHRP, 1987–1993) marcó un punto de inflexión que culminó con el sistema Superpave. Dicho sistema Superpave introdujo nuevos ensayos para ligantes y mezclas basado en principios mecanicistas y en el concepto de Performance Graded (PG) (SHRP, 1994). En cuanto a mezclas, se promovió el uso del Simple Performance Test (SPT), diseñado para

predecir deformación permanente y agrietamiento (Witczak et al., 2002). Asimismo, se perfeccionaron las pruebas de módulo dinámico |E*|, que permitieron caracterizar la rigidez de la mezcla en función de la frecuencia y la temperatura (NCHRP, 2004). El ensayo de triaxial dinámico también se consolidó en esta década como una herramienta más precisa para predecir ahuellamiento en condiciones de confinamiento y carga repetida (Brown et al., 2001).

La innovación en pruebas específicas para agrietamiento se dio en los años 2000. En las primeras dos décadas del siglo XXI se produjo un refinamiento notable de los ensayos orientados al agrietamiento por fatiga y térmico. Se desarrollaron métodos como: Disk-Shaped Compact Tension Test (DCT) (Wang et al., 2009), Semi-Circular Bending Test (SCB) (Ozer et al., 2016) y Overlay Tester (OT) (Zhou et al., 2007). En paralelo, la caracterización de deformación permanente avanzó con pruebas como el Repeated Load Permanent Deformation Test y la aplicación extendida del Hamburg Wheel Tracking Test, que se convirtió en un estándar en muchos Departamentos de Transporte estatales en EE. UU. (AASHTO T324, 2017).

En los años desde el 2010 hasta el 2025 se desarrollaron las pruebas integrales y modelos avanzados. En la última década, la tendencia ha sido desarrollar ensayos de desempeño más rápidos, versátiles y representativos, enmarcados en el enfoque de diseño mecanicista-empírico. Entre los más relevantes se destacan: Illinois Flexibility Index Test (I-FIT) (Al-Qadi et al., 2015), Texas Overlay Test modificado (Zhou & Scullion, 2003), y las pruebas con aparato AMPT (Asphalt Mixture Performance Tester) (AASHTO TP79, 2019). Además, el uso de sensores, técnicas de imágenes digitales y simulaciones computacionales ha permitido vincular los resultados de laboratorio con el comportamiento real en campo, mejorando la predicción de vida útil frente a agrietamiento y deformación permanente (Zhu et al., 2020). Un resumen de las pruebas más usuales en la actualidad y las normas que regulan sus procedimientos se muestra en la Figura 2.

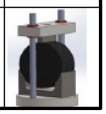
Cracking test		Rutting test	
ASTM D7313 Disk-shaped compact tension (DCT) test		ASTM D6927 Marshall stability test	
AASHTO TP105 Semi-circular bend (SCB)-low temperature		AASHTO T324 HWTT	
ASTM D8044 SCB-critical strain energy release rate (Jc) test		AASHTO T340 Asphalt pavement analyzer (APA) test	
AASHTO TP124 [24] Illinois flexibility index test		AASHTO TP79 Flow number test	
IDT-University of Florida method or AASHTO T322		AASHTO T320 Superpave simple shear test	
Tex-248-F OT		AASHTO TP116 iRLPD test	
AASHTO T321 Beam fatigue test		AASHTO TP 134 Stress sweep rutting test	
ASTM D8225 IDEAL-CT		High-temperature IDT strength test (Christensen et al. 2002)	
AASHTO TP107 AMPT cyclic fatigue test		ASTM WK71466 IDEAL-RT shear strength test (Zhou et al. 2019)	

Figura 2. Recopilación de pruebas de agrietamientos y deformaciones.

Fuente: Adaptado de: Zhou, F. NCHRP Project 20-44(16) Implementation of the IDEAL Cracking Test for Asphalt Mix Design and QC/QA. 2021 pp 12.

1.2. Justificación e importancia del tema

La red vial del Guayas forma un elemento indispensable para el desarrollo social y económico de la provincia y el país, debido a que hace más fácil la movilidad humana y de mercaderías entre diferentes sectores. Sin embargo, usualmente gran parte de las capas de rodadura construidas con mezcla asfáltica de tipo denso, presentan deterioros prematuros, como deformaciones permanentes, agrietamientos y peladuras, ocasionados por el alto tránsito, ciertos problemas en la calidad del cemento asfáltico procedente de la Refinería de Esmeraldas e insuficiencias en los diseños de la mezcla asfáltica.

En la actualidad, todos los diseños de mezclas asfálticas en Ecuador se basan principalmente en el método de diseño Marshall, creado en 1943, que emplea criterios volumétricos válidos, pero como parámetros resistentes solo la estabilidad y el flujo Marshall, que no permiten evaluar de manera eficiente el comportamiento mecánico de la mezcla asfáltica durante su vida útil. En base a lo descrito es necesario incorporar ensayos monotónicos y dinámicos que permitan evaluar con mayor precisión la resistencia de las mezclas frente a cargas repetitivas y deformaciones permanentes.

Esta investigación busca aportar información técnica que permita optimizar criterios de calidad de las mezclas. La importancia radica en permitir conocer el comportamiento mecánico de mezclas provenientes de 5 plantas ubicadas en la provincia del Guayas, que emplean diferentes tipos de agregados minerales, mediante la aplicación de ensayos monotónicos y dinámicos, para poder proporcionar información de apoyo para instituciones gubernamentales, y empresas privadas, permitiendo dar más durabilidad a las mezclas asfálticas, disminuyendo los costos de mantenimiento y rehabilitación de la infraestructura vial.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Evaluar en briquetas asfálticas confeccionadas con mezclas densas procedentes de cinco plantas cercanas a la ciudad de Guayaquil, que emplean diferentes tipos de agregados minerales, sus parámetros resistentes mediante pruebas monotónicas y dinámicas direccionadas al control de las deformaciones plásticas, para formular recomendaciones que permitan mejorar su durabilidad.

1.3.2. Objetivos específicos

1. Caracterizar las mezclas asfálticas procedentes de 5 plantas que emplean diferentes tipos de agregados minerales, para confeccionar 15 briquetas tipo Marshall de mezclas muestreadas de cada planta.
2. Evaluar en las briquetas de cada planta la resistencia a la deformación plástica mediante las pruebas de: deformación por compresión cíclica sin confinamiento y módulo de rigidez (ambas dinámicas en equipo NAT), así como estabilidad

Marshall y una nueva prueba de resistencia al corte, desarrollada por parte del Laboratorio de Carreteras (ambas monotónicas).

3. Analizar los resultados de los ensayos comparando los comportamientos obtenidos con ambos tipos de pruebas y valorando posibles correlaciones entre ellos.
4. Realizar recomendaciones respecto a los controles establecidos actualmente por el MTOP y posibles formas de mejorarlos.

1.4. Alcance

El presente trabajo tiene como alcance la evaluación y caracterización del comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas densas producidas por cinco plantas de asfalto ubicadas estratégicamente en la provincia del Guayas con diferentes formaciones geológicas en sus agregados. Para el efecto, se analizarán mezclas que son elaboradas con diferentes tipos de agregados minerales, representativas de las utilizadas en proyectos viales de la región.

Los resultados obtenidos permitirán comparar el desempeño mecánico de las mezclas provenientes de cada planta, establecer posibles correlaciones entre los diferentes ensayos y evaluar la influencia del tipo de agregado sobre la resistencia a las deformaciones plásticas.

Esta investigación propondrá recomendaciones técnicas orientadas a fortalecer los criterios de control de calidad empleados por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTOP), contribuyendo al mejoramiento y durabilidad de los pavimentos asfálticos. El estudio se limita al análisis de mezclas asfálticas densas en el laboratorio, por lo que no se contempla la evaluación del comportamiento del pavimento en servicio ni estudios de desempeño a largo plazo.

1.5. Metodología

El trabajo tendrá un enfoque cuantitativo, de tipo experimental, comparativo y descriptivo, en base a que se evaluarán experimentalmente las propiedades mecánicas

de las mezclas asfálticas provenientes de diferentes plantas de producción mediante ensayos normalizados.

Se realizará una revisión bibliográfica, que incluya normas nacionales e internacionales (MTOP, ASTM, AASHTO e INEN) relacionadas con el diseño de mezclas asfálticas, ensayos monotónicos y dinámicos, así como trabajos sobre el comportamiento de mezclas a las deformaciones y a los agrietamientos.

Se seleccionarán cinco plantas de producción de mezclas asfálticas ubicadas estratégicamente en la provincia del Guayas. De cada planta se obtendrán muestras representativas de mezcla asfáltica densa y se recopilará información sobre los agregados minerales empleados y características del ligante asfáltico. Se fabricarán quince briquetas tipo Marshall, por cada planta de producción de mezcla, aplicando 75 golpes por cara que es lo recomendado para tráfico pesado.

Las briquetas serán sometidas a los siguientes ensayos:

- Ensayo de estabilidad Marshall.
- Ensayo de corte directo.
- Ensayo de módulo de rigidez (NAT).
- Ensayo de deformación bajo compresión cíclica (NAT).

Los resultados obtenidos serán organizados en tablas y gráficos para comparar el comportamiento de las mezclas provenientes de cada planta. Se analizarán los resultados obtenidos, identificando similitudes, diferencias y posibles correlaciones entre los diferentes ensayos. Se realizarán además recomendaciones técnicas para mejorar los procedimientos de control de calidad de las mezclas asfálticas utilizadas en la provincia del Guayas, especialmente en relación con la resistencia a la deformación permanente.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Mezclas asfálticas. Generalidades.

Las mezclas asfálticas empleadas en la construcción de capas de rodadura y bases estructuradas de carreteras son materiales compuestos complejos, heterogéneos y multifásicos (Fu et al., 2026). Su estructura está constituida por un esqueleto mineral granular (agregados gruesos, finos y llenante mineral o filler) interconectado por una matriz de ligante asfáltico y una fracción correspondiente a vacíos con aire (Nwakaire et al., 2021).

Por su naturaleza intrínseca, el ligante asfáltico confiere a la mezcla un comportamiento mecánico altamente termosensible y dependiente de la tasa de aplicación de la carga, clasificando a este material dentro del espectro del comportamiento viscoelástico, elástico-viscoso y viscoelástico lineal (LVE) bajo regímenes controlados de pequeña deformación (Li et al., 2026; Sirgani et al., 2026). De acuerdo con este paradigma constitutivo, la respuesta mecánica de las mezclas asfálticas en servicio se gobierna de manera conjunta por dos variables físicas críticas: la temperatura de operación del pavimento y el tiempo de carga (frecuencia de carga) impuesto por el tráfico pesado (Meng et al., 2025; Sirgani et al., 2026).

Matemáticamente, el comportamiento viscoelástico lineal de la mezcla asfáltica se caracteriza en el dominio de la frecuencia mediante el concepto del Módulo Dinámico Complejo (E^*). La componente real del módulo dinámico representa la energía elástica almacenada y recuperable por ciclo (módulo de almacenamiento, E'), mientras que la componente imaginaria cuantifica la disipación de energía mediante amortiguamiento viscoso e irreversible (módulo de pérdida, E'').

La formulación analítica fundamental del módulo dinámico complejo y el desfase temporal se expresa según se indica en la siguiente ecuación:

$$E^* = E' + iE'' = |E^*|\cos\delta + i|E^*|\sin\delta$$

Donde $|E^*|$ es la magnitud del módulo dinámico macroscópico, i es la unidad imaginaria y δ representa el ángulo de fase. A bajas o medias temperaturas de operación o altas frecuencias de aplicación de carga (tráfico de alta velocidad), la mezcla asfáltica se comporta predominantemente como un sólido elástico con una elevada rigidez y capacidad de recuperación elástica inmediata. En esta condición las posibilidades del surgimiento de grietas son elevadas.

En contraposición, ante temperaturas de servicio elevadas o bajo bajas frecuencias de carga (tráfico lento o estacionario), el comportamiento viscoso del ligante asfáltico se amplifica, facilitando la fluencia, el flujo plástico y reduciendo el módulo dinámico general del compuesto asfáltico (Li et al., 2026; Tozzi et al., 2022). Así, se potencia el surgimiento de deformaciones plásticas. El impacto de la temperatura en la rigidez de la mezcla es severo, investigaciones recientes demuestran que, en un rango operativo típico de $-5\,^{\circ}$C a $60\,^{\circ}$C, el módulo dinámico de la mezcla puede sufrir reducciones que exceden el 90% de su valor inicial, acentuándose de forma crítica bajo regímenes de carga cíclica lenta (Li et al., 2026).

Desde la perspectiva morfológica e interna de su mesoestructura, las mezclas asfálticas pueden categorizarse en dos grandes grupos de comportamiento según su mecanismo interno de transferencia de carga:

A- <u>Sistemas viscoelásticos continuos y homogéneos dominados por la matriz</u>

Representados por mezclas asfálticas densas y de tamaño máximo nominal reducido (por ejemplo, concreto asfáltico continuo de tamaño máximo nominal 12.5 mm o ½ pulgada) (Liu et al., 2025; Wang et al., 2026). En estos materiales compuestos, la respuesta viscoelástica macroscópica está gobernada de forma continua y directa por las propiedades reológicas del mástico asfáltico, la combinación del asfalto con la fracción mineral fina menor a 0.075" mm" y el llenante (Liu et al., 2025). La matriz actúa como el principal agente portante y amortiguador del esfuerzo aplicado.

B- Sistemas viscoelásticos discontinuos dominados por el esqueleto mineral

Representados por mezclas con esqueleto fuertemente interconectado (SMA) o mezclas de agregados de ultra-gran tamaño (Ultra-Large Stone Asphalt Mixtures, LSAM-50), las cuales emplean tamaños máximos nominales de agregado de hasta 53 mm (Li et al., 2026). A diferencia de las mezclas convencionales dominadas por la matriz, en las mezclas tipo LSAM-50 la transferencia interna de carga se desvía del comportamiento puramente gobernado por el ligante viscoelástico y pasa a estar dominada progresivamente por el enclavamiento del esqueleto de agregados gruesos y la fricción entre partículas (Li et al., 2026).

Esta robusta configuración estructural reduce de forma drástica la susceptibilidad térmica y la dependencia de la frecuencia de carga a altas temperaturas de servicio, limitando la tasa de decaimiento del módulo dinámico ante velocidades lentas de tráfico pesado, lo cual constituye el principio de diseño fundamental para contrarrestar de manera permanente las deformaciones plásticas en la estructura (Li et al., 2026).

Adicionalmente a los comportamientos ante las deformaciones y agrietamientos, las mezclas asfálticas experimentan fenómenos severos de degradación bajo la influencia de condiciones ambientales adversos, siendo un factor muy influyente la presencia de elevada humedad (daño por humedad o moisture damage). El agua en estado líquido o de vapor penetra en el sistema de poros interconectados de la mezcla asfáltica, iniciando un proceso físico-químico de difusión que induce el ablandamiento de la cohesión del ligante y, de forma más crítica, la pérdida de la adherencia interfacial (desprendimiento o stripping) entre el ligante asfáltico y las caras del agregado mineral (Fu et al., 2026).

Es decir, bajo la acción sinérgica de cargas repetitivas de tráfico pesado y la generación de presión de poros dinámica (agua atrapada a presión), el fenómeno de desprendimiento se acelera exponencialmente, destruyendo la integridad estructural de la mezcla, reduciendo de forma irreversible su resistencia a la fatiga y propiciando fallas por deformación plástica a alta temperatura (Fu et al., 2026; Meng et al., 2025).

2.1.1 Agregados minerales para mezclas asfálticas

De acuerdo con las exigencias vigentes en el Ecuador (MOP, 2002) los agregados minerales para mezcla en caliente en planta asfáltica estarán compuestos de partículas de piedra triturada, grava triturada, grava o piedra natural, arena, etc., de tal manera que cumplan los requisitos de graduación correspondientes. Los agregados serán fragmentos limpios, resistentes y duros, libres de materia vegetal y de exceso de partículas planas, alargadas, blandas o desintegrables, así como de material mineral cubierto de arcilla u otro material inconveniente. Se utilizarán agregados completamente secos, la humedad de los agregados no puede exceder de 1%.

Los ensayos previstos en dicha normativa para el control de calidad de los agregados pueden resumirse de la siguiente forma. Ver Tabla 1. En la misma aparecen entre paréntesis las exigencias que corresponden a cada ensayo.

Tabla 1. Guía para pruebas a los agregados en Ecuador.

PRUEBAS	AGREGADOS MINERALES	
	GRUESOS	FINOS
FORMA	Caras fracturadas (>80% - 2) Planas y alargadas (<10%)	Angularidad (>45%)
DUREZA	Abrasión Los Ángeles (<40%) Sulfatos (<12%)	Sulfatos (<12%)
LIMPIEZA	Deletéreos (<1%)	Deletéreos (<1%) Equivalente de arena (>50%) Índice de plasticidad (<4)
ADHERENCIA	Peladura de la mezcla en agua hirviendo (>95%) Resistencia retenida en prueba de tracción indirecta (>80%)	

Precisamente para establecer comparaciones más reales en las pruebas a realizar en esta investigación, se trabajará con mezclas producidas con 5 agregados diferentes, donde las propiedades de dureza cambian y también la forma, en especial en los agregados provenientes de cantos rodados de río triturados.

2.1.2 Cemento asfáltico para mezclas asfálticas

En general el cemento asfáltico empleado en las obras viales en el Ecuador proviene de la Refinería de Esmeraldas, que es un AC 20 de acuerdo con la clasificación por viscosidad empleada en el país (INEN 2515). Ver Tabla 2.

Tabla 2. Clasificación por grados de viscosidad.

Ensayo	Unidad	Grado de Viscosidad										Norma de ensayo
		AC-6		AC-10		AC-20		AC-30		AC-42		
		Min.	Max	Min.	Max	Min.	Max	Min.	Max	Min.	Max	
Viscosidad absoluta, 60 °C	Pa s	60 ± 20		100 ± 20		200 ± 40		300 ± 60		420 ± 60		ASTMD 2171
Viscosidad cinemática, 135 °C	mm^2s^{-1}	175	--	250	--	300	--	350	--	400	--	ASTMD 2170
Punto de Inflamación	°C	177	--	219	--	232	--	232	--	232	--	NTE INEN 808
w, Solubilidad en tricloroetileno,[C]	%	99,0	--	99,0	--	99,0	--	99,0	--	99,0	--	NTE INEN 915
Gravedad específica 25 °C/25 °C		Informe		Informe		Informe		Informe		Informe		ASTMD70
Índice de Penetración[B]		-1,5 a +1		-1,5 a +1		-1,5 a +1		-1,5 a +1		-1,5 a +1		ASTM D5/D5M
Residuo de ensayos de película fina en horno rotatorio:												
Viscosidad, 60 °C	Pa s	--	300	--	500	--	800	--	1 200	--	2 000	ASTMD 2171
Cambio de masa,	% w/w	--	1,5	--	1,0	--	1,0	--	1,0	--	1,0	ASTMD 2872
Ductilidad[A], 25 °C [77 °F], 5 cm/min	cm	100	--	75	--	50	--	40	--	25	--	NTE INEN 916
[A] Si la ductilidad es menor a 100, el material debe ser aceptado, solo si la ductilidad a 15,5 °C es mínimo 100 a una velocidad de tiro de 5 cm/min.												
[B] Índice de penetración $= \frac{1952 - 500 \log pen - 20\,SP}{50 \log pen - SP - 120}$ donde: pen = penetración a 25 °C, 100 g, 5 s; SP = punto de ablandamiento (°C) ASTM D36												
[C] Solubilidad en bromuro de propilo N puede ser un método alternativo a la solubilidad en TCE.												

Es conocido por los estudios realizados (Vila & Mera, 2024), que el asfalto de Esmeraldas presenta cierta tendencia al envejecimiento prematuro, que en los ensayos convencionales se aprecia por el incumplimiento frecuente de los valores de viscosidad y ductilidad en el residuo del RTFOT (prueba de película fina en horno rotatorio). Este problema incide directamente en la rigidez de las mezclas y en su futuro comportamiento. En la Figura 3 se muestran los equipos para estas pruebas en el Laboratorio de Carreteras de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil (UCSG).



Horno para prueba RTFO Viscosímetro Ductilímetro

Figura 3. Equipos principales para evaluar el envejecimiento.

Del trabajo ¨Criterios para mejorar la calidad de los pavimentos flexibles en Ecuador¨, presentado recientemente por el Ing. Rolando Vila en las Jornadas de Innovación generadas por la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil y la Cámara de la Construcción de Guayaquil, en septiembre del 2026, se presenta la Tabla 3 que ilustra esta situación.

Tabla 3. Resultados de 27 muestras tomadas entre enero y julio del 2026.

PRUEBAS	VISCOSIDAD ORIGINAL, 60°C	VISCOSIDAD RESIDUO, 60°C	DUCTILIDAD RESIDUO, 25°C
PROMEDIO	227	1063	34
DES. ESTÁNDAR	26,1	134,2	5,6
COEF. VARIACIÓN	11,5	12,6	16,3
Exigencia AC-20	**200 ± 40 Pa.s**	**Máx 800 Pa.s**	**Mín 50 cm**

2.1. Pruebas básicas relacionadas con el diseño y control de calidad de mezclas en el Ecuador

El método Marshall, concebido originalmente por Bruce Marshall en 1939 y estandarizado posteriormente por el Instituto del Asfalto, ha constituido la metodología de referencia histórica para la dosificación de mezclas asfálticas en caliente en el Ecuador. Este procedimiento de laboratorio emplea especímenes cilíndricos estándar de 102 mm (4 pulgadas) de diámetro por 63.5 mm (2.5 pulgadas) de altura, elaborados mediante la aplicación de impactos utilizando el martillo Marshall. Además, los

parámetros evaluados en dicho método son los utilizadas casi de manera exclusiva en los controles de calidad rutinarios de mezclas asfálticas en nuestro país. La descripción completa del método en sus dos direcciones, análisis volumétrico y resistente se describen detalladamente en el manual Asphalt Mix Design Methods (Asphalt Institute, 2014).

2.2.1 Parámetros volumétricos

La estructuración física tridimensional y el empaquetamiento del esqueleto de agregados recubierto con ligante se cuantifica a través de un riguroso análisis volumétrico (Hassanien & Elwardany, 2026; Nwakaire et al., 2021). Los principales indicadores volumétricos normalizados son:

2.1.1.1. Gravedad Específica Bulk de los Agregados Combinados (Gsb)

$$G_{sb} = \frac{P_1 + P_2 + \ldots + P_n}{\frac{P_1}{G_{sb1}} + \frac{P_2}{G_{sb2}} + \ldots + \frac{P_n}{G_{sbn}}}$$

Donde:

Gsb: Gravedad específica bulk o densimétrica neta combinada del conjunto total de agregados pétreos.

P1, P2, ..., Pn: Porcentajes individuales en peso de cada fracción de agregado dentro de la dosificación (%).

Gsb1, Gsb2, ..., Gsbn: Gravedades específicas bulk individuales de cada fracción de agregado, determinadas según las normas ASTM C127 y C128.

2.1.1.2. Gravedad Específica Efectiva de los Agregados (Gse)

$$G_{se} = \frac{100 - P_b}{\frac{100}{G_{mm}} - \frac{P_b}{G_b}}$$

Donde:

Gse: Gravedad específica efectiva de los agregados pétreos, considerando el volumen del agregado excluyendo los poros permeables que absorben asfalto.

Pb: Porcentaje total de ligante asfáltico en la mezcla, expresado como porcentaje en peso respecto a la mezcla total (%).

Gmm: Gravedad específica máxima teórica de la mezcla asfáltica sin vacíos de aire (obtenida mediante el ensayo Rice ASTM D2041).
Gb: Gravedad específica del cemento asfáltico (medida según la norma ASTM D70).

2.1.1.3. Porcentaje de Asfalto Absorbido (Pba)

$$P_{ba} = 100 \times \frac{G_{se} - G_{sb}}{G_{sb} \times G_{se}} \times G_b$$

Donde:
Pba: Porcentaje de ligante asfáltico absorbido por los poros permeables del agregado, expresado como porcentaje en peso del agregado mineral.
Gse: Gravedad específica efectiva del agregado mineral.
Gsb: Gravedad específica bulk combinada de los agregados.
Gb: Gravedad específica del ligante asfáltico.

2.1.1.4. Contenido de Asfalto Efectivo (Pbe)

$$P_{be} = P_b - \frac{P_{ba}}{100} \times P_s$$

Donde:
Pbe: Porcentaje de asfalto efectivo disponible para formar la película envolvente sobre las partículas y formar la película de cohesión (%), respecto al peso total de la mezcla.
Pb: Porcentaje total de ligante asfáltico en la mezcla (%).
Pba: Porcentaje de asfalto absorbido por el agregado (%).
Ps: Porcentaje total de agregados minerales en la mezcla (Ps = 100 - Pb).

2.1.1.5. Gravedad Específica Máxima Teórica - Ensayo Rice (Gmm)

$$G_{mm} = \frac{A}{A + C - B}$$

Donde:
Gmm: Gravedad específica máxima teórica de la mezcla suelta desaireada mediante bomba de vacío (Ensayo Rice ASTM D2041).
A: Masa de la muestra de mezcla asfáltica suelta completamente seca en el aire (g).

B: Masa del recipiente (picnómetro) de ensayo calibrado, lleno de agua y mezcla asfáltica desaireada a 25 °C (g).
C: Masa del picnómetro lleno únicamente con agua destilada a 25 °C (g).

Investigaciones realizadas en plantas de la región Costa demuestran la enorme sensibilidad del valor Rice en la volumetría: un incremento de apenas 0.01 unidades en el Gmm origina un aumento de 0.45 % en el porcentaje final de vacíos calculados (Guzmán Núñez, 2014; Peña Burgos, 2023).

2.1.1.6. Porcentaje de Vacíos de Aire en la Mezcla (Pa)

$$P_a = 100 \times \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}}$$

Donde:
Pa: Porcentaje de vacíos de aire respecto al volumen total bulk de la mezcla compactada (%).
Gmm: Gravedad específica máxima teórica (ensayo Rice).
Gmb: Gravedad específica bulk de la probeta compactada.

En general, el Instituto del Asfalto y criterios ecuatorianos estipulan un porcentaje de vacíos óptimo de diseño de 4 % (rango estricto de 3 % a 5 %). Valores de Va inferiores al 3 % generan plastificación, inestabilidad y exudación por falta de espacio para la expansión térmica del ligante, mientras que valores superiores al 8 % interconectan poros de aire, acelerando drásticamente el envejecimiento por oxidación y la penetración de agua (Cedeño Guerrero, 2015; Loor Torres, 2021).

Valores de vacíos excesivos facilitan la infiltración rápida del agua y el paso libre de oxígeno, acelerando el daño por humedad y la rigidización por fotooxidación térmica del asfalto; en contraste, valores muy bajos ($< 3.0\%$) anulan el volumen libre disponible para el flujo viscoso natural del ligante bajo tráfico, desencadenando fallas por exudación de asfalto y ahuellamiento acelerado plásticamente por deformación por cizalladura (Fu et al., 2026).

2.1.1.7. Vacíos en el Agregado Mineral (VMA)

$$VMA = 100 - \frac{G_{mb} \times P_s}{G_{sb}} = \frac{V_{be} + V_{aire}}{V_{mb}} \times 100$$

Donde:

VMA: Porcentaje de vacíos intergranulares existentes entre las partículas del esqueleto pétreo, que contiene la suma del volumen de asfalto efectivo y el volumen de aire.

Gmb: Gravedad específica bulk de la mezcla compactada.

Ps: Porcentaje total de agregado mineral en la mezcla (%).

Gsb: Gravedad específica bulk combinada de los agregados pétreos.

Vbe: Volumen del ligante asfáltico efectivo.

Vaire: Volumen de los vacíos de aire.

Vmb: Volumen total bulk de la probeta compactada.

Garantizar un VMA mínimo es indispensable para permitir la incorporación de un contenido de ligante adecuado que cubra de forma óptima los agregados sin perder la fricción interna (Hassanien & Elwardany, 2026).

2.1.1.8. Vacíos Rellenos de Asfalto (VFA)

$$VFA = 100 \times \frac{VMA - V_a}{VMA} = 100 \times \frac{V_{be}}{VMA}$$

Donde:

VFA: Porcentaje de los vacíos en el agregado mineral (VMA) rellenados de forma efectiva por el ligante asfáltico.

VMA: Vacíos en el agregado mineral (%).

Va: Porcentaje de vacíos de aire en la mezcla compactada (%).

Vbe: Volumen de asfalto efectivo

A pesar de que estos parámetros volumétricos constituyen un núcleo fundamental de aceptación de mezclas, se ha demostrado que mezclas con propiedades volumétricas macroscópicas e incluso gradaciones nominales idénticas exhiben comportamientos mecánicos totalmente disímiles en servicio (Boz et al., 2022). Esto obedece a las variables mesomecánicas de estructuración interna de las fases (Liu et al., 2025; Wang et al., 2026).

2.2.2 Parámetros resistentes

La estabilidad de una mezcla asfáltica representa su habilidad para soportar desplazamientos y deformación bajo las cargas del tránsito vehicular. Para que una capa asfáltica pueda considerarse como estable debe estar capacitado para conservar su forma y lisura bajo cargas repetidas, por otro lado, un pavimento se considera como inestable cuando muestra signos de ahuellamientos, ondulaciones y otras señales que muestran afectaciones en la mezcla (Hidalgo & Riera, 2016). Ver Figura 4.

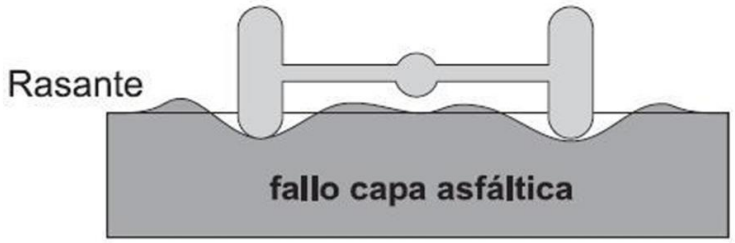


Figura 4. Ejemplo de ahuellamiento en capa asfáltica.

Fuente: Reyes, O. J., & Camacho, J. Influencia de la granulometría en la resistencia al ahuellamiento de mezclas asfálticas. Revista Científica Ingeniería y Desarrollo No. 23. 2008.

Físicamente, el fenómeno de ahuellamiento se compone de dos mecanismos acoplados en el espacio y el tiempo (Roy-Chowdhury et al., 2021):

1) **La densificación volumétrica de la mezcla**

La densificación se produce por la compactación excesiva producto del paso de vehículos que genera una reducción en los vacíos, por lo tanto, la superficie de la carpeta asfáltica disminuye en cota marcando la huella de los neumáticos en la vía.

2) **La deformación plástica por cizalladura (flujo plástico por corte)**

En muchas vías al no tener confinamiento lateral como cunetas, bordillos entre otros, el esfuerzo cortante es muy alto superando la resistencia interna de la mezcla por lo que se produce el ahuellamiento. Por lo tanto, evaluar la estabilidad al corte de las mezclas asfálticas mediante ensayos de laboratorio es fundamental para mitigar fallas prematuras de firmes en servicio (Boz et al., 2022).

Las exigencias de estabilidad dependen del tipo de tráfico esperado, no será la misma para tráfico liviano en una calle residencial de una ciudad que para un tráfico pesado en una vía principal que conecta grandes ciudades. Las estabilidades más elevadas se obtendrán con agregados bien triturados de forma cúbica y rugosos, así como con cementos asfálticos duros, o sea, de baja penetración. Es decir, la estabilidad está relacionada con la fricción interna generada por los agregados minerales y por la cohesión que le aportará el asfalto.

Para determinar la estabilidad de una briqueta, previamente calentada a 60°C en un baño de María, se la coloca dentro del cabezal Marshall y se ensaya en una prensa mediante la aplicación de una velocidad de deformación constante de 50 mm/min. La carga máxima de rotura (N), corregida en función del espesor de la briqueta (altura de la muestra cilíndrica), es el valor de la Estabilidad Marshall. Ver Tabla 4. O sea:

Estabilidad Marshall (N) = Carga de rotura (N) x Factor de corrección

Tabla 4. Factores de corrección de acuerdo con el espesor.

Volume of specimen, cm^3	Approximate thickness of specimen		Correlation ratio
	mm	in.	
200 to 213	25.4	1	5.56
214 to 225	27.0	1 1/16	5.00
226 to 237	28.6	1 1/8	4.55
238 to 250	30.2	1 3/16	4.17
251 to 264	31.8	1 1/4	3.85
265 to 276	33.3	1 5/16	3.57
277 to 289	34.9	1 3/8	3.33
290 to 301	36.5	1 7/16	3.03
302 to 316	38.1	1 1/2	2.78
317 to 328	39.7	1 9/16	2.50
329 to 340	41.3	1 5/8	2.27
341 to 353	42.9	1 11/16	2.08
354 to 367	44.4	1 3/4	1.92
368 to 379	46.0	1 13/16	1.79
380 to 392	47.6	1 7/8	1.67
393 to 405	49.2	1 15/16	1.56
406 to 420	50.8	2	1.47
421 to 431	52.4	2 1/16	1.39
432 to 443	54.0	2 1/8	1.32
444 to 456	55.6	2 3/16	1.25
457 to 470	57.2	2 1/4	1.19
471 to 482	58.7	2 5/16	1.14
483 to 495	60.3	2 3/8	1.09
496 to 508	61.9	2 7/16	1.04
509 to 522	63.5	2 1/2	1.00
523 to 535	64.0	2 9/16	0.96
536 to 546	65.1	2 5/8	0.93
547 to 559	66.7	2 11/16	0.89
560 to 573	68.3	2 3/4	0.86
574 to 585	71.4	2 13/16	0.83
586 to 598	73.0	2 7/8	0.81
599 to 610	74.6	2 15/16	0.78
611 to 625	76.2	3	0.76

Por otra parte, el flujo o fluencia mide la deformación o desplazamiento vertical total que experimenta el espécimen desde el inicio de la carga hasta el punto de falla final, cuantificado en unidades de 0.25 mm o comúnmente 0.01 pulgadas. Esta variación del diámetro se mide con un dial acoplado al cabezal Marshall. Ver Figura 5.

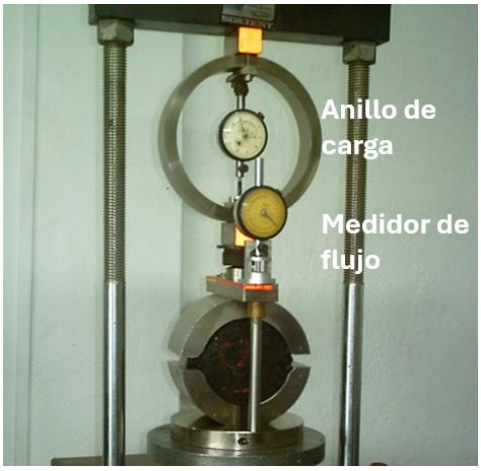


Figura 5. Detalles de prueba Marshall.

2.2.3 Exigencias respecto a los parámetros resistentes y volumétricos

Según el MS-2 del Instituto del Asfalto las exigencias dependerán del tipo de tráfico esperado a partir de las siguientes consideraciones:

Tráfico liviano: ESAL de diseño menor de 10^4 en 20 años.

Tráfico medio: ESAL de diseño entre 10^4 y 10^6

Tráfico pesado: ESAL de diseño mayor de 10^6

En las tablas 5 y 6 se muestran las exigencias del método Marshall.

Tabla 5. Exigencias para parámetros resistentes y volumétricos.

Marshall Method Criteria[1]	Light Traffic[3] Surface & Base		Medium Traffic[3] Surface & Base		Heavy Traffic[3] Surface & Base	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Compaction, number of blows each end of specimen	35		50		75	
Stability[2], N (lb.)	3336 (750)	–	5338 (1200)	–	8006 (1800)	–
Flow[2,4,5], 0.25 mm (0.01 in.)	8	18	8	16	8	14
Percent Air Voids[7]	3	5	3	5	3	5
Percent Voids in Mineral Aggregate (VMA)[6]	See Table 7.3					
Percent Voids Filled With Asphalt (VFA)	70	80	65	78	65	75

Tabla 6. Exigencias para VMA.

Nominal Maximum Particle Size[1,2]	Minimum VMA, percent			
	Design Air Voids, Percent[3]			
mm	in.	3.0	4.0	5.0
1.18	No. 16	21.5	22.5	23.5
2.36	No. 8	19.0	20.0	21.0
4.75	No. 4	16.0	17.0	18.0
9.5	⅜	14.0	15.0	16.0
12.5	½	13.0	14.0	15.0
19.0	¾	12.0	13.0	14.0
25.0	1.0	11.0	12.0	13.0
37.5	1.5	10.0	11.0	12.0
50	2.0	9.5	10.5	11.5
63	2.5	9.0	10.0	11.0

2.3 Pruebas usuales para evaluar la resistencia a las deformaciones permanentes

2.3.1 Pruebas monotónicas

Las pruebas de carga monotónica aplican un esfuerzo axial, de tracción o de cizallamiento continuo con una velocidad de desplazamiento constante y unidireccional sobre probetas de mezcla asfáltica pre-acondicionadas a altas temperaturas de ensayo (típicamente entre $30\ ^{\circ}$C y $60\ ^{\circ}$C), registrando de forma simplificada la resistencia máxima o carga pico a la falla. Su alta conveniencia radica en la simplicidad analítica, la rapidez operativa y el bajo coste instrumental comparado con los sofisticados y costosos ensayos de carga dinámica repetitiva (Boz et al., 2022).

2.3.1.1 Tracción Indirecta a Alta Temperatura (IDT-HT)

La prueba detracción indirecta a altas temperaturas (High-Temperature Indirect Tensile Test, IDT-HT) es un procedimiento de caracterización mecánica propuesto para evaluar la respuesta de las mezclas asfálticas frente a solicitaciones que pueden contribuir a la aparición de deformaciones permanentes. Su fundamento consiste en aplicar una carga de compresión diametral sobre una probeta cilíndrica, generando un

estado de esfuerzos que incluye tensiones de tracción en la zona central de la muestra. Ver Figura 6.

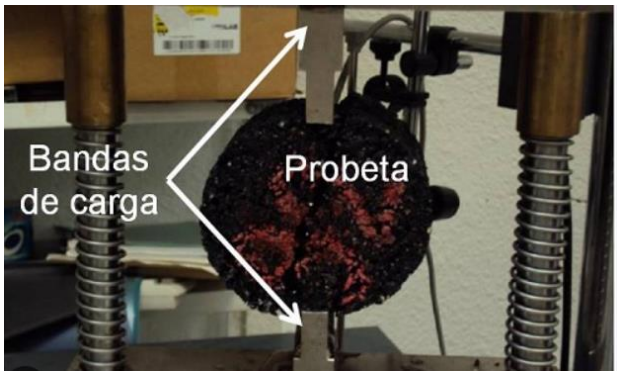


Figura 6. Prueba IDT-HT.

El parámetro tradicionalmente obtenido es la resistencia a la tracción indirecta (RTI o ITS), calculada a partir de la carga máxima soportada por la probeta. De la imagen se puede observar que la compresión vertical diametral ejerce una compresión en el plano vertical y horizontalmente se ejercen los esfuerzos de tracción sin confinamiento los cuales alcanzarán la rotura, similar al del paso del neumático en una carpeta asfáltica.

La fórmula de cálculo es:

$$St = \frac{2.P}{\pi.t.D}$$

Donde:

St: Resistencia a la tracción indirecta (kPa).

P: Carga máxima de rotura (N)

t= Altura promedio de la briqueta (mm)

D= Diámetro promedio de la briqueta (mm)

π= Valor constante (3.1416)

En evaluaciones más completas también se analiza la curva carga-deformación, de la cual pueden obtenerse parámetros relacionados con la rigidez, la energía disipada y la respuesta no lineal de la mezcla. Estas características permiten investigar la relación entre el comportamiento a tracción y la resistencia al corte, aspecto relevante para comprender la susceptibilidad al ahuellamiento.

La investigación publicada por Zieliński (2019), por ejemplo, encontró correlaciones importantes entre la RTI medida a 40 °C y parámetros de ahuellamiento obtenidos mediante ensayo de pista a 60 °C. Estudios posteriores también han explorado la relación entre los parámetros de la curva de tracción indirecta y la deformación permanente acumulada. La tendencia actual es realizar la prueba con velocidad de deformación de 50 mm/min y temperaturas entre 40 y 50 ºC (Boz et al., 2022)

No obstante, la resistencia máxima a tracción indirecta no mide directamente el ahuellamiento. Su utilidad para estimar la resistencia a las deformaciones permanentes depende de la temperatura, la velocidad de carga, las características de la mezcla y la existencia de correlaciones experimentales verificadas.

2.3.1.2 Prueba de Resistencia a la Deformación (S_D) o "Ensayo Kim"

Específicamente diseñado para simular de forma realista el estado real de confinamiento y deformación plástica localizada inmediatamente debajo de la huella de contacto del neumático (Kim et al., 2011). Para emular este fenómeno físico en laboratorio, se aplica una carga estática continua vertical sobre la cara plana de una probeta de asfalto (típicamente compactada en el compactador giratorio Superpave) utilizando un cabezal de carga metálico circular cilíndrico especial con bordes redondeados (diámetro de 40 mm con un radio de curvatura de 10 mm en el borde circular de contacto inferior).

La carga vertical se aplica de forma monotónica a una velocidad de deformación constante de 30 mm/min y a una temperatura elevada de $60\ ^{\circ}$C. La carga pico máxima de falla y el desplazamiento vertical correspondiente se emplean para calcular cuantitativamente el parámetro de resistencia a la deformación (S_D). Ver Figura 7.

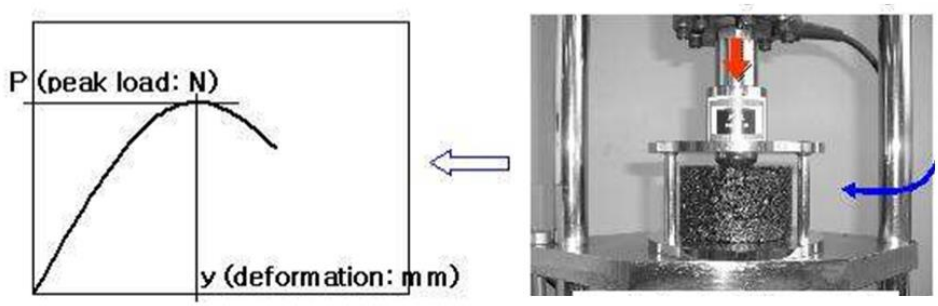


Figura 7. Prueba Kim.

Entonces:

$$S_D = \frac{4P}{\pi[D - 2(r - \sqrt{2ry - y^2})]^2}$$

Donde:

S_D= resistencia a la deformación (MPa),

P= carga máxima para el fallo (N),

D= diámetro del cabezal de carga (mm),

y= deformación vertical (mm). Si y ≥ r, entonces y = r,

r= radio del borde de curvatura (mm) del cabezal de carga.

Diversos estudios empíricos han comprobado una excelente correlación exponencial y de potencia entre el valor de S_D y la profundidad acumulada de ahuellamiento medida en pistas de ensayo a escala real acelerada, sirviendo como un método de cribado sumamente económico y potente para el diseño volumétrico y control en obra (Boz et al., 2022).

2.3.1.3. Prueba IDEAL Rutting Test

Es un ensayo monotónico simplificado desarrollado por el Instituto de Transporte de Texas como parte de diseños balanceados de mezclas y para controles de producción diarios en plantas asfálticas (Zhou et al., 2019). Mediante el uso de probetas cilíndricas compactadas Superpave de 150 mm de diámetro, este ensayo aplica esfuerzos de compresión monotónica sobre un plano de cizalla oblicuo, induciendo la falla por corte interno de la matriz del mástico asfáltico y permitiendo estimar un índice de

susceptibilidad al ahuellamiento de manera robusta y en pocos minutos de operación. Ver Figura 8.

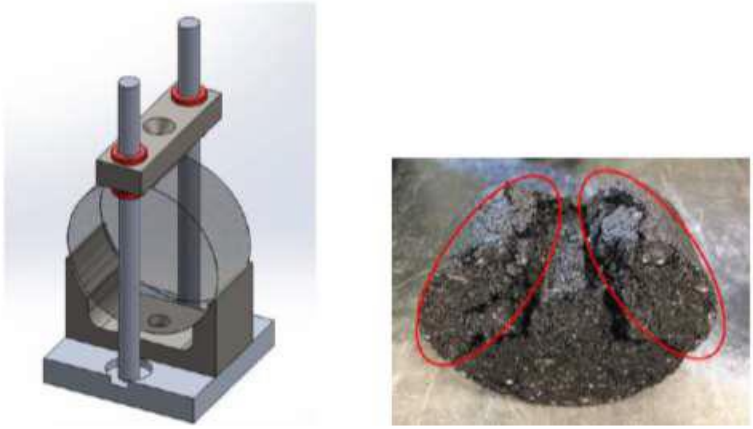


Figura 8. Cabezal IDEAL-RT y muestra fallada.

El potencial de formación de ahuellamientos de las mezclas asfálticas en esta prueba se cuantifica mediante el índice de tolerancia a la formación de surcos (*RT INDEX*), a partir de la carga máxima ($Pmax$ en N) experimentada en una muestra y se puede calcular utilizando la siguiente expresión:

$$RT_{index} = 6.618 * 10^{-5} * 0.356 * \frac{P_{max}}{t * w}$$

donde:

t = espesor de la probeta, m

w = ancho de la franja de carga superior; 0,0191 m.

Los autores recomendaron el uso del mismo tamaño de muestra que se usa en una prueba HWT típica: una probeta de 150 mm de diámetro y 62 mm de altura con 7±0,5% de vacíos de aire. Experiencias con este ensayo ya existen en el Laboratorio de Carreteras de la UCSG (Peña, 2023).

2.3.1.4. Prueba de estabilidad Marshall.

Ya estudiada en el numeral 2.2.2.como parte del diseño de mezcla utilizado en el Ecuador. Vale destacar que algunos autores han reportado que la estabilidad Marshall y

el flujo son indicadores pobres de la resistencia a las deformaciones plásticas de la mezcla en obra (Brown, Kandhal & Zhang, 2001), (Roberts, Mohammad & Wang, 2002).

2.3.1.5. Prueba simple de corte directo

Las pruebas de corte aplicadas a mezclas asfálticas permiten evaluar su capacidad para resistir esfuerzos tangenciales y por ende las deformaciones permanentes, especialmente el ahuellamiento que se produce bajo el tránsito pesado y a temperaturas elevadas. Las pruebas de corte, al igual que las pruebas triaxiales, se categorizan como pruebas fundamentales para el estudio de materiales.

En un ensayo de corte directo se aplica una fuerza tangencial a una probeta o a una interfaz entre capas, midiendo la carga máxima y el desplazamiento. Según la configuración, permite estudiar la resistencia al corte de la mezcla o la adherencia entre capas.

La resistencia al corte proviene principalmente de dos fuentes: 1) la adhesión o mecanismo de unión del ligante, denominada cohesión en los diagramas de Mohr-Coulomb, y 2) la capacidad de trabazón de la matriz de agregados bajo la acción de las cargas aplicadas, denominada ángulo de fricción interna. La importancia relativa y la interacción de ambos factores varían sustancialmente en función de la velocidad de aplicación de la carga, la temperatura y las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica. Es importante identificar el dispositivo y el procedimiento empleado para la determinación de esta resistencia ya que no existe una única configuración universal de corte directo para mezclas asfálticas.

Ejemplos de estos dispositivos se muestran a continuación. En la Figura 9 se muestra un esquema del cabezal ideado en la Universidad Politécnica de Delft (Molenaar, Heerkens & Verhoeven, 1986) y en la Figura 10 el esquema del dispositivo de para la prueba ISS (Interlayer Shear Strength-Resistencia al corte entre capas) que se encuentra bajo la norma AASHTO TP 114-18.

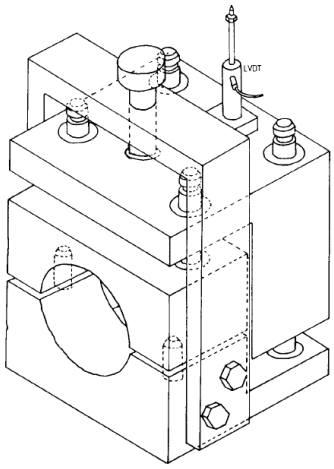


Figura 9. Esquema del dispositivo de la Universidad Tecnológica de Delft.

Fuente: Brown, Kandhal & Zhang. Performance Testing for Hot Mix Asphalt. National Center for Asphalt Technology, Report No. NCAT 2001-05. 2001 pp 19.

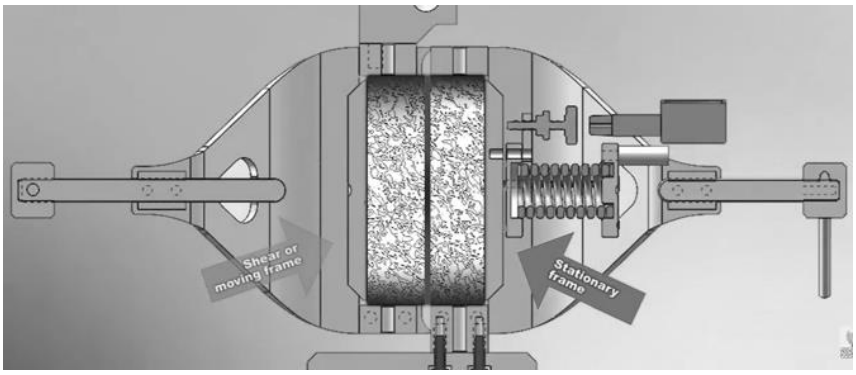


Figura 10. Esquema de la prueba ISS.

Fuente: Gilson Asphalt Tack Bond Shear Strength Apparatus (MS-43). YouTube video.

Otro trabajo en este sentido fue desarrollado por Vila (2007) empleando un dispositivo compuesto por dos soportes laterales de acero barrenados de forma tal que permitan alojar la briqueta de 102 mm de diámetro por 102 mm de altura. Cada soporte posee un espesor correspondiente a la tercera parte de la altura de la briqueta. Por el tercio central se desplaza, bajo la acción de la prensa, una mordaza para la transmisión de la carga, cuya superficie de contacto con la briqueta es uniforme y abarca la mitad de su perímetro. Ver Figura 11.

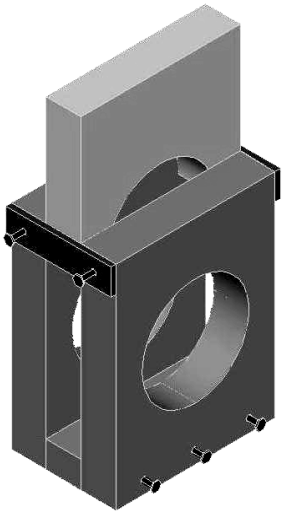


Figura 11. Dispositivo con dos planos de corte.

Fuente: Vila, R. Prueba simple de corte directo para evaluar mezclas asfálticas. XV Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto (CILA). Lisboa. 2009.

Para nuestra investigación se utilizó un cabezal de corte simple recién diseñado en el Laboratorio de Carreteras de la UCSG y en trámite de patente, por lo que solamente se mostrará un esquema de este. Esta prueba se realiza ¨cortando¨ en dos partes una briqueta tipo Marshall de 102 mm de diámetro, es decir, el cabezal presenta una parte fija y otra móvil por donde se aplica la carga. Ver Figura 12. Para la prueba las briquetas se acondicionaron a 60 °C en un baño de María entre 20 y 30 minutos y luego se ensayaron en una prensa con velocidad de deformación de 50 mm/minuto.

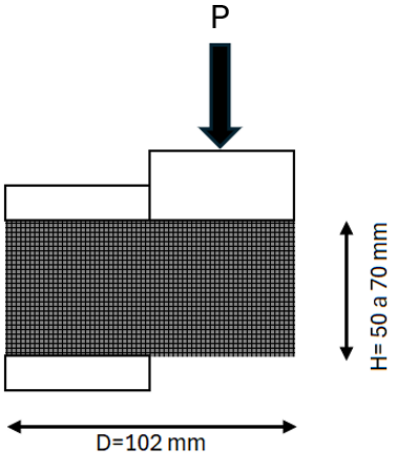


Figura 12. Esquema de la prueba de corte simple empleada.

De esta forma, el cálculo de la resistencia al corte responde a la expresión:

$$RCD = P / (D. H)$$

Donde:

RCD: Resistencia al corte directo (MPa)

P: Carga máxima para el fallo por cortante

D: Diámetro de la briqueta (mm)

H: Altura de la briqueta (mm)

2.3.2 Pruebas dinámicas

A diferencia del carácter estático-continuo de los métodos monotónicos, las pruebas dinámicas o cíclicas aplican esfuerzos pulsantes repetidos de compresión, tracción o flexión con periodos de carga y descarga alternados. Estas pruebas dinámicas son capaces de simular con absoluta precisión el comportamiento real de acumulación de deformación plástica permanente que experimenta el pavimento flexible frente al número acumulado de pasadas de ejes equivalentes de tráfico pesado, capturando la evolución termomecánica completa de la mezcla en el tiempo (Roy-Chowdhury et al., 2021).

2.3.2.1. Módulo dinámico y número de flujo de las mezclas asfálticas

Ambos parámetros aparecen relacionados en la normativa AASHTO T 378 – 17. Cabe destacar que la determinación del módulo dinámico se realiza mediante un sistema de carga uniaxial y medición de deformaciones, mientras que el número de flujo corresponde a un parámetro asociado a un ensayo de deformación permanente bajo carga repetida, también denominado ensayo de fluencia dinámica (Dynamic Creep Test). Los procedimientos en dicha norma AASHTO están vinculados al uso de la máquina AMPT, que es una máquina de ensayo hidráulica controlada por computadora. Su campo de aplicación comprende mezclas de granulometría densa y discontinua, con tamaño máximo nominal del agregado de hasta 37,5 mm. Ver Figura 13.



Figura 13. Máquina de prueba AMPT.

Fuente:https://consatek.com.pe/producto/ampt-spt-equipo-probador-de-rendimiento-de-mezclas-asfalticas

La norma contempla dos procedimientos. El primero determina el módulo dinámico y el ángulo de fase bajo cargas de compresión cíclicas. El segundo determina el número de flujo mediante la aplicación repetida de cargas de compresión y el seguimiento de la deformación axial permanente. Ambos ensayos requieren controlar las condiciones de temperatura, carga y preparación de las probetas para que los resultados sean comparables.

Determinación del módulo dinámico

El módulo dinámico, representado por |E* | es una medida de la rigidez de la mezcla asfáltica sometida a una carga sinusoidal de compresión. Debido al comportamiento viscoelástico del material, la deformación no ocurre necesariamente en fase con el esfuerzo aplicado. Por esta razón, además de la magnitud del módulo, el ensayo permite determinar el ángulo de fase δ, que representa el desfase entre el esfuerzo y la deformación.

La probeta cilíndrica se somete a una carga axial cíclica controlada, con forma de onda sinusoidal o haversine, a una temperatura y frecuencia determinadas. Se registran

el esfuerzo aplicado y la deformación axial resultante. El ensayo se realiza a diferentes frecuencias de carga y temperaturas, con o sin presión de confinamiento, según el procedimiento establecido.

La geometría habitual de las probetas AMPT es de aproximadamente 100 mm de diámetro y 150 mm de altura. La preparación debe seguir el procedimiento normativo correspondiente, incluida la compactación, el acondicionamiento y el control del contenido de vacíos de aire.

El módulo dinámico se calcula mediante la expresión:

$$|E^*| = \frac{\sigma_{pp}}{\varepsilon_{pp}}$$

Donde:

|E* |: módulo dinámico, expresado normalmente en MPa.

σpp: amplitud pico a pico del esfuerzo aplicado, en MPa.

εpp: amplitud pico a pico de la deformación axial, adimensional.

El ángulo de fase δ, se obtiene a partir de la diferencia temporal entre las señales de esfuerzo y deformación, expresada como un ángulo dentro de un ciclo de carga.

El módulo dinámico depende de la temperatura, de la frecuencia de carga y de las características de la mezcla, entre ellas el ligante asfáltico, la granulometría, la estructura del agregado y los vacíos de aire. En términos generales, el módulo tiende a aumentar cuando aumenta la frecuencia de carga o disminuye la temperatura. Por el contrario, a temperaturas elevadas y frecuencias bajas, la mezcla suele presentar menor rigidez y mayor influencia de su comportamiento viscoso.

Los resultados pueden emplearse para elaborar curvas maestras de módulo dinámico, que representan la rigidez de la mezcla en un intervalo amplio de frecuencias y temperaturas de referencia. Estas curvas son útiles para caracterizar el material y alimentar modelos de análisis estructural de pavimentos.

Determinación del número de flujo

El número de flujo, representado por FN, es el número de ciclos de carga correspondiente a la velocidad mínima de acumulación de deformación axial permanente durante un ensayo de carga repetida. Se utiliza como indicador de la resistencia de una mezcla asfáltica frente a la deformación permanente, siendo particularmente relevante en el análisis del ahuellamiento.

Los especímenes cilíndricos se ensayan de manera usual sin confinamiento o aplicando un confinamiento hidrostático lateral neumático controlado (e.g., 137.9 kPa) a una temperatura crítica elevada de servicio (típicamente $50\,^{\circ}$C o $60\,^{\circ}$C). Durante el ensayo, la probeta se somete a la aplicación continua de hasta $10{,}000$ o más ciclos de carga pulsante de compresión axial vertical con forma de onda sinusoidal (*haversine*) con una amplitud de esfuerzo axial cíclico desviador de 600 kPa y un esfuerzo de contacto de 10 kPa. Cada ciclo individual de carga se compone de un intervalo de aplicación de fuerza activa de 0.1 s seguido de un periodo de descarga y reposo elástico de 0.9 s. A lo largo de toda la prueba, se registran de manera automatizada las deformaciones axiales permanentes residuales (acumuladas al final del periodo de reposo de cada ciclo, ε_p) en función del número acumulado de ciclos de carga aplicados (N).

La curva experimental de deformación permanente acumulada versus número de ciclos exhibe de forma clásica tres fases de comportamiento termomecánico nítidamente diferenciadas según se aprecia en la Figura 14. Estas etapas son:

Etapa Primaria (Consolidación Inicial): Deformación de acomodo inicial caracterizada por una tasa de acumulación de deformación que disminuye rápidamente con los ciclos de carga. Predomina la densificación de la mezcla por reducción del contenido de vacíos con aire.

Etapa Secundaria (Fluencia de Estado Estable): Deformación plástica incremental con una tasa de acumulación lineal y velocidad constante por ciclo. Representa la fase estable de servicio del pavimento.

Etapa Terciaria (Flujo Terciario / Falla por Corte): Comportamiento de inestabilidad plástica catastrófica, caracterizada por un incremento exponencial y acelerado de la tasa de acumulación de deformación por ciclo. Mecánicamente, representa la destrucción de los contactos del esqueleto mineral por esfuerzos cortantes excesivos, desencadenando planos internos macroscópicos de falla por cizallamiento y flujo plástico lateral irreversible de la probeta.

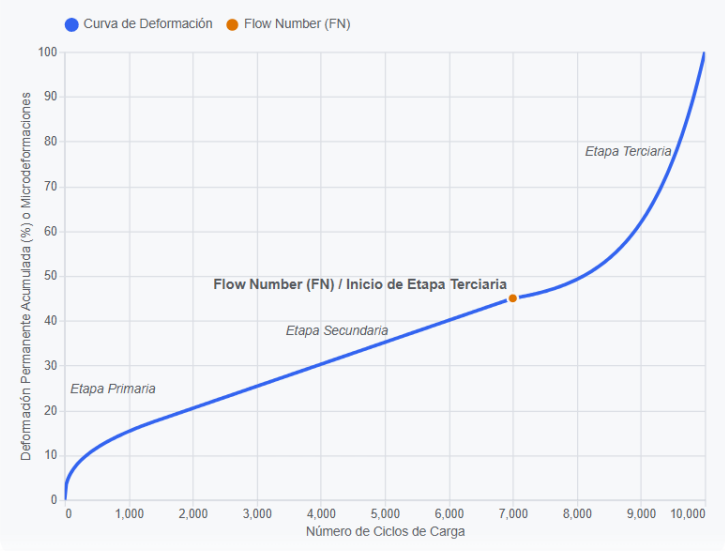


Figura 14. Curva típica de deformación bajo cargas cíclicas.

El número exacto de ciclo de carga en el cual se inicia la aceleración de la deformación de la etapa terciaria se denomina Número de Flujo (FN). Adicionalmente, investigaciones contemporáneas señalan que la determinación estricta del FN puede estar sujeta a ciertas variabilidades estadísticas debido a heterogeneidades locales en la compactación de las probetas o en la rugosidad de los extremos de ensayo. Para solventar este sesgo, se introdujo el concepto del Índice del Número de Flujo (*FN* Index).

El FN Index se define como la relación matemática entre la deformación permanente unitaria acumulada en el ciclo correspondiente al flujo terciario ($\varepsilon_p(FN)$) y el valor numérico del Número de Flujo (FN) conforme a la ecuación que se muestra (Roy-Chowdhury et al., 2021):

$$FN \text{ Index} = \frac{\varepsilon_p(FN)}{FN}$$

Este índice ha demostrado ser un descriptor mecánico extraordinariamente robusto y de gran correlación con el ahuellamiento real medido en carreteras, ya que integra de manera acoplada la resistencia de la mezcla al iniciar la fluencia inestable (FN) y la magnitud física de la deformación por corte acumulada en dicho punto crítico. Valores menores de FN Index corresponden a mezclas asfálticas con una superior resistencia constitutiva al ahuellamiento (Roy-Chowdhury et al., 2021).

2.3.2.2 Ensayo de ahuellamiento por Rueda de Hamburgo

La norma AASHTO T 324, ¨Standard Method of Test for Hamburg Wheel-Track Testing of Compacted Asphalt Mixtures¨, establece el procedimiento para evaluar la susceptibilidad de las mezclas asfálticas compactadas a las deformaciones permanentes y al daño inducido por la humedad mediante el equipo conocido como Rueda de Hamburgo (Hamburg Wheel-Tracking Device, HWTD).

El equipo consta de una rueda metálica, un sistema de desplazamiento alternativo, un dispositivo para controlar la temperatura del agua y un sistema de medición de la profundidad de la huella. La rueda transmite una carga concentrada y repetitiva a la superficie de la probeta, mientras que los sensores registran la deformación acumulada durante el ensayo. Las muestras pueden prepararse en forma de losas compactadas en laboratorio o mediante probetas cilíndricas obtenidas con el compactador giratorio Superpave. También pueden ensayarse núcleos extraídos del pavimento o muestras cortadas de losas en campo, siempre que cumplan las dimensiones y condiciones previstas en la norma. Ver Figura 15.



Figura 15. Rueda de Hamburgo.

Fuente:https://www.testmould.com/uploads/images/20250812/d3b786f77803243cbac0fc5f29e57732.jpg

La preparación de las muestras debe garantizar una compactación representativa y un contenido de vacíos de aire controlado. Estos factores influyen significativamente en la respuesta mecánica y en la susceptibilidad al daño por humedad. Por ello, cuando se comparan mezclas con distintas granulometrías, contenidos de ligante o aditivos, resulta necesario mantener condiciones de preparación equivalentes.

El procedimiento comprende las siguientes etapas:

1. Preparación y acondicionamiento: se preparan las probetas, se determina su contenido de vacíos de aire y se acondicionan a la temperatura de ensayo. Se colocan en el equipo siguiendo la configuración establecida para el tipo de muestra.

2. Inmersión en agua: las probetas se mantienen sumergidas en agua a temperatura controlada. Esta condición permite evaluar el comportamiento de la mezcla frente a la combinación de carga mecánica y exposición al agua.

3. Aplicación de la carga: una rueda metálica recorre repetidamente la superficie de las muestras mediante un movimiento de ida y vuelta. La carga y las condiciones de operación se establecen conforme a la edición de la norma utilizada.

4. Registro de deformaciones: el equipo mide la profundidad de la huella a medida que se incrementa el número de pasadas. El ensayo continúa hasta alcanzar el límite de deformación establecido o el número máximo de pasadas previsto en el procedimiento.

5. Análisis de resultados: se representa gráficamente la profundidad de la huella en función del número de pasadas. A partir de esta curva se determinan los parámetros que permiten caracterizar la resistencia al ahuellamiento e identificar indicios de daño por humedad. Ver Figura 16.

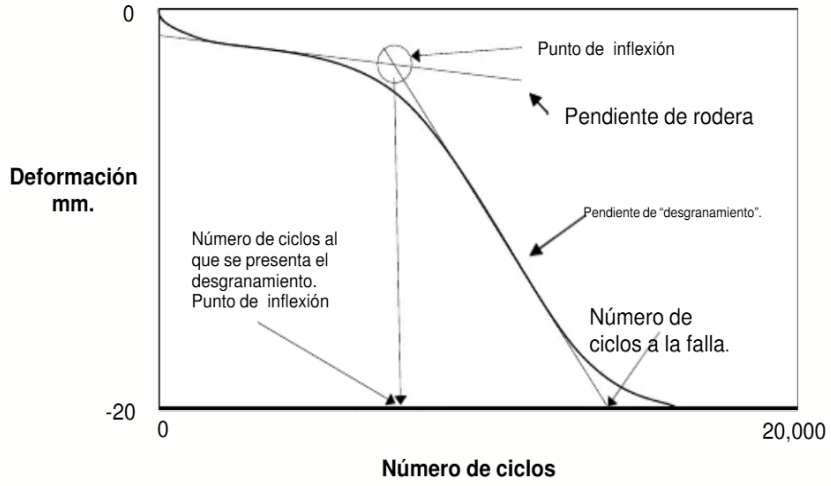


Figura 16. Gráfico con salida típica de resultados.

Entre los parámetros más utilizados se encuentran los siguientes:

a) Profundidad de la huella (rut depth). Representa la deformación vertical acumulada producida por el paso repetido de la rueda. Se expresa habitualmente en milímetros. Una menor profundidad para un mismo número de pasadas indica, en general, una menor deformación acumulada bajo las condiciones específicas del ensayo.

b) Pendiente de deformación (creep slope). Representa la velocidad de crecimiento de la huella en la primera fase de deformación estable. Puede expresarse como:

$$CS = \frac{d}{dN}$$

Donde:

- CS: pendiente de deformación, en mm/pasada.
- d: profundidad de la huella, en mm.
- N: número de pasadas.

En la práctica, se obtiene mediante el ajuste de una recta a la porción correspondiente de la curva experimental. Un valor menor suele indicar una menor tasa de acumulación de deformación permanente.

c) Pendiente de desnudamiento (strip slope). Representa la pendiente de la fase posterior de la curva cuando se manifiesta un incremento de la deformación asociado al daño por humedad. Se determina mediante el ajuste de una recta a esa porción de la curva, cuando puede identificarse.

d) Punto de inflexión por desnudamiento (Stripping Inflection Point, SIP). Es el número de pasadas asociado a la transición entre las dos fases de deformación identificadas en la curva. En el procedimiento de cálculo de AASHTO T 324 se estima a partir de las pendientes e interceptos de los tramos lineales correspondientes.

$$SIP = \frac{b_2 - b_1}{m_1 - m_2}$$

Donde:

- SIP: número de pasadas hasta el punto de inflexión.
- b1 y b2: interceptos de los dos tramos lineales.
- m1 y m2: pendientes de los respectivos tramos.

Esta expresión corresponde al punto de intersección de las dos rectas. Su interpretación como inicio del daño por humedad requiere que la curva presente un cambio de pendiente compatible con ese mecanismo.

Una mezcla que presenta menor profundidad de huella, menor pendiente de deformación y un mayor número de pasadas hasta alcanzar un límite de deformación puede considerarse más resistente al ahuellamiento bajo las condiciones evaluadas. Por otra parte, la aparición de un cambio pronunciado en la pendiente de la curva puede indicar una pérdida de resistencia vinculada al daño por humedad.

2.3.2.3. Ensayo de compresión uniaxial repetida sin confinamiento.

Esta prueba de deformación bajo carga axial repetida, conocida como creep dinámico, se efectuó para estimar el comportamiento ante las deformaciones plásticas. Un ciclo de carga consiste en la aplicación de una tensión durante 1 segundo seguido por 1 segundo de descanso, es decir, se emplearon ondas cuadráticas. El ensayo se realizó a una temperatura de 40 ºC, midiendo las deformaciones provocadas por 3600 repeticiones de cargas de 100 kPa. Según los criterios manejados en el laboratorio, bajo estas condiciones, una mezcla con un buen comportamiento a la deformación no deberá superar el valor de 1% (Parrales, 2013).

Se emplean probetas cilíndricas de mezcla asfáltica compactada, habitualmente de unos 100 mm de diámetro y entre 50 a 70 mm de altura. Las caras superior e inferior deben ser planas y paralelas para asegurar una distribución adecuada de la carga. La probeta se coloca verticalmente entre dos platos de carga de la prensa. Se verifica la alineación con el eje de aplicación de la fuerza y se instalan los transductores de desplazamiento, normalmente dos LVDT dispuestos en posiciones opuestas para medir la deformación axial. Ver Figura 17.

El porcentaje de deformación acumulada responde a:

$$\varepsilon = (\Delta h / h_0) \times 100$$

donde:

ε: deformación axial permanente acumulada, en porciento,

Δh: acortamiento permanente acumulado de la probeta, en mm,

h_0: altura inicial de la probeta, en mm.



Figura 17. Configuración del ensayo de deformación por compresión repetida.

En la Figura 18 se muestra una salida de resultados de dicha prueba.

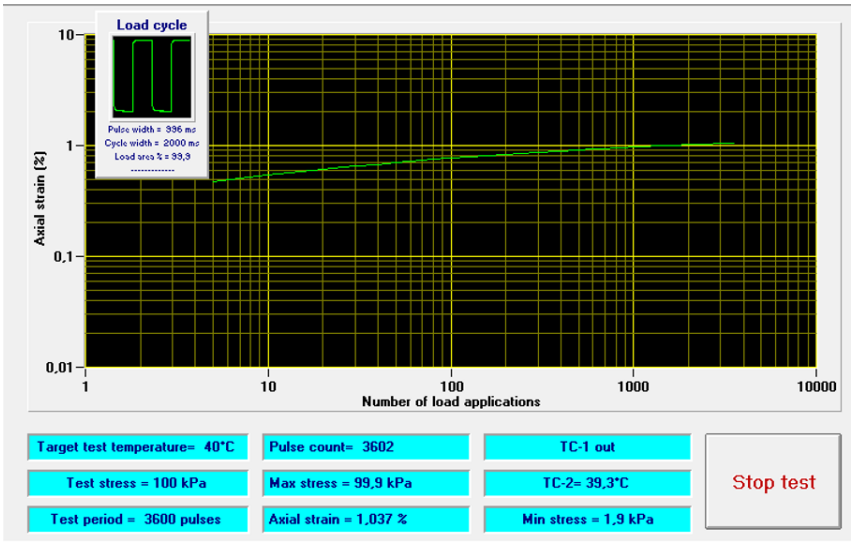


Figura 18. Salida de resultados en la prueba de compresión repetida.

El procedimiento empleado para la realización de esta prueba en general se corresponde al dado por el fabricante del equipo NAT (Cooper Research Technology, 2002), el cual coincide parcialmente con el procedimiento de la norma EN 12697-25:2016, siendo esta última diferente respecto al plato de carga y briquetas, estableciendo cierto confinamiento de la muestra al emplear un plato de carga de diámetro menor que el de la muestra cilíndrica a ensayar.

2.3.2.4. Módulo de rigidez

En realidad, este ensayo no es precisamente una prueba para evaluar deformaciones, pero evidentemente sus resultados estarán asociados a la mayor o menor rigidez de la mezcla y por ende a su menor o mayor tendencia a deformarse. La realización de esta prueba responde al procedimiento de la norma EN 12697-26:2012 en su Parte 26, Anexo C, empleando el cabezal de tracción indirecta bajo carga dinámica.

La carga diametral cíclica (tipo semisenoidal) se aplica durante intervalos cortos, seguida de periodos de reposo. El tiempo de aplicación de carga es de 0.12 segundos. Durante el ensayo, solamente se miden las deformaciones horizontales con sensores de alta precisión que se acoplan exteriormente mediante un dispositivo. Ver Figura 19. Generalmente el ensayo se realiza a 20°C, para el cual se han desarrollado las exigencias que se aplican en algunas partes del Ecuador.



Figura 19. Prueba de módulo de rigidez.

Usando las mediciones de los cinco pulsos de carga que se realizan se determinará el módulo de rigidez medido para cada pulso de carga utilizando la siguiente ecuación:

$$E = \frac{F \times (\nu + 0{,}27)}{(z \times h)}$$

donde:

E = módulo de rigidez medido (MPa)

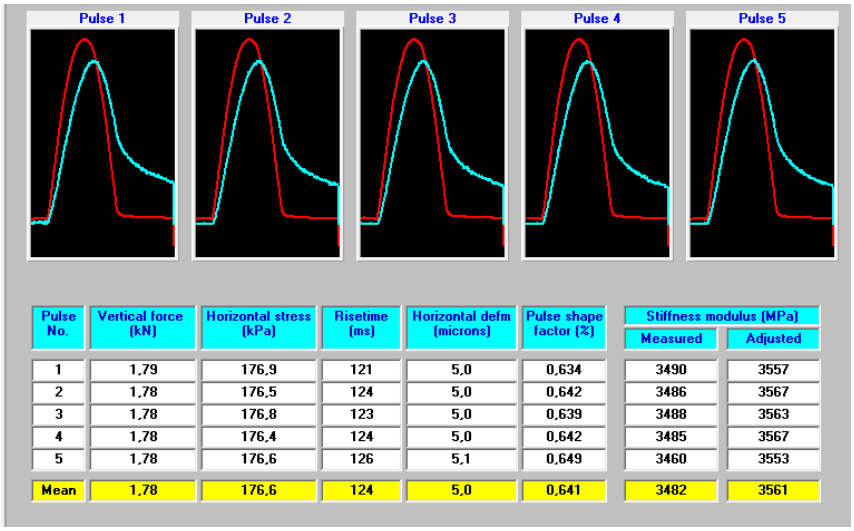
F = valor máximo de la carga vertical aplicada (N)

z = amplitud de la deformación horizontal obtenida durante el ciclo de carga (mm)

h = espesor medio de la muestra (mm)

v = coeficiente de Poisson (si no se determina se asume 0.35 para todas las temperaturas).

En la Figura 20 se muestra una salida de resultados de dicha prueba.



Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,79	176,9	121	5,0	0,634	3490	3557
2	1,78	176,5	124	5,0	0,642	3486	3567
3	1,78	176,8	123	5,0	0,639	3488	3563
4	1,78	176,4	124	5,0	0,642	3485	3567
5	1,78	176,6	126	5,1	0,649	3460	3553
Mean	1,78	176,6	124	5,0	0,641	3482	3561

Figura 20. Salida de resultados en la prueba de módulo de rigidez.

3. TRABAJO EXPERIMENTAL

3.1. Selección de plantas

Esta se realizó considerando que fuesen plantas ubicadas en sectores relativamente cercanos a la ciudad de Guayaquil y que entre las mismas los agregados minerales empleados fuesen diferentes, lo que sin dudas podrá influir en los comportamientos evaluados. Como es conocido el cemento asfáltico empleado en todos los casos fue el AC 20 procedente de la Refinería de Esmeraldas. De esta forma, las plantas seleccionadas fueron:

Tabla 7. Plantas seleccionadas.

PLANTA	ZONA	TIPO DE AGREGADOS
1	Vía a Daule	Basaltos
2	Durán	Pizarras tobáceas
3	Vía a Salitre	Diabasas
4	Vía al Triunfo	Cantos rodados
5	Vía a la Costa	Calizas

3.2. Calidad de los agregados minerales

3.2.1. Composición y características generales

1. **Basalto**. Roca ígnea volcánica de composición máfica, formada por el enfriamiento rápido de lava en la superficie terrestre. Se caracteriza por su color gris más o menos intenso, textura generalmente fina y composición mineralógica dominada por plagioclasas cálcicas y piroxenos, con posible presencia de olivino. Presenta elevada densidad, buena resistencia mecánica. Ver Figura 21.



Figura 21. Fragmentos de basaltos.

2. **Pizarra tobácea**. Roca de origen volcánico que presenta componentes derivados de cenizas y fragmentos volcánicos, junto con una estructura que puede mostrar laminación o foliación. Su composición, textura y resistencia dependen del grado de compactación, alteración y transformación de los materiales originales. Puede presentar colores grises, verdosos o pardos, así como planos de debilidad que favorecen su separación en láminas y condicionan su comportamiento mecánico. Ver Figura 22.



Figura 22. Fragmento de pizarra tobácea.

3. **Diabasa**. Roca ígnea de composición máfica, equivalente aproximadamente al basalto y al gabro, que se forma por el enfriamiento del magma a poca profundidad en la corteza terrestre. Presenta generalmente color gris oscuro a verdoso, textura cristalina fina a media y una composición dominada por plagioclasas y piroxenos, con una textura característica. Cuando está fresca y poco alterada, suele presentar elevada resistencia mecánica y buena capacidad para soportar desgaste y fragmentación. Ver Figura 23.



Figura 23. Fragmento de diabasa.

4. **Cantos rodados**. Son fragmentos de roca que presentan formas redondeadas debido al desgaste durante el transporte; pueden estar constituidos por diferentes litologías, como basaltos, diabasas, cuarzo y otras rocas presentes en la cuenca hidrográfica. Sus propiedades dependen de la composición de los fragmentos, su grado de meteorización, la granulometría y el contenido de arena, limo o arcilla. Para su utilización en mezclas asfálticas es importante un buen control en su trituración. Ver Figura 24.



Figura 24. Grupo de cantos rodados.

5. **Caliza**. Roca sedimentaria compuesta principalmente por carbonato de calcio, generalmente en forma de calcita, que puede contener cantidades variables de dolomita, arcillas, sílice y otros minerales. Su color varía entre blanco, crema y tonos pardos, y su textura puede ser fina, granular, fosilífera o presentar estructuras de origen biológico. Su resistencia mecánica y durabilidad dependen de la compactación, cementación, porosidad y grado de alteración. Ver Figura 25.



Figura 25. Fragmento de caliza.

3.2.2. Ensayos realizados a los agregados minerales

Para conocer las características principales de estos materiales, se coordinó con el laboratorio de la Consultora GEOCIMIENTOS la realización de las siguientes pruebas a los agregados gruesos: gravedad específica y absorción en agua (ASTM C 127), abrasión Los Ángeles (ASTM C 131) y durabilidad ante los sulfatos (ASTM C 88). Un resumen de dichos resultados aparece en la Tabla 8.

Tabla 8. Resultado de las pruebas a los agregados minerales.

PLANTA	Gsb	Absorción, %	Abrasión LA, %	Durabilidad, %
1	2,837	1,09	18	0,13
2	2,454	5,66	38	16,03
3	2,931	0,39	19	0,34
4	2,758	1,17	20	0,06
5	2,507	2,14	30	7,57

Como ya se había informado en el Capítulo 2, la exigencia para la prueba de abrasión es no superar el 40% y en la prueba de durabilidad ante los sulfatos, no superar el valor de 12 % (MOP, 2002). En este sentido el agregado más problemático es la pizarra tobácea de la Planta 2, que, si bien cumple la abrasión, aunque con un valor elevado, incumple la durabilidad. Este agregado además presenta una alta absorción ante el agua, que si bien no tiene una exigencia definida en nuestra norma, si es objeto de control en muchos países por la llamada absorción selectiva del asfalto por parte del agregado. La misma genera películas más rígidas de recubrimiento de asfalto entre los agregados, lo que hace más propensa la mezcla a los agrietamientos.

3.3. Calidad del cemento asfáltico

Ya que las muestras de mezclas asfálticas tomadas en las diferentes plantas correspondieron a los primeros días del mes de abril del 2026, se decidió muestrear en ese período un tanquero de asfalto procedente de la Refinería de Esmeraldas para tener un referente más preciso de la calidad del asfalto empleado. Como ya se expresó en el capítulo 2, en general los resultados de las pruebas de calidad, especialmente al residuo envejecido, no presentan variaciones significativas. Ver Tabla 9.

Tabla 9. Resultados a muestra tomada el 11 abril 2026.

PROPIEDAD	UNIDAD	EXIGENCIAS AC-20	RESULTADO
LIGANTE ORIGINAL			
Viscosidad absoluta, 60 °C	Pa.s	200 ± 40	**218**
Viscosidad cinemática, 135 ºC	mm²/s	300 mín	**359**
Punto de inflamación Cleveland	°C	232 mín	**297**
Solubilidad en tricloroetileno	%	99,0 mín	**NO**
Gravedad específica 25°C/25°C		Informar	**1,012**
Penetración, 25 °C, 100 g, 5 s	0,1 mm		**64**
Punto de ablandamiento	°C		**47,8**
Índice de penetración		-1.5 a +1.0	**-1,2**
RESIDUO RTFOT (163°C, 85 min)			
Viscosidad absoluta, 60 °C	Pa.s	800 máx	**1010**
Cambio de masa	% w/w	1.0 máx	**-0,20**
Ductilidad 25°C, 5 cm/min	cm	50 mín	**40**

Puede observarse en la Tabla 9 que todos los resultados sobre el ligante original cumplen las exigencias, pero en el residuo de la prueba RTFO se incumple la viscosidad y la ductilidad. Es decir, se corroboran con estos resultados el comportamiento usual de nuestro cemento asfáltico.

3.4. Características constitutivas de las mezclas de las plantas seleccionadas

Todas las mezclas asfálticas de las plantas responden a una mezcla densa de granulometría continua con tamaño máximo nominal de 12.5 mm y diseños de mezclas aprobados por el Municipio de Guayaquil o la Prefectura del Guayas. En general, todas las mezclas presentaron en su composición un 15% de arena de río aproximadamente. La toma de muestras en las plantas se realizó empleando un recipiente de madera con agarraderas y tapa con un volumen que permite acomodar de aproximadamente 30 kg de mezcla para la evaluación de las características constitutivas y la confección de las briquetas.

La determinación de los contenidos de asfalto, las granulometrías combinadas y las gravedades específicas máximas de las mezclas (Gmm) de cada planta se realizaron

según los procedimientos establecidos en las normas ASTM D 2172 (extracción de asfalto), ASTM D 422 (granulometrías) y ASTM D 2041 (ensayo RICE). Ver Figura 26.



Figura 26. Agregados lavados luego de la extracción de asfalto en Planta 1.

A continuación, en las tablas 10 a 24 y en las figuras 27 a 31 se muestran los cálculos y resultados obtenidos.

3.4.1. Planta 1

Tabla 10. Determinación del contenido de asfalto en Planta 1.

W1. PESO DE LA MUESTRA DE MEZCLA ASFÁLTICA (g):	1200,00
F1. PESO DEL FILTRO ANTES DE LA EXTRACCIÓN (g):	14,50
W2. CONTENIDO DE HUMEDAD (g):	0,00
W3A. PESO DE AGREG. LAVADOS EN CENTRÍFUGA (g):	1124,50
F2. PESO DEL FILTRO DESPUES DE LA EXTRACCIÓN (g):	16,20
W3B = F2 - F1	1,70
W3. PESO AGREG. INCLUYENDO FILTRO (g) (W3A+W3B):	1126,20
W4. PESO DE MATERIAL MINERAL EN EXTRACTO (g):	3,00
% DE ASFALTO = {[(W1-W2) - (W3+W4)] / (W1-W2)} * 100	**5,90**

Tabla 11. Chequeo granulométrico de agregados extraídos en Planta 1.

ABERTURA DE TAMICES		PESO RET.	% RETENIDO	% PASADO	ESPEC. 1/2" MOP 2002	
No.	mm	ACUM. (g)	ACUMULADO	ACUMULADO	Mínimo	Máximo
3/4"	19,00	0,0	0,0	**100,0**	100	100
1/2"	12,70	66,7	5,9	**94,1**	90	100
# 4	4,75	435,3	38,5	**61,5**	44	74
# 8	2,36	634,7	56,2	**43,8**	28	58
# 50	0,30	970,1	85,9	**14,1**	5	21
# 200	0,10	1084,2	96,0	**4,0**	2	10
FONDO	FONDO	1129,2				

ESPECIFICACIÓN: 1/2". MOP- 001 F- 2002. TABLA 405-5.1.

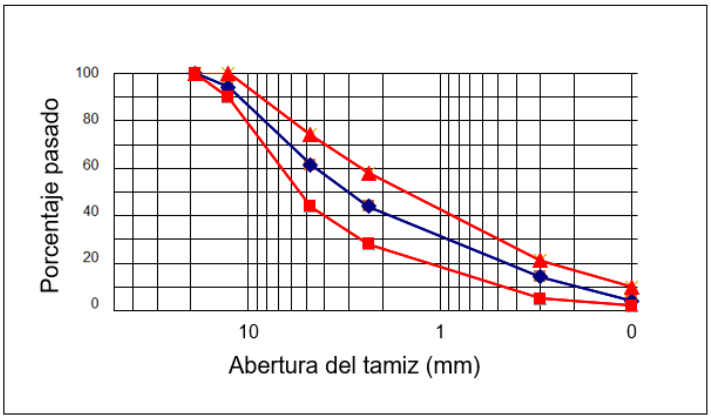


Figura 27. Representación gráfica de la granulometría obtenida en Planta 1.

Tabla 12. Resultados de la prueba RICE en Planta 1.

A: PESO DEL FRASCO + AGUA (g)	7102,0
B: PESO DEL FRASCO + AGUA + MATERIAL (g)	8023,0
C: PESO DE LA MEZCLA SUELTA (g)	1500,0
Gmm = C / [A - (B - C)] =	**2,591**

3.4.2. Planta 2

Tabla 13. Determinación del contenido de asfalto en Planta 2.

W1. PESO DE LA MUESTRA DE MEZCLA ASFÁLTICA (g):	1500,00
F1. PESO DEL FILTRO ANTES DE LA EXTRACCIÓN (g):	15,70
W2. CONTENIDO DE HUMEDAD (g):	0,00
W3A. PESO DE AGREG. LAVADOS EN CENTRÍFUGA (g):	1394,50
F2. PESO DEL FILTRO DESPUES DE LA EXTRACCIÓN (g):	15,90
W3B = F2 - F1	0,20
W3. PESO AGREG. INCLUYENDO FILTRO (g) (W3A+W3B):	1394,70
W4. PESO DE MATERIAL MINERAL EN EXTRACTO (g):	2,10
% DE ASFALTO = {[(W1-W2) - (W3+W4)] / (W1-W2)} * 100	**6,88**

Tabla 14. Chequeo granulométrico de agregados extraídos en Planta 2.

ABERTURA DE TAMICES		PESO RET.	% RETENIDO	% PASADO	ESPEC. 1/2" MOP 2002	
No.	mm	ACUM. (g)	ACUMULADO	ACUMULADO	Mínimo	Máximo
3/4"	19,00	0,0	0,0	**100,0**	100	100
1/2"	12,70	0,0	0,0	**100,0**	90	100
# 4	4,75	538,6	38,6	**61,4**	44	74
# 8	2,36	835,7	59,8	**40,2**	28	58
# 50	0,30	1240,2	88,8	**11,2**	5	21
# 200	0,10	1351,0	96,7	**3,3**	2	10
FONDO	FONDO	1396,8				

ESPECIFICACIÓN: 1/2". MOP- 001 F- 2002. TABLA 405-5.1.

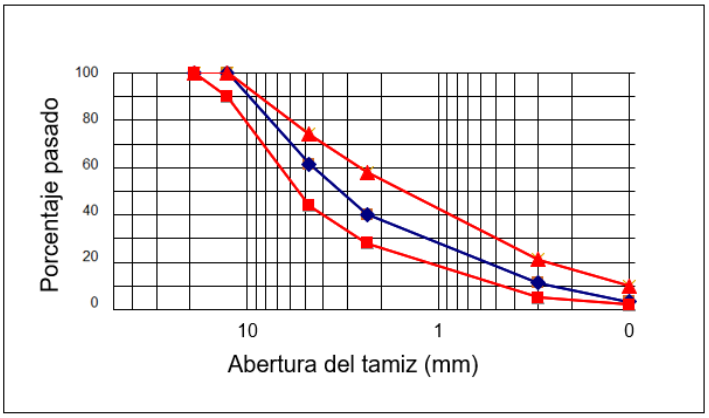


Figura 28. Representación gráfica de la granulometría obtenida en Planta 2.

Tabla 15. Resultados de la prueba RICE en Planta 2.

A: PESO DEL FRASCO + AGUA (g)	6619,1
B: PESO DEL FRASCO + AGUA + MATERIAL (g)	7148,5
C: PESO DE LA MEZCLA SUELTA (g)	1000
Gmm = C / [A - (B - C)] =	**2,125**

3.4.3. Planta 3

Tabla 16. Determinación del contenido de asfalto en Planta 3.

W1. PESO DE LA MUESTRA DE MEZCLA ASFÁLTICA (g):	1500,00
F1. PESO DEL FILTRO ANTES DE LA EXTRACCIÓN (g):	16,10
W2. CONTENIDO DE HUMEDAD (g):	0,00
W3A. PESO DE AGREG. LAVADOS EN CENTRÍFUGA (g):	1410,50
F2. PESO DEL FILTRO DESPUES DE LA EXTRACCIÓN (g):	17,40
W3B = F2 - F1	1,30
W3. PESO AGREG. INCLUYENDO FILTRO (g) (W3A+W3B):	1411,80
W4. PESO DE MATERIAL MINERAL EN EXTRACTO (g):	2,10
% DE ASFALTO = {[(W1-W2) - (W3+W4)] / (W1-W2)} * 100	**5,74**

Tabla 17. Chequeo granulométrico de agregados extraídos en Planta 3.

ABERTURA DE TAMICES		PESO RET.	% RETENIDO	% PASADO	ESPEC. 1/2" MOP 2002	
No.	mm	ACUM. (g)	ACUMULADO	ACUMULADO	Mínimo	Máximo
3/4"	19,00	0,0	0,0	**100,0**	100	100
1/2"	12,70	0,0	0,0	**100,0**	90	100
# 4	4,75	564,1	39,9	**60,1**	44	74
# 8	2,36	844,6	59,7	**40,3**	28	58
# 50	0,30	1230,3	87,0	**13,0**	5	21
# 200	0,10	1369,0	96,8	**3,2**	2	10
FONDO	FONDO	1413,9				

ESPECIFICACIÓN: 1/2". MOP- 001 F- 2002. TABLA 405-5.1.

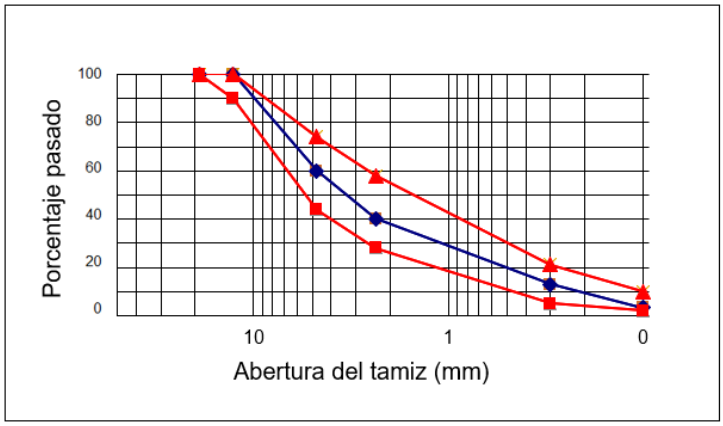


Figura 29. Representación gráfica de la granulometría obtenida en Planta 3.

Tabla 18. Resultados de la prueba RICE en Planta 3.

A: PESO DEL FRASCO + AGUA (g)	6619,1
B: PESO DEL FRASCO + AGUA + MATERIAL (g)	7238,2
C: PESO DE LA MEZCLA SUELTA (g)	1000
Gmm = C / [A - (B - C)] =	**2,625**

3.4.4. Planta 4

Tabla 19. Determinación del contenido de asfalto en Planta 4.

W1. PESO DE LA MUESTRA DE MEZCLA ASFÁLTICA (g):	1252,00
F1. PESO DEL FILTRO ANTES DE LA EXTRACCIÓN (g):	19,20
W2. CONTENIDO DE HUMEDAD (g):	0,00
W3A. PESO DE AGREG. LAVADOS EN CENTRÍFUGA (g):	1176,90
F2. PESO DEL FILTRO DESPUES DE LA EXTRACCIÓN (g):	21,92
W3B = F2 - F1	2,72
W3. PESO AGREG. INCLUYENDO FILTRO (g) (W3A+W3B):	1179,62
W4. PESO DE MATERIAL MINERAL EN EXTRACTO (g):	3,00
% DE ASFALTO = {[(W1-W2) - (W3+W4)] / (W1-W2)} * 100	**5,54**

Tabla 20. Chequeo granulométrico de agregados extraídos en Planta 4.

ABERTURA DE TAMICES		PESO RET.	% RETENIDO	% PASADO	ESPEC. 1/2" MOP 2002	
No.	mm	ACUM. (g)	ACUMULADO	ACUMULADO	Mínimo	Máximo
3/4"	19,00	0,0	0,0	**100,0**	100	100
1/2"	12,70	85,9	7,3	**92,7**	90	100
# 4	4,75	504,0	42,6	**57,4**	44	74
# 8	2,36	732,0	61,9	**38,1**	28	58
# 50	0,30	993,4	84,0	**16,0**	5	21
# 200	0,10	1114,3	94,2	**5,8**	2	10
FONDO	FONDO	1182,6				

ESPECIFICACIÓN: 1/2". MOP- 001 F- 2002. TABLA 405-5.1.

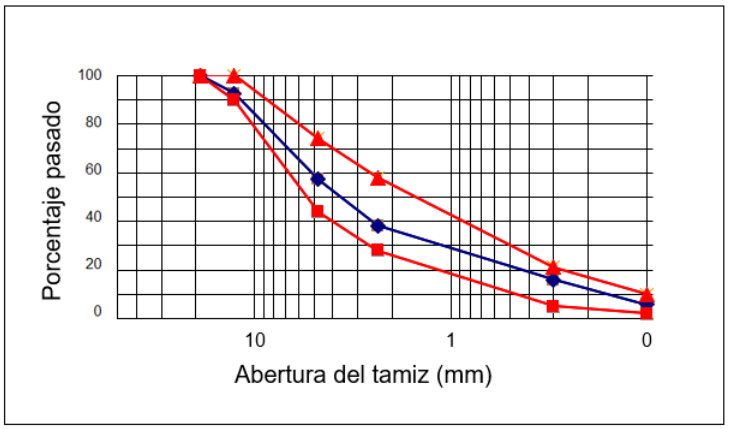


Figura 30. Representación gráfica de la granulometría obtenida en Planta 4.

Tabla 21. Resultados de la prueba RICE en Planta 4.

A: PESO DEL FRASCO + AGUA (g)	7169,0
B: PESO DEL FRASCO + AGUA + MATERIAL (g)	7978,0
C: PESO DE LA MEZCLA SUELTA (g)	1349,0
Gmm = C / [A - (B - C)] =	**2,498**

3.4.5. Planta 5

Tabla 22. Determinación del contenido de asfalto en Planta 5.

W1. PESO DE LA MUESTRA DE MEZCLA ASFÁLTICA (g):	1000,00
F1. PESO DEL FILTRO ANTES DE LA EXTRACCIÓN (g):	15,00
W2. CONTENIDO DE HUMEDAD (g):	0,00
W3A. PESO DE AGREG. LAVADOS EN CENTRÍFUGA (g):	928,60
F2. PESO DEL FILTRO DESPUES DE LA EXTRACCIÓN (g):	15,90
W3B = F2 - F1	0,90
W3. PESO AGREG. INCLUYENDO FILTRO (g) (W3A+W3B):	929,50
W4. PESO DE MATERIAL MINERAL EN EXTRACTO (g):	9,00
% DE ASFALTO = {[(W1-W2) - (W3+W4)] / (W1-W2)} * 100	**6,15**

Tabla 23. Chequeo granulométrico de agregados extraídos en Planta 5.

ABERTURA DE TAMICES		PESO RET.	% RETENIDO	% PASADO	ESPEC. 1/2" MOP 2002	
No.	mm	ACUM. (gr)	ACUMULADO	ACUMULADO	Mínimo	Máximo
3/4"	19,00	0,0	0,0	**100,0**	100	100
1/2"	12,70	21,6	2,3	**97,7**	90	100
# 4	4,75	318,9	34,0	**66,0**	44	74
# 8	2,36	524,0	55,8	**44,2**	28	58
# 50	0,30	823,3	87,7	**12,3**	5	21
# 200	0,10	904,6	96,4	**3,6**	2	10
FONDO	FONDO	938,5				

ESPECIFICACIÓN: 1/2". MOP- 001 F- 2002. TABLA 405-5.1.

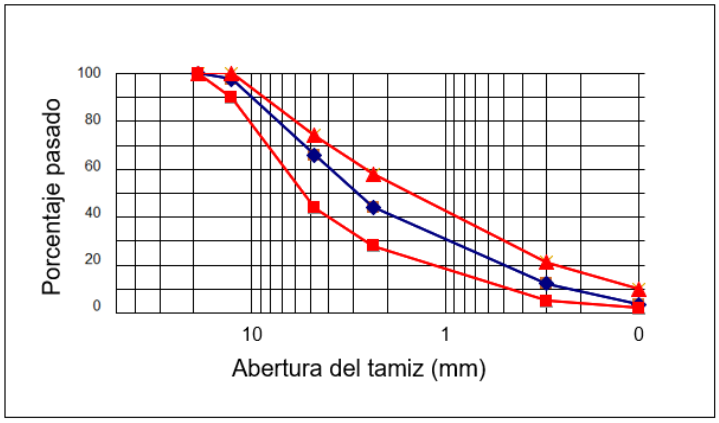


Figura 31. Representación gráfica de la granulometría obtenida en Planta 5.

Tabla 24. Resultados de la prueba RICE en Planta 5.

A: PESO DEL FRASCO + AGUA (g)	6619,1
B: PESO DEL FRASCO + AGUA + MATERIAL (g)	7178,5
C: PESO DE LA MEZCLA SUELTA (g)	1000,0
Gmm = C / [A - (B - C)] =	**2,270**

3.5. Proceso de confección de briquetas

Las mezclas muestreadas fueron llevadas al Laboratorio de Carreteras de la UCSG donde se confeccionaron las briquetas tipo Marshall de 100 mm (4 pulgadas) de diámetro y alturas entre 60 y 70 mm en su mayoría. Para la conformación de las briquetas se respetaron los criterios de la norma ASTM D 6926. La compactación de la mezcla se realizó a 135 °C empleando 75 golpes por cara. Se utilizó el compactador automático del laboratorio, lo que facilitó dicho proceso. Ver Figura 32. Se confeccionaron 15 briquetas con las mezclas de cada planta. Al ser mezclas procedentes de plantas no se aplicó

ningún procedimiento adicional para el envejecimiento a corto plazo, según recomienda la normativa AASHTO R30.



Figura 32. Trabajo en compactador automático.

3.6. Parámetros volumétricos obtenidos

Se presentan a continuación los cuadros con los resultados de las pruebas realizadas para determinar la gravedad específica bulk de la mezcla (Gmb) y el porcentaje de huecos con aire en la misma (Pa).

La determinación de Gmb se realizó de acuerdo con la norma ASTM D 2726 según la expresión:

$$Gmb = \frac{A}{B - C}$$

Donde:

A [g] = Masa del espécimen seco al aire, con aproximación de 0.1 g

B [g] = Masa saturada superficialmente seca, con aproximación de 0.1 g

C [g] = Masa del espécimen sumergido en agua con, con aproximación de 0.1 g

Para el cálculo de Pa se empleó la expresión:

$$Pa = 100 \times \left(\frac{Gmm - Gmb}{Gmm} \right)$$

Siendo Gmm y Gmb parámetros ya conocidos. Dicha expresión forma parte de los cálculos de los parámetros volumétricos del método de diseño Marshall (Asphalt Institute, 2014). Ver Figura 33.



Figura 33. Determinación del peso seco en aire (A).

En las tablas 25 a 29 se muestra el análisis de los parámetros volumétricos realizados a todas las briquetas de las diferentes plantas. De las 15 briquetas confeccionadas por planta se emplearon en general 9 para las diferentes pruebas, como se mostrará más adelante. Se seleccionaron principalmente las briquetas más cercanas al 4% de vacíos con aire.

Tabla 25. Parámetros volumétricos en Planta 1.

Briqueta	Altura (cm)	A (g)	C (g)	B (g)	Gmb	Pa (%)
1	6,3	1275,3	762,5	1276,1	2,483	4,17
2	6,6	1332,0	795,2	1332,4	2,480	4,30
3	6,5	1312,2	782,8	1313,0	2,475	4,48
4	6,3	1297,9	775,5	1298,3	2,483	4,18
5	6,5	1366,0	816,3	1366,5	2,483	4,18
6	6,8	1395,0	831,9	1396,2	2,472	4,59
7	6,8	1424,1	851,0	1425,0	2,481	4,25
8	6,5	1332,6	796,0	1334,0	2,477	4,40
9	6,5	1331,0	793,3	1332,7	2,468	4,76
10	6,5	1337,0	801,5	1338,3	2,491	3,87
11	6,6	1353,2	810,9	1354,6	2,489	3,94
12	6,7	1363,8	814,4	1364,9	2,477	4,39
13	6,8	1389,0	832,0	1390,6	2,487	4,03
14	6,6	1361,1	814,1	1362,0	2,484	4,12
15	6,9	1382,0	827,3	1383,4	2,485	4,08

Tabla 26. Parámetros volumétricos en Planta 2.

Briqueta	Altura (cm)	A (g)	C (g)	B (g)	Gmb	Pa (%)
1	7,3	1211,7	627,8	1217,6	2,054	3,32
2	7,5	1212,6	623,5	1219,2	2,036	4,21
3	7,4	1210,4	624,1	1217,5	2,040	4,01
4	7,2	1207,7	627,2	1210,0	2,072	2,48
5	7,5	1214,7	623,5	1219,7	2,037	4,12
6	7,4	1212,0	625,8	1215,1	2,057	3,21
7	7,7	1261,1	644,9	1265,4	2,032	4,36
8	7,4	1211,7	619,9	1216,9	2,030	4,48
9	7,6	1216,5	619,1	1222,1	2,017	5,06
10	7,8	1252,2	636,3	1254,8	2,025	4,72
11	7,7	1261,6	649,0	1265,3	2,047	3,67
12	8,3	1335,5	682,7	1340,3	2,031	4,43
13	7,7	1265,4	652,0	1268,5	2,053	3,41
14	7,6	1256,7	650,1	1259,9	2,061	3,02
15	7,6	1262,4	656,0	1264,5	2,075	2,37

Tabla 27. Parámetros volumétricos en Planta 3.

Briqueta	Altura (cm)	A (g)	C (g)	B (g)	Gmb	Pa (%)
1	6,7	1363,2	822,3	1363,6	2,518	4,07
2	6,6	1360,4	820,7	1360,8	2,519	4,06
3	6,5	1352,6	821,0	1354,1	2,537	3,36
4	6,6	1348,0	811,5	1348,6	2,510	4,40
5	6,9	1411,9	853,2	1412,5	2,524	3,85
6	7,0	1450,3	877,4	1451,5	2,526	3,78
7	6,6	1353,5	821,6	1355,0	2,537	3,35
8	6,5	1492,5	905,7	1493,6	2,539	3,30
9	6,8	1397,0	846,9	1397,7	2,536	3,39
10	6,4	1347,3	814,2	1347,8	2,525	3,83
11	6,5	1352,4	821,5	1354,3	2,538	3,32
12	6,5	1361,0	819,6	1361,6	2,511	4,35
13	6,5	1492,0	899,3	1492,6	2,515	4,21
14	7,3	1487,9	901,2	1489,0	2,531	3,58
15	6,6	1358,7	824,8	1360,1	2,538	3,32

Tabla 28. Parámetros volumétricos en Planta 4.

Briqueta	Altura (cm)	A (g)	C (g)	B (g)	Gmb	Pa (%)
1	6,0	1174,3	686,1	1176,0	2,397	4,05
2	6,4	1272,0	743,1	1274,0	2,396	4,09
3	6,2	1211,4	707,6	1213,3	2,395	4,11
4	6,6	1267,3	740,1	1270,0	2,392	4,27
5	6,4	1242,0	725,8	1243,9	2,397	4,04
6	6,5	1258,8	734,0	1260,9	2,389	4,37
7	6,3	1243,0	726,7	1244,8	2,399	3,96
8	6,2	1208,2	704,3	1211,0	2,384	4,55
9	6,4	1250,0	729,8	1252,9	2,390	4,35
10	5,8	1214,7	711,5	1217,2	2,402	3,85
11	6,1	1199,0	701,3	1201,3	2,398	4,01
12	6,3	1241,0	726,2	1242,8	2,402	3,84
13	6,2	1213,9	710,0	1216,1	2,399	3,99
14	6,1	1209,4	705,8	1210,0	2,399	3,98
15	6,4	1248,0	730,6	1249,9	2,403	3,80

Tabla 29. Parámetros volumétricos en Planta 5.

Briqueta	Altura (cm)	A (g)	C (g)	B (g)	Gmb	Pa (%)
1	7,0	1227,3	666,6	1230,6	2,176	4,12
2	7,0	1218,1	663,0	1221,5	2,181	3,90
3	7,0	1216,0	657,8	1218,5	2,169	4,45
4	6,9	1209,3	658,0	1212,8	2,180	3,96
5	6,9	1214,7	661,8	1216,9	2,188	3,59
6	7,0	1214,5	663,6	1219,4	2,185	3,72
7	6,9	1205,7	659,9	1208,9	2,196	3,24
8	6,9	1215,8	665,0	1219,8	2,191	3,45
9	6,9	1212,7	658,9	1216,3	2,176	4,14
10	7,0	1214,2	663,2	1216,6	2,194	3,33
11	6,9	1215,2	659,5	1219,5	2,170	4,39
12	6,9	1210,8	663,4	1216,7	2,188	3,58
13	7,0	1212,9	661,2	1216,7	2,183	3,80
14	6,9	1215,3	663,5	1220,0	2,184	3,78
15	7,0	1220,1	666,8	1224,4	2,188	3,59

3.7. Resultados de las pruebas dinámicas y monotónicas realizadas

Como se ha mencionado, las pruebas dinámicas corresponden al módulo de rigidez a 20°C (MRIG) y a la deformación unitaria bajo compresión uniaxial a 40°C (DEF), mientras que las monotónicas corresponden a la estabilidad Marshall a 60°C (EST) y a la resistencia al corte directo a 60°C (RCD). Ver Figuras 34 y 35.



Figura 34. Preparación de prueba de estabilidad Marshall.



Figura 35. Preparación de prueba de módulo de rigidez en equipo NAT.

Se presentan a continuación en las tablas 30 a 34 los resultados de las distintas pruebas realizadas.

Tabla 30. Parámetros resistentes evaluados en Planta 1.

	MRIG (MPa)	DEF (%)	EST (kN)	RCD (kPa)
PLANTA 1	2390	1,477		
	2481	1,422		
	2451	1,348		
	2602		16,5	
	3679		16,6	
	3481		14,7	
	3433			656
	2890			835
	3697			728
PROMEDIO:	3012	1,416	15,9	740
DES. ESTANDAR:	557	0,065	1,1	90
COEF. VARIACIÓN:	18,5	4,6	6,7	12,2

Tabla 31. Parámetros resistentes evaluados en Planta 2.

	MRIG (MPa)	DEF (%)	EST (kN)	RCD (kPa)
PLANTA 2	3533	0,688		
	3072	0,789		
	3828	0,586		
	3466		14,4	
	3361		13,2	
	3997		12,5	
	4221			806
	4318			660
	4969			989
PROMEDIO:	3863	0,688	13,4	818
DES. ESTANDAR:	583	0,102	1,0	165
COEF. VARIACIÓN:	15,1	14,8	7,2	20,1

Tabla 32. Parámetros resistentes evaluados en Planta 3.

	MRIG (MPa)	DEF (%)	EST (kN)	RCD (kPa)
PLANTA 3	2299	1,397		
	2400	1,024		
	2394	1,417		
	2685		18,1	
	2959		16,1	
	2887		16,9	
	2469			683
	2304			825
	2381			770
PROMEDIO:	2531	1,279	17,0	759
DES. ESTANDAR:	250	0,221	1,0	72
COEF. VARIACIÓN:	9,9	17,3	5,9	9,5

Tabla 33. Parámetros resistentes evaluados en Planta 4.

	MRIG (MPa)	DEF (%)	EST (kN)	RCD (kPa)
PLANTA 4	3209	0,901		
	2976	0,530		
	2915	0,683		
	2779		12,3	
	3122		13,2	
	3042		11,8	
	2551			635
	2741			633
	2721			756
PROMEDIO:	2895	0,705	12,4	675
DES. ESTANDAR:	213	0,186	0,7	70
COEF. VARIACIÓN:	7,4	26,5	5,7	10,4

Tabla 34. Parámetros resistentes evaluados en Planta 5.

	MRIG (MPa)	DEF (%)	EST (kN)	RCD (kPa)
PLANTA 5	3149	0,709		
	3032	0,804		
	3328	0,683		
	3018		12,2	
	2992		11,5	
	3201		11,6	
	2968			599
	3107			613
	3194			743
PROMEDIO:	3110	0,732	11,8	651
DES. ESTANDAR:	119	0,064	0,4	80
COEF. VARIACIÓN:	3,8	8,7	3,2	12,2

3.8. Comparación de los resultados obtenidos en las distintas plantas

Es conocido que las plantas estudiadas están trabajando con una especificación granulométrica correspondiente a una mezcla tipo densa de tamaño máximo nominal de 12,5 mm con el contenido óptimo de asfalto obtenido en el diseño Marshall. A partir de los valores promedios de los parámetros resistentes evaluados para cada planta, donde sin dudas incide la calidad de las rocas empleadas, se muestran las figuras comparativas 36 a 39.

En la Figura 36 puede observarse que tres de las cinco plantas (1, 2 y 5) presentan MRIG entre 3000 y 4000 MPa, lo que calificaría a esas mezclas como satisfactorias de acuerdo con los criterios desarrollados en investigaciones del Laboratorio de Carreteras de la UCSG (Vila, 2017). Las mezclas de las restantes dos plantas (3 y 4) calificarían como tolerables, con valores entre 2500 y 3000 MPa.

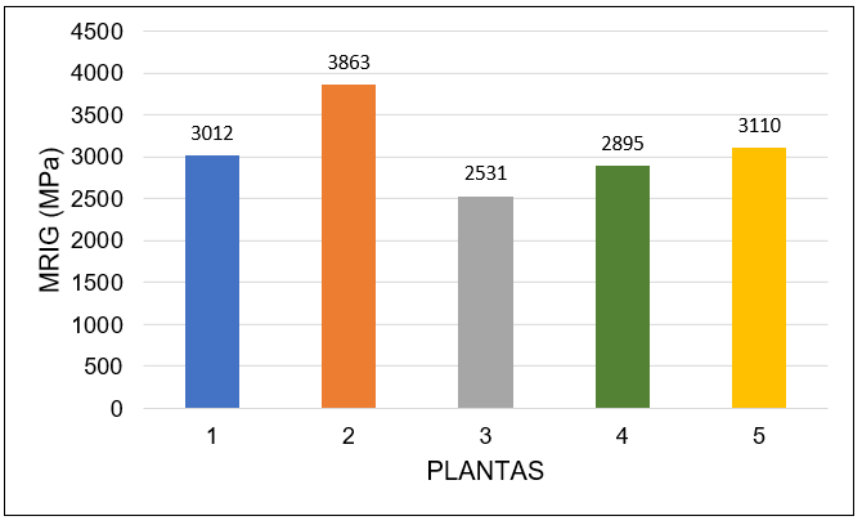


Figura 36. Comparación de los resultados promedios de los módulos de rigidez.

Los promedios de las deformaciones unitarias en la Figura 37 si bien muestran valores satisfactorios por debajo de 1% en las plantas 2, 4 y 5, relativamente lógicos respecto a sus módulos elevados, para la Planta 1 presentan un resultado aparentemente ilógico: un elevadísimo DEF para un MRIG satisfactorio. Esto se explica dado que los módulos del grupo de briquetas con que se obtuvieron esas deformaciones en la Planta 1, con un promedio particular de 2441 MPa, en realidad son menores que el promedio general empleado de 3012 MPa, como puede apreciarse en la Tabla 30. Notar también en la misma tabla que el coeficiente de variación de los módulos fue muy elevado (18,5%).

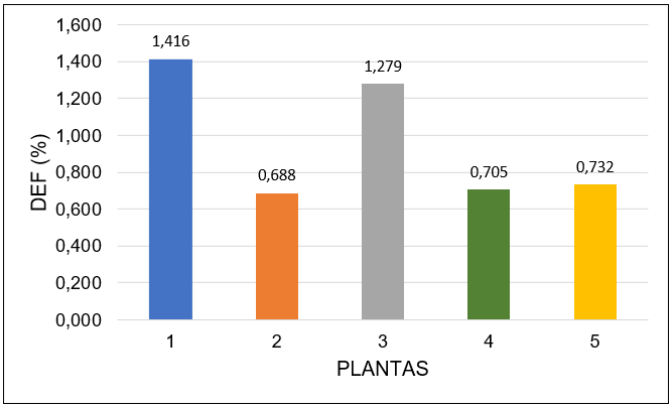


Figura 37. Comparación de los resultados promedios de las deformaciones unitarias.

La estabilidad Marshall y el comportamiento mostrado para las plantas en la Figura 38 es de sumo interés por sus implicaciones en el país. Es conocido que ante tráfico pesado su exigencia, tanto para el diseño de mezcla como para los controles rutinarios en planta, es superar las 1800 libras que equivale a 8 kN. Como se observa en la Figura 38 todas las plantas cumplirían sobradamente ese valor, incluso dos plantas lo duplican. Notar las incongruencias del comportamiento de la estabilidad respecto a lo explicado para los módulos y las deformaciones. Esta situación es fiel reflejo de lo que ocurre en Ecuador.

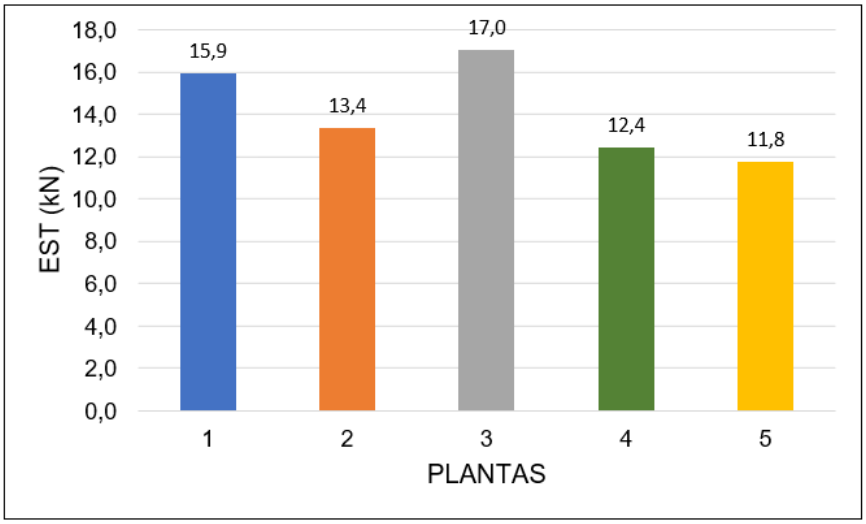


Figura 38. Comparación de los resultados promedios de las estabilidades Marshall.

En la Figura 39 se muestra la variación de la resistencia al corte directo en las mezclas provenientes de las diferentes plantas. La variación obtenida entre los resultados se ubica entre 818 y 651 kPa, con comportamiento parecido al de los módulos con la excepción de la Planta 3. Este es un ensayo que se encuentra en fase experimental por lo que no se tienen exigencias a cumplir por el momento.

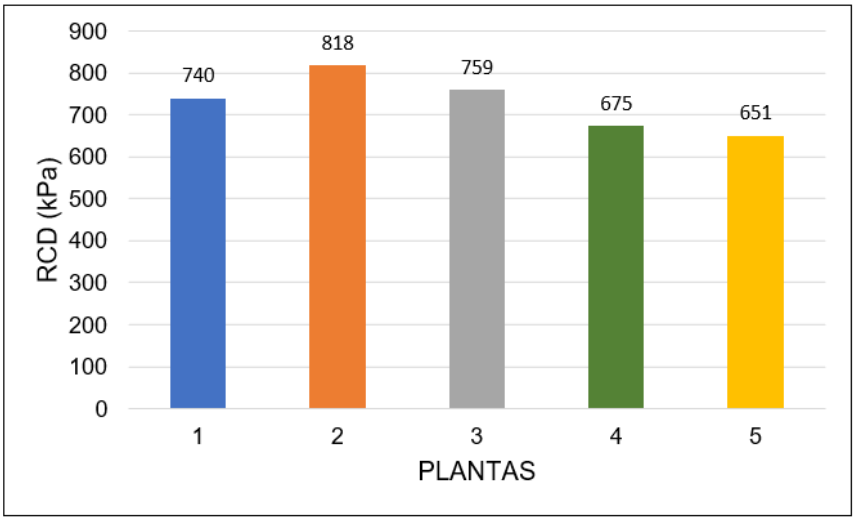


Figura 39. Comparación de los resultados promedios de las resistencias al corte.

3.9. Análisis de resultados

Un análisis detallado de todas las posibles relaciones que se pueden establecer entre las pruebas dinámicas y monotónicas se presenta a continuación, partiendo del hecho de que a todas las briquetas se les realizaron pruebas de módulo, lo que sin dudas favoreció este trabajo.

3.9.1. Relación entre el módulo de rigidez y la deformación unitaria

En la Tabla 35 y en la Figura 40 se muestra la relación entre MRIG y DEF establecida para los 15 pares de valores, independientemente de las plantas de procedencia, dado la significación intrínseca del módulo en la caracterización de estos materiales. Puede observarse que existe una buena relación entre ambas con un coeficiente de determinación R^2 de 0,79, lo que estadísticamente significa que el 79% del cambio de la variable dependiente (DEF) se debe o se explica por la variable independiente del modelo (MRIG). Es decir, que a mayor módulo en la briqueta existirá menor deformación unitaria en la misma.

Tabla 35. Resumen de los valores obtenidos de MRIG y DEF.

PLANTA	MRIG (MPa)	DEF (%)
1	2390	1,477
	2481	1,422
	2451	1,348
2	3533	0,688
	3072	0,789
	3828	0,586
3	2299	1,397
	2400	1,024
	2394	1,417
4	3209	0,901
	2976	0,530
	2915	0,683
5	3149	0,709
	3032	0,804
	3328	0,683

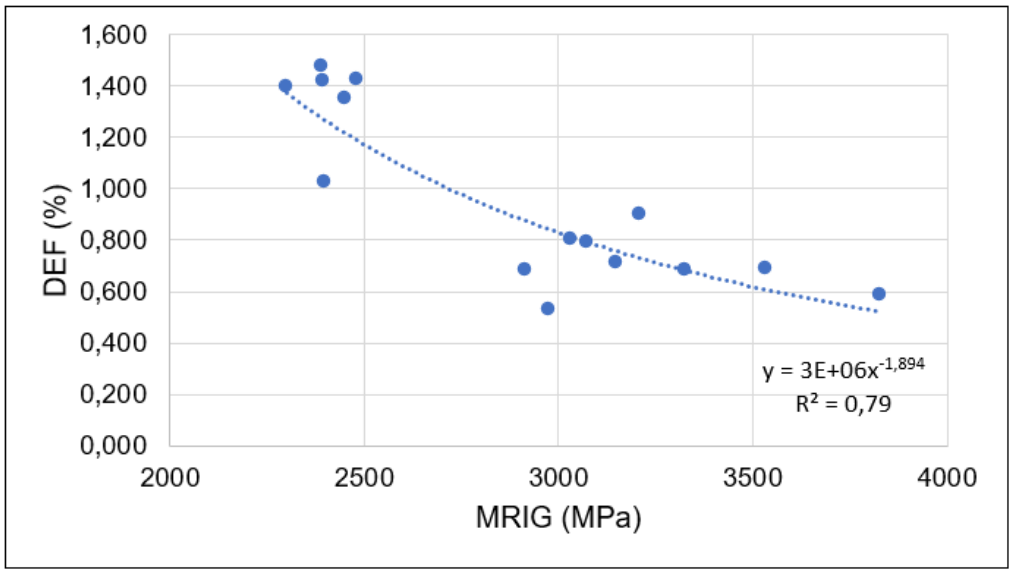


Figura 40. Gráfico de MRIG versus DEF.

3.9.2. Relación entre el módulo de rigidez y la estabilidad Marshall

La relación entre MRIG y EST puede apreciarse en la Tabla 36 y en la Figura 41. Tal como se muestra no existe una relación definida ni lógica entre ambos parámetros. A manera de ejemplo, ajustando la tendencia con un modelo lineal se obtendría un coeficiente R^2 de tan solo 0,05.

Tabla 36. Resumen de los valores obtenidos de MRIG y EST.

PLANTA	MRIG (MPa)	EST (kN)
1	2602	16,5
	3679	16,6
	3481	14,7
2	3466	14,4
	3361	13,2
	3997	12,5
3	2685	18,1
	2959	16,1
	2887	16,9
4	2779	12,3
	3122	13,2
	3042	11,8
5	3018	12,2
	2992	11,5
	3201	11,6

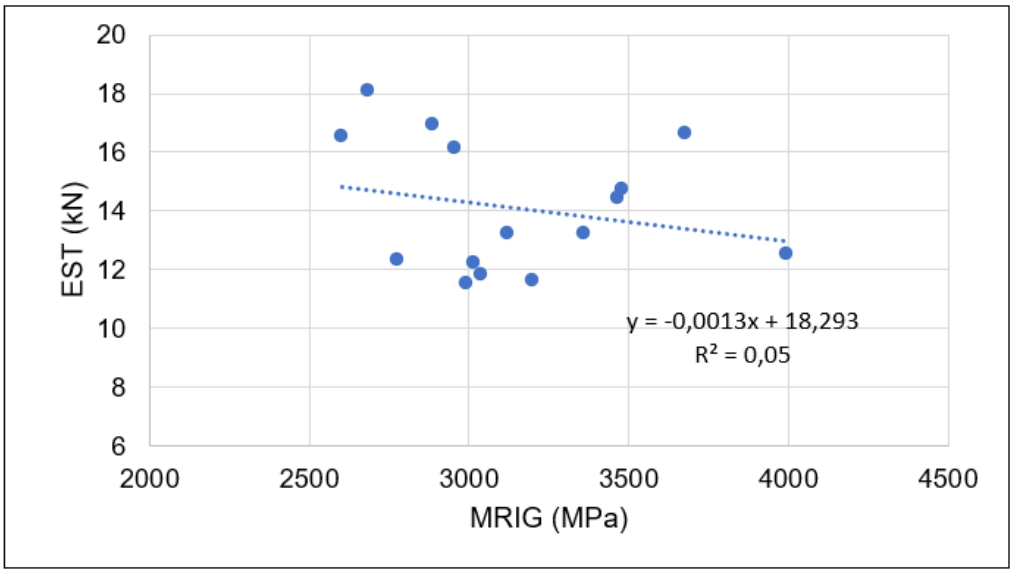


Figura 41. Gráfico de MRIG versus EST.

3.9.3. Relación entre el módulo de rigidez y la resistencia al corte directo

Dicha relación aparece en la Tabla 37 y también en la Figura 42 que se presentan en este numeral. Puede observarse que existe una buena relación lineal entre MRIG y RCD con coeficiente de determinación igual a 0,72. Es decir, que a mayor módulo la resistencia al corte va a incrementarse.

Tabla 37. Resumen de los valores obtenidos de MRIG y RCD.

PLANTA	MRIG (MPa)	RCD (kPa)
1	3697	728
	3433	656
	3650	753
2	4221	806
	4180	725
	4969	989
3	2527	625
	2174	431
	2404	445
4	2551	635
	2741	633
	2721	756
5	2968	599
	3107	613
	3194	743

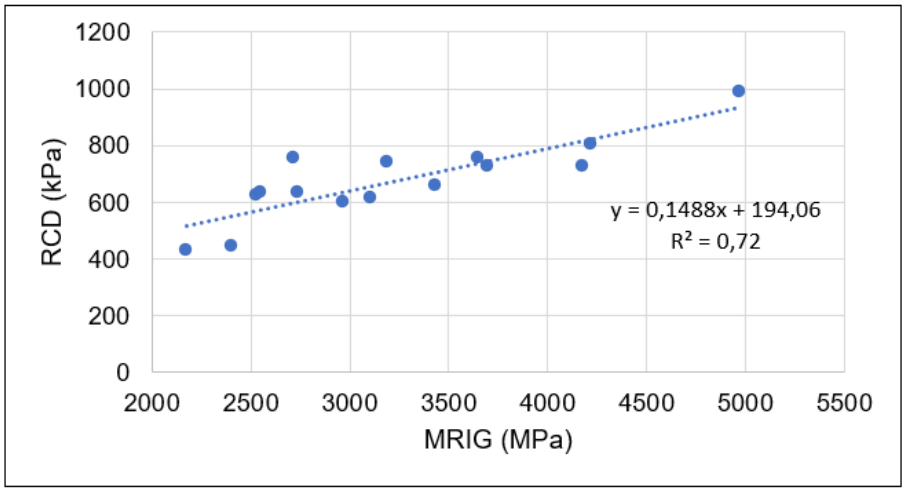


Figura 42. Gráfico de MRIG versus RCD.

3.9.4. Relación entre la deformación unitaria y la estabilidad Marshall

En este caso el establecimiento de esa relación se hace más complejo, debido a que no se cuenta como en los casos anteriores, de dos parámetros resistentes evaluados en la misma briqueta. Si se observan los resultados mostrados en las tablas 30 a 34, puede observarse que existen algunas diferencias entre los MRIG correspondientes a las briquetas que se emplearon para obtener la DEF respecto a los MRIG de las empleadas para la EST. O sea, compararlas directamente no sería correcto. Por esta razón se

decidió, partiendo del MRIG de las briquetas ensayadas para obtener EST, estimar la DEF utilizando la línea de tendencia obtenida en la Figura 40. De esta forma se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 38 y en la Figura 43. En las mismas puede observarse que tampoco existe una relación definida ni lógica entre ambos parámetros. Como ejemplo, ajustando la tendencia con un modelo lineal se obtendría un coeficiente R^2 de tan solo 0,09.

Tabla 38. Resumen de los valores de EST y la DEF estimada.

PLANTA	MRIG (MPa)	EST (kN)	DEF estimada (%)
1	2602	16,5	1,089
	3679	16,6	0,565
	3481	14,7	0,628
2	3466	14,4	0,633
	3361	13,2	0,671
	3997	12,5	0,483
3	2685	18,1	1,026
	2959	16,1	0,854
	2887	16,9	0,894
4	2779	12,3	0,961
	3122	13,2	0,771
	3042	11,8	0,810
5	3018	12,2	0,822
	2992	11,5	0,836
	3201	11,6	0,736

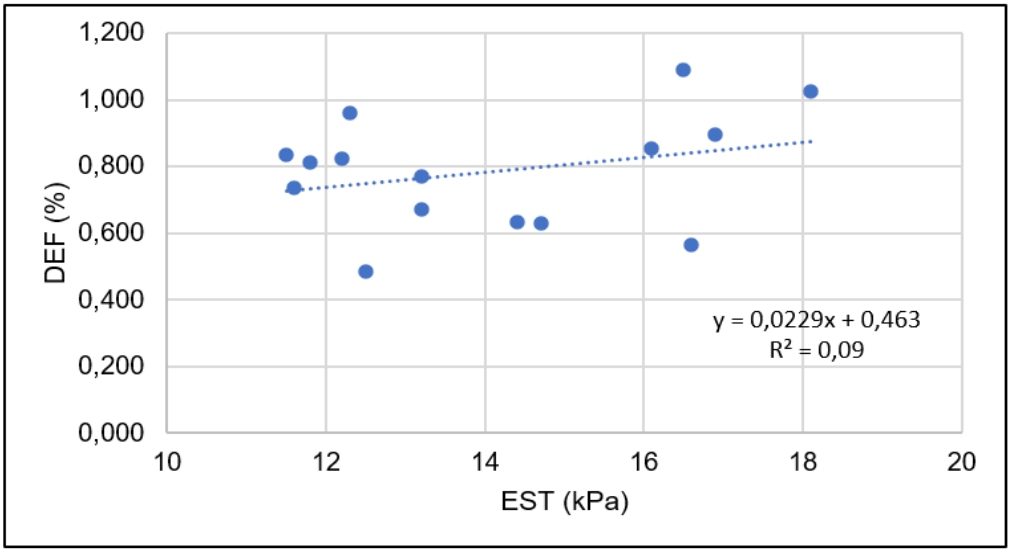


Figura 43. Gráfico de EST versus DEF.

3.9.5. Relación entre la deformación unitaria y la resistencia al corte directo

Al igual que en la relación anterior (numeral 3.9.4), no puede establecerse una relación directa entre ambas, por lo que partiendo del MRIG de las briquetas ensayadas para obtener RCD se estimó la DEF utilizando la ecuación de la línea de tendencia obtenida en la Figura 40. Los resultados se muestran en la Tabla 39 y en la Figura 44.

Puede observarse que existe una buena relación lineal entre RCD y la DEF estimada con coeficiente de determinación igual a 0,70. Es decir, que a mayor resistencia al corte la deformación va a disminuir.

Tabla 39. Resumen de los valores de RCD y la DEF estimada.

PLANTA	MRIG (MPa)	RCD (kPa)	DEF estimada (%)
1	3697	728	0,560
	3433	656	0,644
	3650	753	0,574
2	4221	806	0,436
	4180	725	0,444
	4969	989	0,320
3	2527	625	1,151
	2174	431	1,531
	2404	445	1,265
4	2551	635	1,131
	2741	633	0,987
	2721	756	1,001
5	2968	599	0,849
	3107	613	0,778
	3194	743	0,739

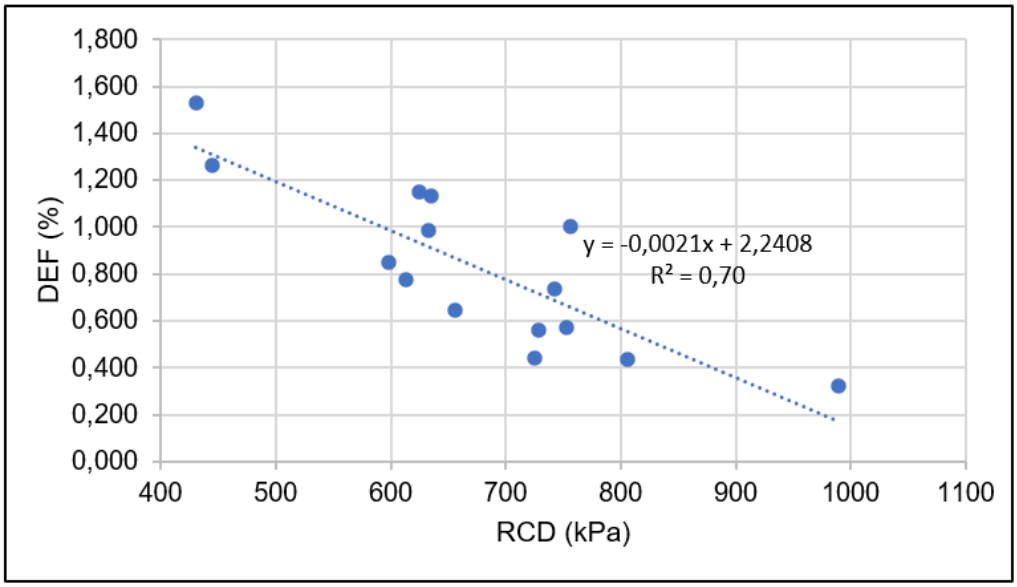


Figura 44. Gráfico de RCD versus DEF.

3.9.6. Relación entre la estabilidad Marshall y la resistencia al corte directo

No se considera apropiado tratar de analizar esta relación dado que ambos parámetros evaluados se obtienen de briquetas diferentes con cierta variabilidad en sus módulos. Al no haberse obtenido una tendencia válida entre el módulo y la estabilidad no es posible desarrollar este análisis en particular, siendo evidente que dicha relación tendría un coeficiente de determinación R^2 muy bajo.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

Con base en la revisión bibliográfica realizada y de los resultados del trabajo experimental desarrollado en las mezclas asfálticas densas, procedentes de cinco plantas cercanas a la ciudad de Guayaquil, se presentan las siguientes conclusiones:

1. Del análisis de los agregados se detectó que la pizarra tobácea de la Planta 2 presento un valor elevado al desgaste por el ensayo de abrasión de los Ángeles (38% frente al máximo 40%) incumpliendo la durabilidad ante los sulfatos (16,03% frente al máximo 12%). Estos agregados presentan una absorción en agua muy alta (5,66%), y la menor gravedad especifica máxima obtenida en las mezclas evaluadas (2,125).

2. El cemento asfáltico AC-20 de la Refinería de Esmeraldas y que pueda considerarse común a todas las plantas, cumple las exigencias sobre el ligante original, pero en el residuo del RTFOT incumple la viscosidad absoluta a 60 °C (1010 Pa.s frente a un máximo de 800 Pa.s) y la ductilidad (40 cm frente a un mínimo de 50 cm). Se confirma así su tendencia al envejecimiento prematuro, que incrementa la rigidez de las mezclas. Al tratarse del mismo ligante en todos los casos (procedente de la refinería de Esmeraldas), las diferencias de comportamiento observadas entre plantas se atribuyen principalmente a los agregados y a la composición de cada mezcla.

3- La comparación de los tipos de ensayo por planta se hace un tanto problemática por la incidencia que tienen en ellas los MRIG, los cuales tuvieron coeficientes de variación un tanto elevados en especial en la Planta 1 (18.5%). No obstante, puede concluirse que:

- Existe una adecuada correlación entre los MRIG y la DEF, salvo en la Planta 1, por las razones explicadas en el numeral 3.6. El valor más elevado de MRIG y más bajo de DEF corresponde a la Planta 2 que produce con pizarras tobáceas, que son piedras de alta absorción que rigidizan las películas de unión del asfalto con

los agregados. Las plantas 4 y 5 también presentan DEF adecuadas por debajo del 1%.

- Todas las plantas cumplirían ampliamente con el valor de estabilidad Marshall exigido de 8 kN (1800 libras), incluso dos plantas en general lo duplican. Se observa que la distribución de las barras para la EST es por su forma aproximadamente similar a las DEF, algo ilógico ya que a las mayores EST deberían corresponderle las DEF más bajas.

4- Las relaciones establecidas entre los resultados de las diferentes pruebas, siempre 15 pares de valores independientemente de las plantas de procedencia se consideran de gran interés. Puede concluirse que:

- Entre el MRIG y la DEF se obtuvo una relación potencial con coeficiente de determinación R^2 de 0,79, que es un valor adecuado. La frontera del 1% de DEF, que delimitan las mezclas de rodadura con comportamientos posibles de satisfactorio o no satisfactorio, se cumple con un MRIG de 2700 MPa, valor no alejado del 2500 MPa de estudios precedentes.
- Entre el MRIG y la EST no se obtiene una relación bien definida, aunque la lógica indicaría alcanzar una mayor EST con un mayor MRIG.
- Entre el MRIG y la RCD se determinó una relación lineal adecuada con valor R^2 de 0,72. En la medida que e MRIG se incrementa se genera también un incremento en RCD, aunque con una pendiente relativamente pequeña.
- Entre la DEF y la EST no se obtiene una relación bien definida. Por el significado de esas pruebas a mayor EST debería existir menor DEF.
- Entre la DEF y la RCD existe una buena relación lineal con coeficiente de determinación igual a 0,70. Este tipo relación también pudiera apoyar en el futuro al establecimiento de exigencias para la prueba de RCD.

5- Se hace evidente en este trabajo la necesidad de buscar, para el control de deformaciones permanentes en las mezclas asfálticas, pruebas adicionales o sustitutivas a la estabilidad Marshall.

4.2. Recomendaciones

Sobre la base de las conclusiones anteriores, y en relación con los controles establecidos actualmente por el MTOP, se formulan las siguientes recomendaciones:

1. Continuar trabajando en el Laboratorio de Carreteras de la UCSG con la prueba RCD, con la perspectiva de poder establecer a futuro, con un número de muestras mayores y análisis estadísticos más profundos, exigencias de esa prueba RCD a partir de las exigencias de los MRIG. Los resultados aquí mostrados indican que eso sería posible.

2. Es conveniente emplear de manera preliminar esta prueba como parámetro resistente en algunos diseños de mezclas por el método Marshall, para valorar su efectividad. La utilización de esta prueba RCD presenta en la práctica, como ventajas, que emplea el mismo tipo de briquetas, así como la misma prensa Marshall y baño de María de la prueba de EST.

3. Es necesario que los organismos públicos y las consultoras vinculado a la realización de diseños y control de calidad de las mezclas asfálticas considere la necesidad de pruebas más efectivas para el análisis de comportamiento real de la mezcla en obra. Se sugiere no atender solo los problemas de deformación sino también los de agrietamiento, es decir, la dirección correcta es avanzar hacia el diseño balanceado de mezclas.

5. BIBLIOGRAFÍA

AASHTO. (1993). *AASHTO guide for design of pavement structures*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. (2010). *AASHTO R 30-02: Standard practice for mixture conditioning of hot mix asphalt (HMA)*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. (2017). *AASHTO T 378-17: Standard method of test for determining the dynamic modulus and flow number for asphalt mixtures using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT)*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. (2018). *AASHTO TP 114-18: Standard method of test for determining the interlayer shear strength (ISS) of asphalt pavement layers*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. (2022a). *AASHTO T 283: Standard method of test for resistance of compacted asphalt mixtures to moisture-induced damage*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. (2022b). *AASHTO T 324: Standard method of test for Hamburg wheel-track testing of compacted asphalt mixtures*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

Aschenbrener, T. (1995). Evaluation of Hamburg wheel-tracking device to predict moisture damage in hot-mix asphalt. *Transportation Research Record, 1492*, 193–201.

Asphalt Institute. (2014). *MS-2: Asphalt mix design methods* (7.ª ed.). Asphalt Institute.

ASTM International. (s. f.). *ASTM WK71466: New test method for determination of rutting tolerance index of asphalt mixture using the rapid rutting test*. https://www.astm.org/workitem-wk71466

ASTM International. (2017). *ASTM D6931-17: Standard test method for indirect tensile (IDT) strength of asphalt mixtures*. ASTM International.

ASTM International. (2020a). *ASTM D6926-20: Standard practice for preparation of asphalt mixture specimens using Marshall apparatus*. ASTM International.

ASTM International. (2020b). *ASTM D7369-20: Standard test method for determining the resilient modulus of asphalt mixtures by indirect tension test*. ASTM International.

ASTM International. (2021). *ASTM D2726/D2726M-21: Standard test method for bulk specific gravity and density of non-absorptive compacted asphalt mixtures*. ASTM International.

ASTM International. (2022a). *ASTM D6927-22: Standard test method for Marshall stability and flow of asphalt mixtures*. ASTM International.

ASTM International. (2022b). *ASTM D8360-22: Standard test method for determination of rutting tolerance index of asphalt mixture using the ideal rutting test*. ASTM International.

Boz, I., Coffey, G. P., Habbouche, J., Diefenderfer, S. D., y Ozbulut, O. E. (2022). A critical review of monotonic loading tests to evaluate rutting potential of asphalt mixtures. *Construction and Building Materials, 335*, Artículo 127484. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127484

Brown, E. R., Kandhal, P. S., y Zhang, J. (2001). *Performance testing for hot mix asphalt* (Informe NCAT 2001-05). National Center for Asphalt Technology.

BSI. (1993). *DD 213: Method for determination of the indirect tensile stiffness modulus of bituminous mixtures*. British Standards Institution.

BSI. (1996). *DD 226: Method for determining resistance to permanent deformation of bituminous mixtures subject to unconfined dynamic loading*. British Standards Institution.

CEDEX. (2000). *NLT-173/00: Resistencia a la deformación plástica de las mezclas bituminosas mediante la pista de ensayo de laboratorio*. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.

CEN. (2016). *EN 12697-25: Bituminous mixtures – Test methods – Part 25: Cyclic compression test*. Comité Europeo de Normalización.

CEN. (2018). *EN 12697-26: Bituminous mixtures – Test methods – Part 26: Stiffness*. Comité Europeo de Normalización.

CEN. (2019). *EN 12697-33: Bituminous mixtures – Test methods – Part 33: Specimen prepared by roller compactor*. Comité Europeo de Normalización.

CEN. (2020). *EN 12697-22: Bituminous mixtures – Test methods – Part 22: Wheel tracking*. Comité Europeo de Normalización.

Cooper, K. E., y Brown, S. F. (1989). Developments in simple apparatus for the measurement of the mechanical properties of asphalt mixes. En *Proceedings of the 4th Eurobitume Symposium* (pp. 494–498).

Cooper Research Technology Limited. (2002). *NU-10 & NU-5: Operation & maintenance manual*. Cooper Research Technology Limited.

Fu, Z., Guo, Q., Shi, K., y Ma, F. (2026). Moisture effects on asphalt pavement performance: A review of asphalt deterioration, damage mechanisms, and mitigation strategies. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*. https://doi.org/10.1016/j.jtte.2026.01.001

Hassanien, A., y Elwardany, M. (2026). Optimized protocol for performance testing of asphalt mixtures using the dynamic modulus and the cyclic fatigue test. *Construction and Building Materials, 520*, Artículo 145926. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2026.145926

Hidalgo, A. J., y Riera, J. K. (2016). *Estudio del daño por humedad en mezclas asfálticas empleando diferentes métodos* [Trabajo de titulación, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil].

Kennedy, T. W., y Hudson, W. R. (1968). Application of the indirect tensile test to stabilized materials. *Highway Research Record, 235*, 36–48.

Kim, K. W., Amirkhanian, S. N., Kim, H. H., Lee, M., y Doh, Y. S. (2011). A new static strength test for characterization of rutting of dense-graded asphalt mixtures. *Journal of Testing and Evaluation, 39*(1), 59–68.

Li, H., Jiang, Y., Li, J., Li, C., Zhang, H., y Wu, D. (2026). Investigation of the dynamic viscoelastic properties of ultra-large stone asphalt mixtures based on master curves and constitutive modeling. *Construction and Building Materials, 538*, Artículo 147313. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2026.147313

Liu, F., Peng, P., Tian, P., Ding, X., Ma, T., y Ye, F. (2025). Mesostructure-performance analysis and dynamic modulus prediction of asphalt mixture based on a meso-characteristics-data analytics framework. *Construction and Building Materials, 498*, Artículo 143976. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2025.143976

Meng, Y., Li, C., Yang, F., He, G., Zhu, J., Li, Y., y Yan, T. (2025). The effect of sulfate corrosion under the influence of humidity, temperature, and ultraviolet radiation on the fatigue properties of asphalt and its mixtures. *Construction and Building Materials, 503*, Artículo 144563. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2025.144563

Molenaar, A. A. A., Heerkens, J. C. P., y Verhoeven, J. H. M. (1986). Effect of stress absorbing membrane interlayers. *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, 55*.

Nwakaire, C. M., Onn, C. C., Yap, S. P., Yuen, C. W., Koting, S., Mo, K. H., y Othman, F. (2021). The strength and environmental performance of asphalt mixtures with recycled concrete aggregates. *Transportation Research Part D: Transport and Environment, 100*, Artículo 103065. https://doi.org/10.1016/j.trd.2021.103065

Parrales, R. R. (2013). *Consideraciones para el empleo de pruebas reológicas en el control de calidad de mezclas asfálticas* [Trabajo de titulación, Facultad de Ingeniería].

Peña, O. I. (2023). *Comparación del diseño Marshall con el diseño balanceado de una mezcla asfáltica caliente* [Trabajo de titulación, Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil].

Reyes, O. J., y Camacho, J. (2008). Influencia de la granulometría en la resistencia al ahuellamiento de mezclas asfálticas. *Revista Científica Ingeniería y Desarrollo*, (23). http://rcientificas.uninorte.edu.co/index.php/ingenieria/article/viewArticle/3027/4461

Roberts, F. L., Mohammad, L. N., y Wang, L. B. (2002). History of hot mix asphalt mixture design in the United States. *Journal of Materials in Civil Engineering, 14*(4), 279–293.

Roy-Chowdhury, A. B., Saleh, M. F., y Moyers-Gonzalez, M. (2021). *Empirical correlation of the Modified Wheel Tracker (MWT) and the dynamic creep test for evaluating the permanent deformation of HMA* [Informe].

Schmidt, R. J. (1972). A practical method for measuring the resilient modulus of asphalt-treated mixes. *Highway Research Record, 404*, 22–32.

Sirgani, P. B., Mallick, R. B., y Nazarian, S. (2026). Thermally induced mechanical response of asphalt pavements with embedded wireless power transfer systems: Influence of mixture properties. *Applied Thermal Engineering, 302*, Artículo 132099. https://doi.org/10.1016/j.applthermaleng.2026.132099

Tozzi, C., Dalmazzo, D., Baglieri, O., y Santagata, E. (2022). Experimental evaluation and modelling of low temperature failure properties of asphalt binders by means of the monotonic torsional loading test. *Construction and Building Materials, 347*, Artículo 128344. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.128344

TxDOT. (2022). *Tex-242-F: Hamburg wheel-tracking test*. Texas Department of Transportation.

Vila, R. (2009). Prueba simple de corte directo para evaluar mezclas asfálticas. En *XV Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto (CILA)*. Lisboa, Portugal.

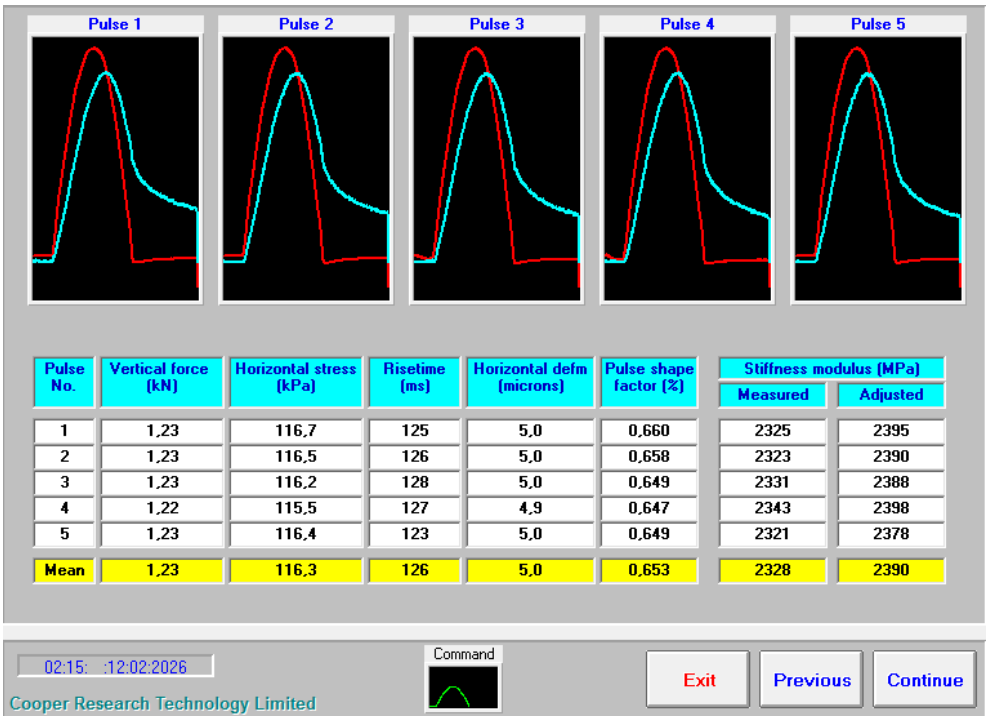
Vila, R. y Mera, W.A. (2024). El envejecimiento del asfalto ecuatoriano y su impacto en la durabilidad de los pavimentos. Dirección de Publicaciones. Universidad Católica de Santiago de Guayaquil. ISBN 978-9942-649-42-3.

Wang, Z., Ren, D., Huang, H., Kong, L., Yu, L., Xu, J., Cao, Y., y Ma, D. (2026). Material properties and fracture behavior of asphalt mixtures under temperature segregation: Project-based investigation, experimental comparison, and theoretical analysis. *Measurement, 261*, Artículo 119922. https://doi.org/10.1016/j.measurement.2025.119922

Zhou, F., Crockford, B., Zhang, J., Hu, S., Epps, J., y Sun, L. (2019). Development and validation of an ideal shear rutting test for asphalt mix design and QC/QA. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, 88*, 719–750.

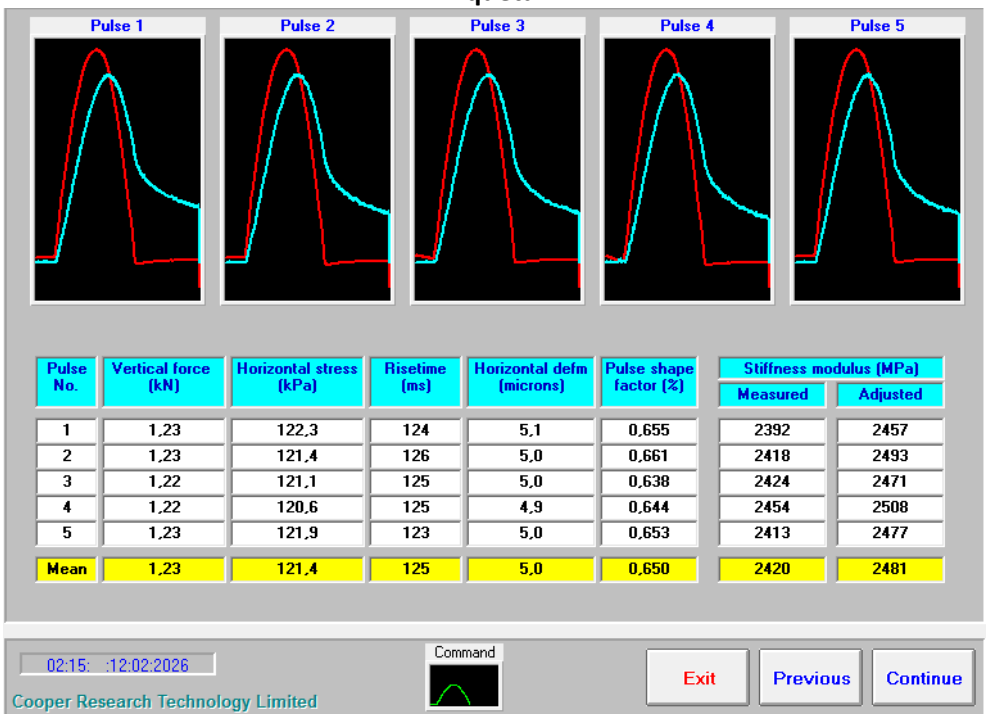
PLANTA 1

MÓDULOS DE RIGIDEZ



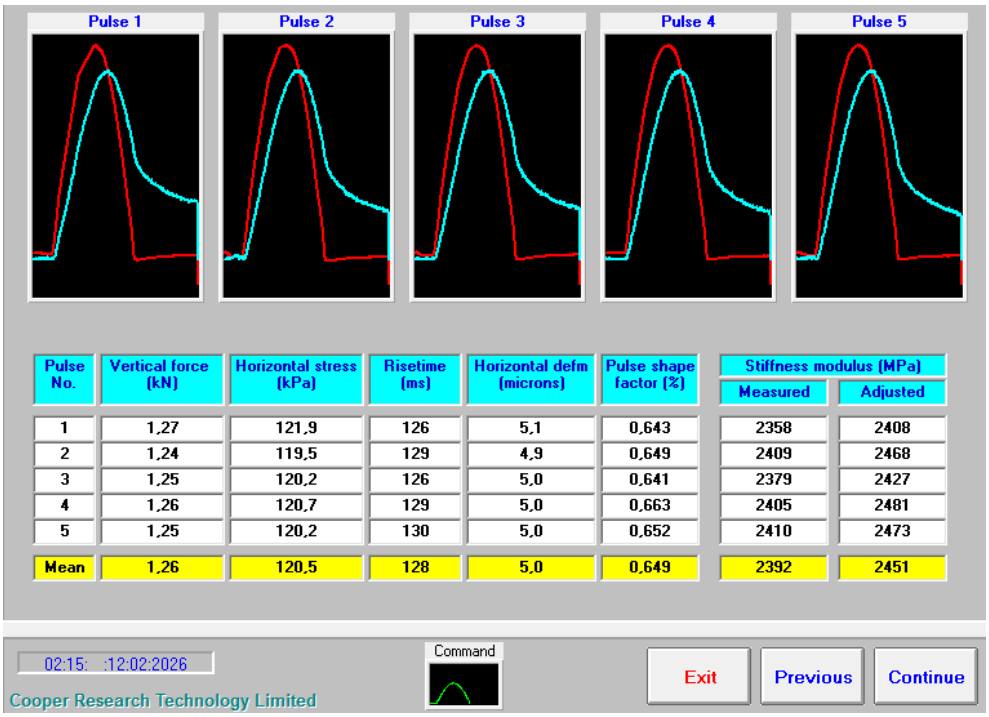
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,23	116,7	125	5,0	0,660	2325	2395
2	1,23	116,5	126	5,0	0,658	2323	2390
3	1,23	116,2	128	5,0	0,649	2331	2388
4	1,22	115,5	127	4,9	0,647	2343	2398
5	1,23	116,4	123	5,0	0,649	2321	2378
Mean	1,23	116,3	126	5,0	0,653	2328	2390

Briqueta 1



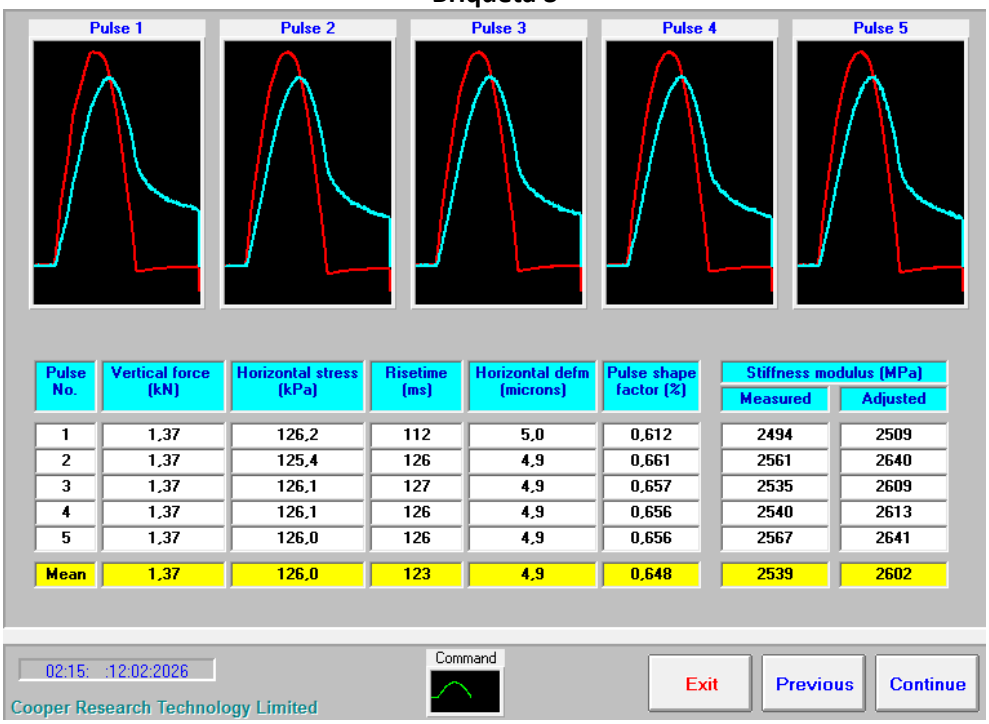
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,23	122,3	124	5,1	0,655	2392	2457
2	1,23	121,4	126	5,0	0,661	2418	2493
3	1,22	121,1	125	5,0	0,638	2424	2471
4	1,22	120,6	125	4,9	0,644	2454	2508
5	1,23	121,9	123	5,0	0,653	2413	2477
Mean	1,23	121,4	125	5,0	0,650	2420	2481

Briqueta 2



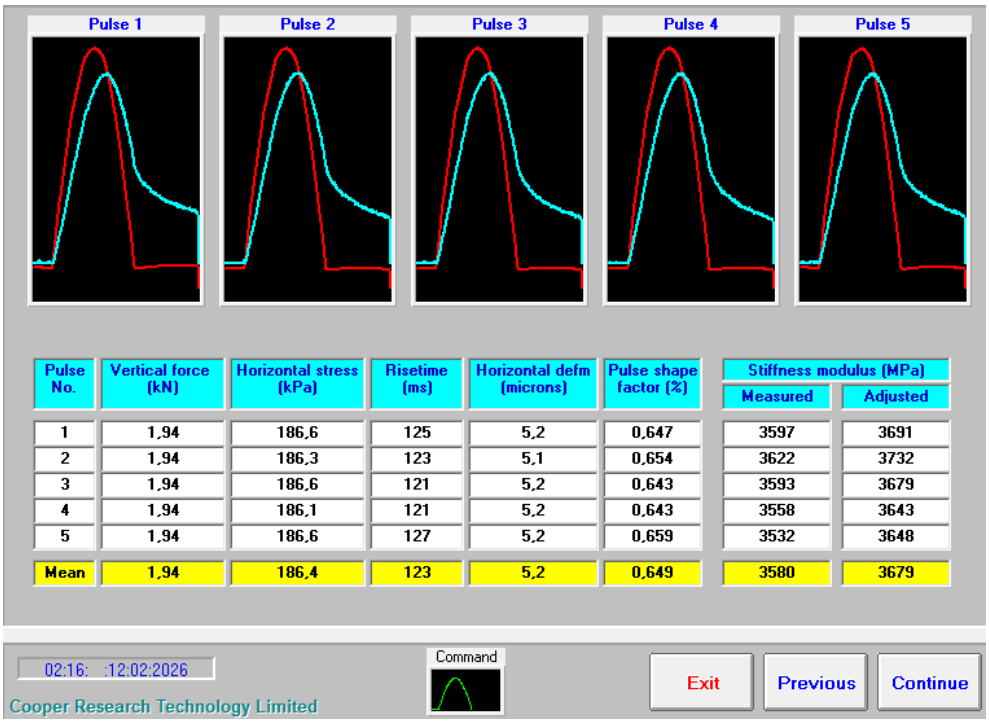
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,27	121,9	126	5,1	0,643	2358	2408
2	1,24	119,5	129	4,9	0,649	2409	2468
3	1,25	120,2	126	5,0	0,641	2379	2427
4	1,26	120,7	129	5,0	0,663	2405	2481
5	1,25	120,2	130	5,0	0,652	2410	2473
Mean	1,26	120,5	128	5,0	0,649	2392	2451

Briqueta 3



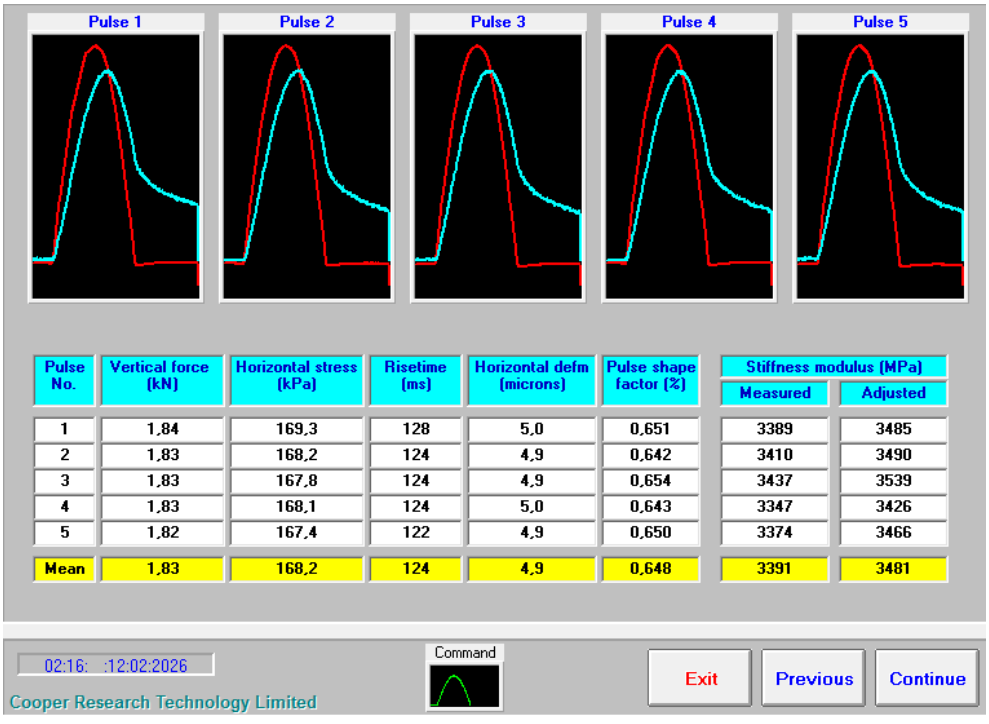
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,37	126,2	112	5,0	0,612	2494	2509
2	1,37	125,4	126	4,9	0,661	2561	2640
3	1,37	126,1	127	4,9	0,657	2535	2609
4	1,37	126,1	126	4,9	0,656	2540	2613
5	1,37	126,0	126	4,9	0,656	2567	2641
Mean	1,37	126,0	123	4,9	0,648	2539	2602

Briqueta 4



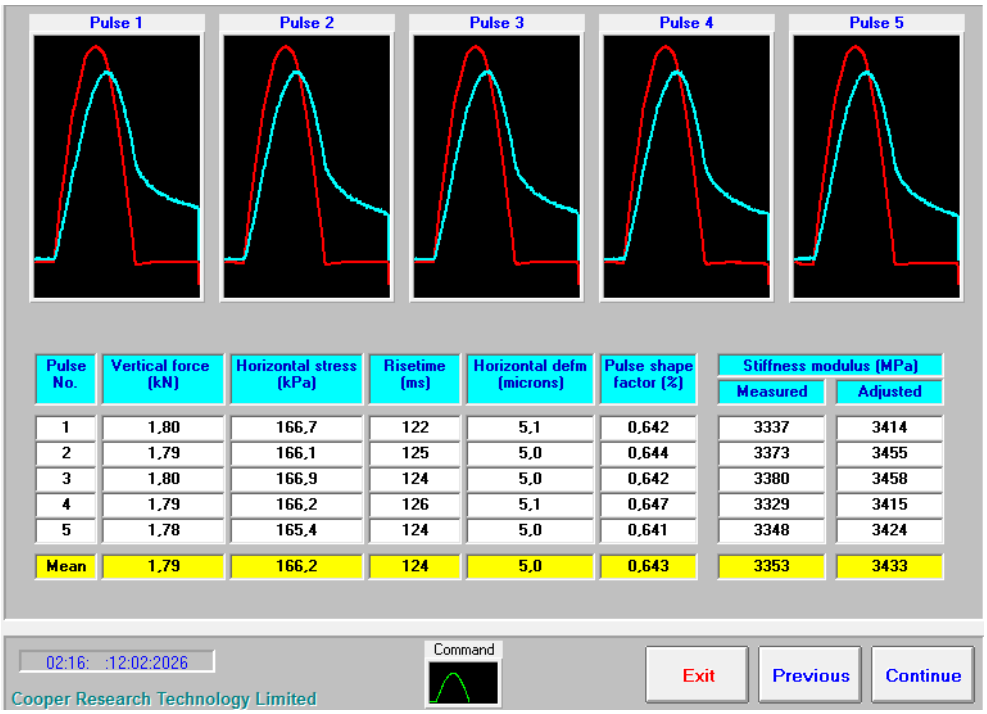
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,94	186,6	125	5,2	0,647	3597	3691
2	1,94	186,3	123	5,1	0,654	3622	3732
3	1,94	186,6	121	5,2	0,643	3593	3679
4	1,94	186,1	121	5,2	0,643	3558	3643
5	1,94	186,6	127	5,2	0,659	3532	3648
Mean	1,94	186,4	123	5,2	0,649	3580	3679

Briqueta 5



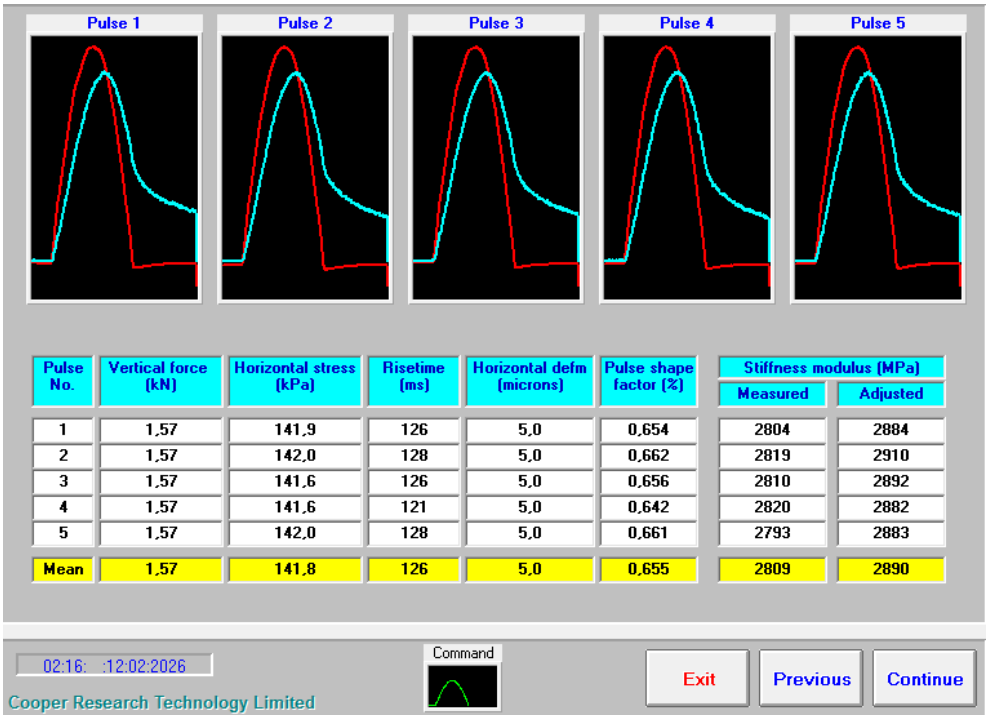
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,84	169,3	128	5,0	0,651	3389	3485
2	1,83	168,2	124	4,9	0,642	3410	3490
3	1,83	167,8	124	4,9	0,654	3437	3539
4	1,83	168,1	124	5,0	0,643	3347	3426
5	1,82	167,4	122	4,9	0,650	3374	3466
Mean	1,83	168,2	124	4,9	0,648	3391	3481

Briqueta 6



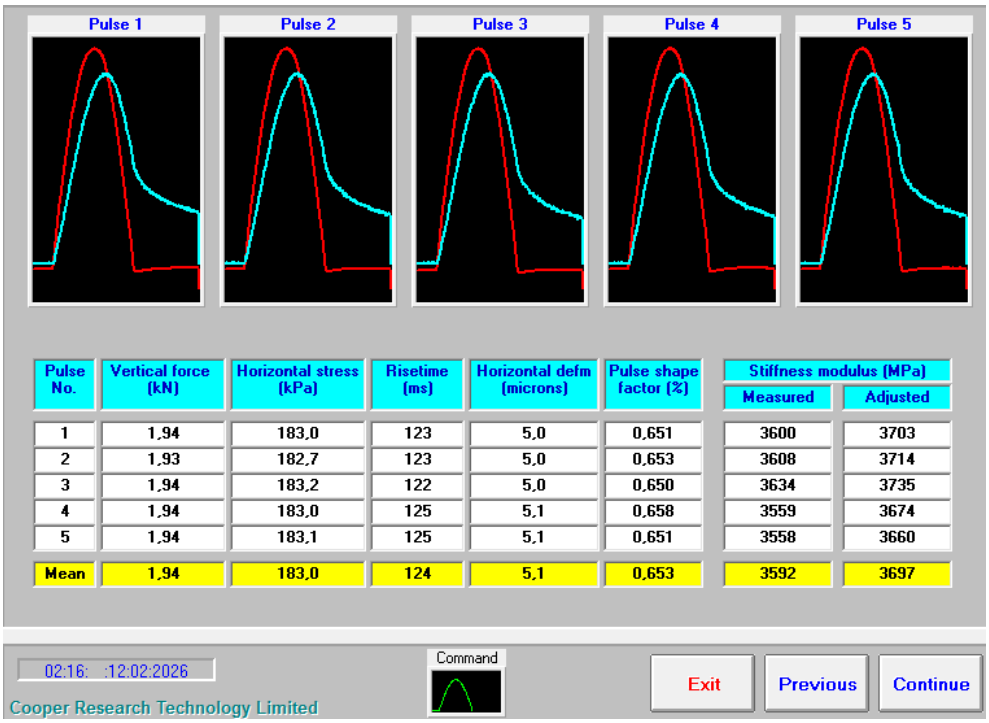
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,80	166,7	122	5,1	0,642	3337	3414
2	1,79	166,1	125	5,0	0,644	3373	3455
3	1,80	166,9	124	5,0	0,642	3380	3458
4	1,79	166,2	126	5,1	0,647	3329	3415
5	1,78	165,4	124	5,0	0,641	3348	3424
Mean	1,79	166,2	124	5,0	0,643	3353	3433

Briqueta 7



Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,57	141,9	126	5,0	0,654	2804	2884
2	1,57	142,0	128	5,0	0,662	2819	2910
3	1,57	141,6	126	5,0	0,656	2810	2892
4	1,57	141,6	121	5,0	0,642	2820	2882
5	1,57	142,0	128	5,0	0,661	2793	2883
Mean	1,57	141,8	126	5,0	0,655	2809	2890

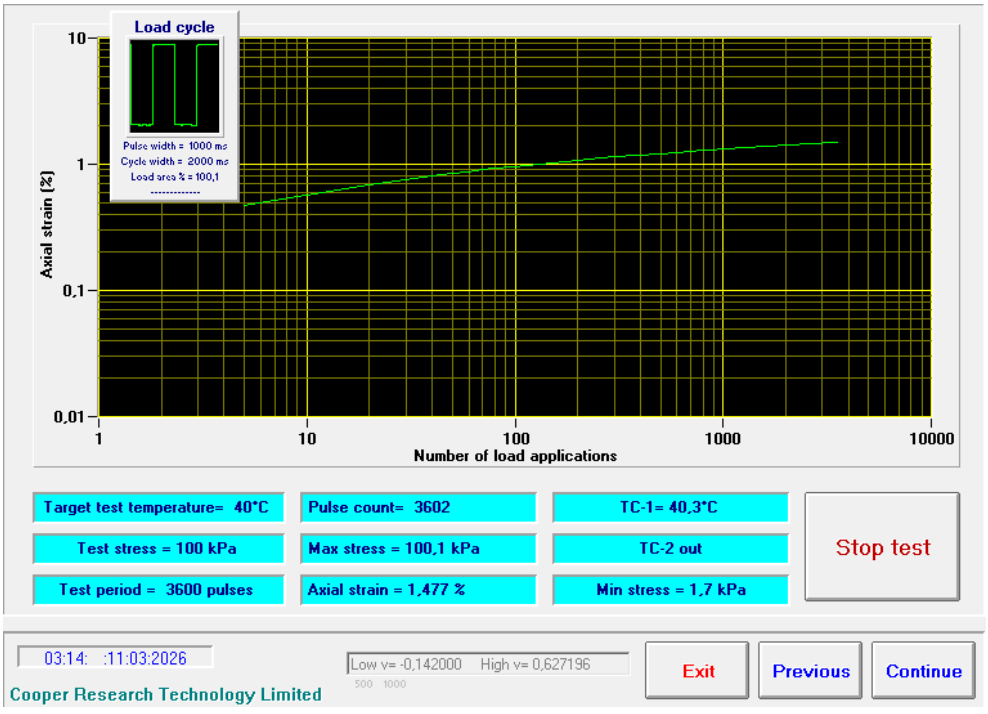
Briqueta 8



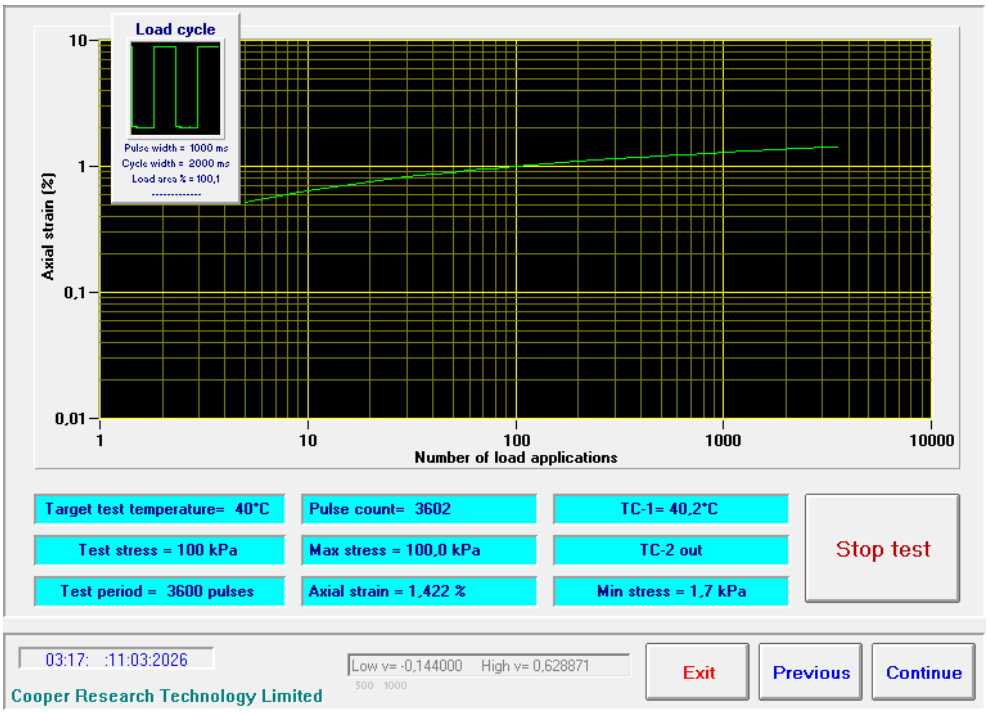
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa) Measured	Stiffness modulus (MPa) Adjusted
1	1,94	183,0	123	5,0	0,651	3600	3703
2	1,93	182,7	123	5,0	0,653	3608	3714
3	1,94	183,2	122	5,0	0,650	3634	3735
4	1,94	183,0	125	5,1	0,658	3559	3674
5	1,94	183,1	125	5,1	0,651	3558	3660
Mean	1,94	183,0	124	5,1	0,653	3592	3697

Briqueta 9

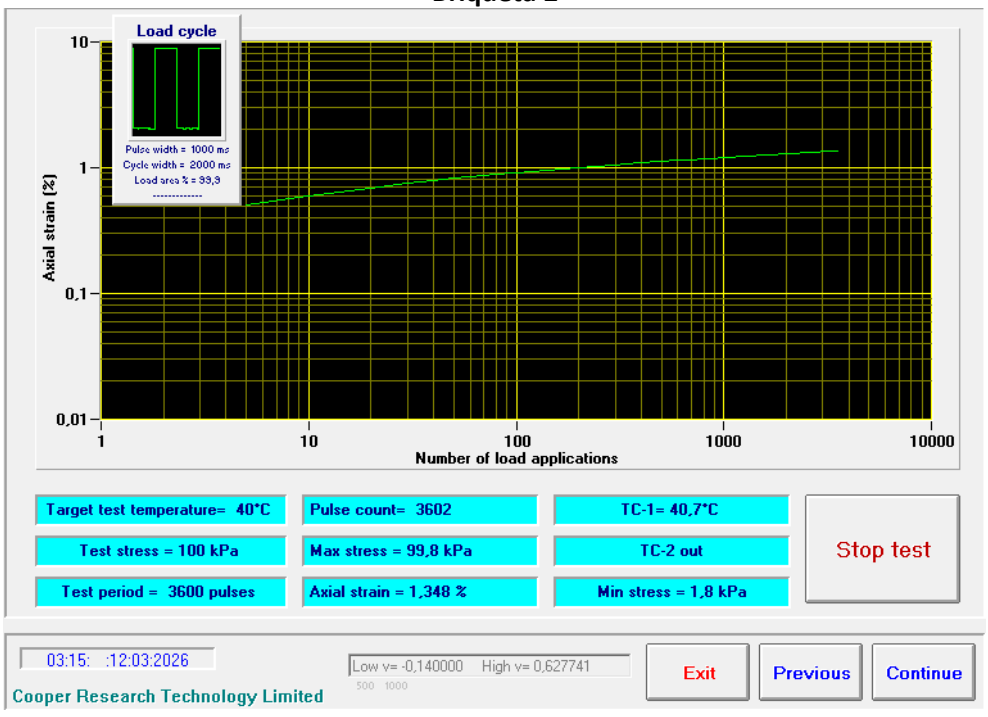
CARGA REPETIDA UNIAXIAL



Briqueta 1



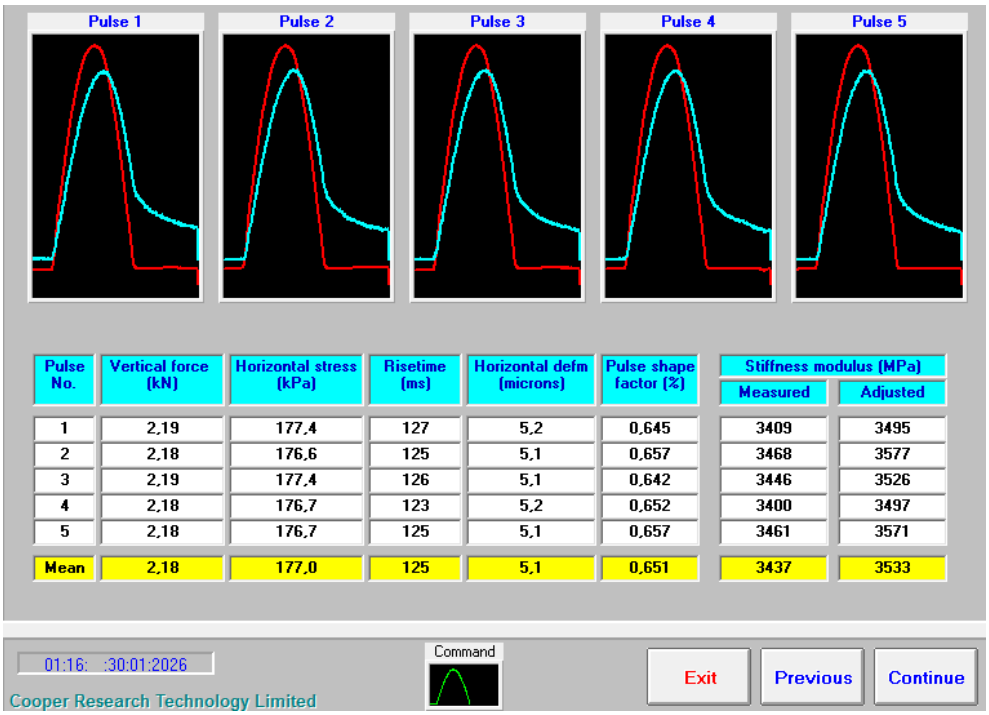
Briqueta 2



Briqueta 3

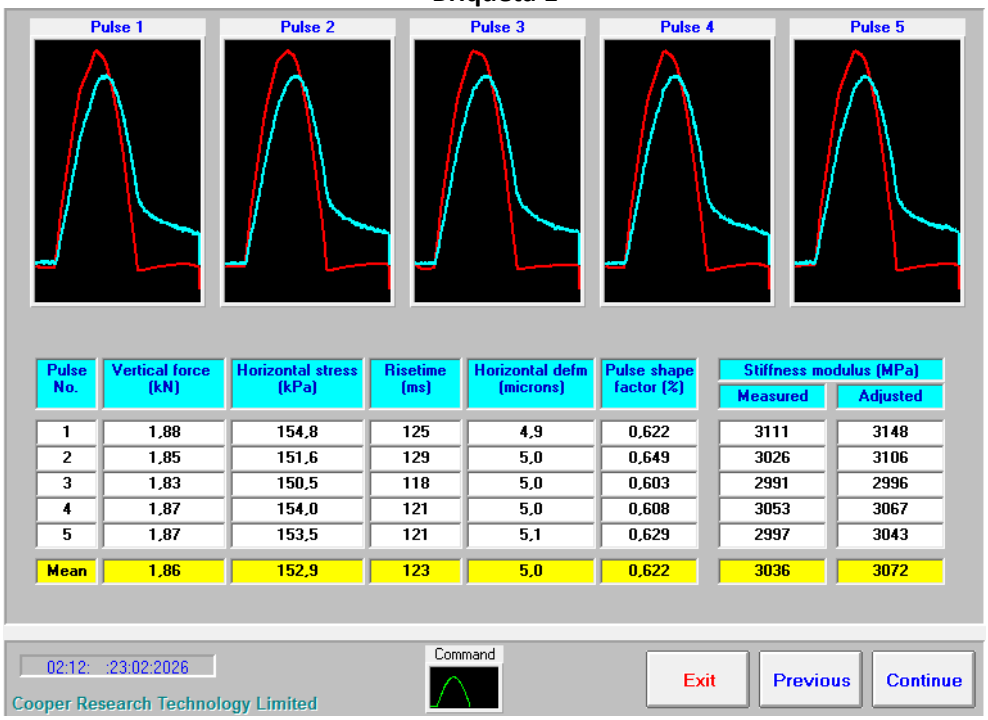
PLANTA 2

MÓDULOS DE RIGIDEZ



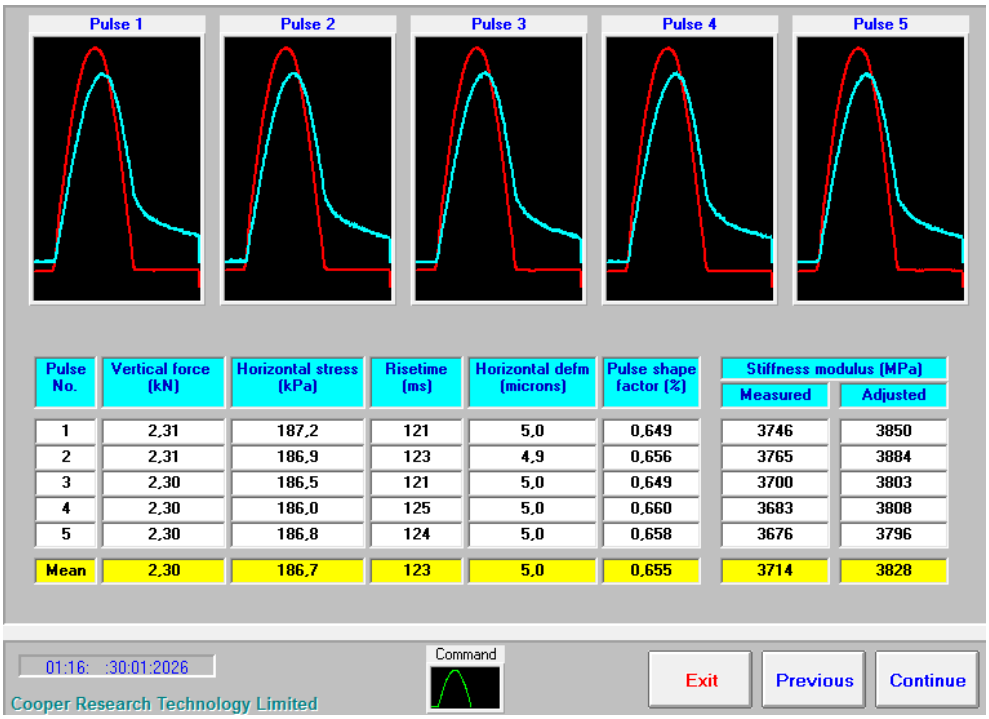
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	2,19	177,4	127	5,2	0,645	3409	3495
2	2,18	176,6	125	5,1	0,657	3468	3577
3	2,19	177,4	126	5,1	0,642	3446	3526
4	2,18	176,7	123	5,2	0,652	3400	3497
5	2,18	176,7	125	5,1	0,657	3461	3571
Mean	2,18	177,0	125	5,1	0,651	3437	3533

Briqueta 1



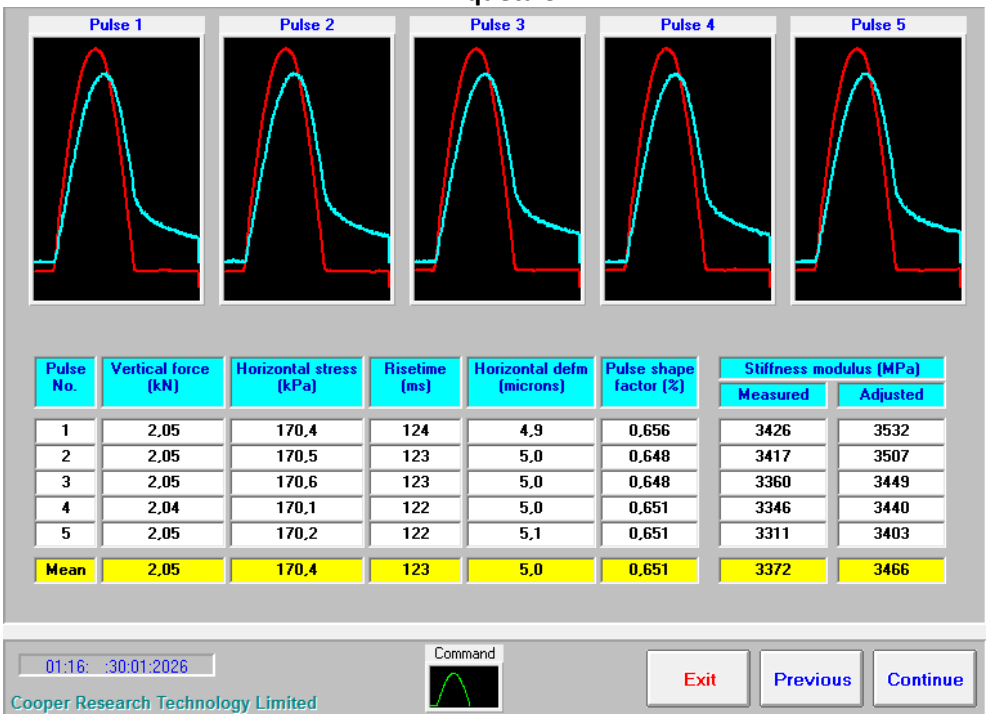
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,88	154,8	125	4,9	0,622	3111	3148
2	1,85	151,6	129	5,0	0,649	3026	3106
3	1,83	150,5	118	5,0	0,603	2991	2996
4	1,87	154,0	121	5,0	0,608	3053	3067
5	1,87	153,5	121	5,1	0,629	2997	3043
Mean	1,86	152,9	123	5,0	0,622	3036	3072

Briqueta 2



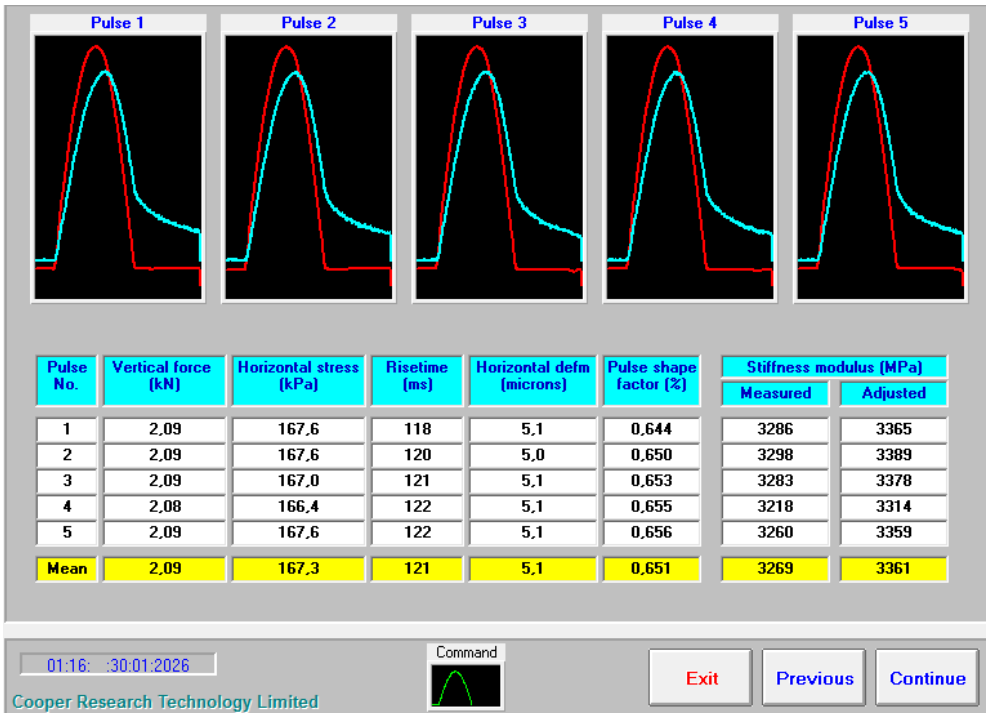
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	2,31	187,2	121	5,0	0,649	3746	3850
2	2,31	186,9	123	4,9	0,656	3765	3884
3	2,30	186,5	121	5,0	0,649	3700	3803
4	2,30	186,0	125	5,0	0,660	3683	3808
5	2,30	186,8	124	5,0	0,658	3676	3796
Mean	2,30	186,7	123	5,0	0,655	3714	3828

Briqueta 3



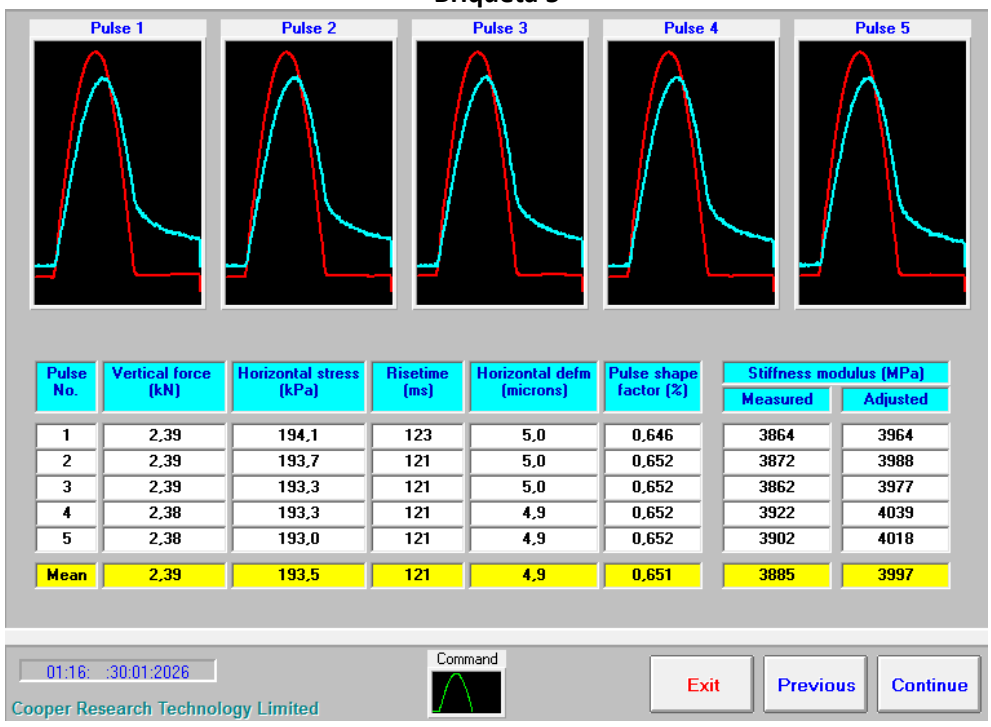
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	2,05	170,4	124	4,9	0,656	3426	3532
2	2,05	170,5	123	5,0	0,648	3417	3507
3	2,05	170,6	123	5,0	0,648	3360	3449
4	2,04	170,1	122	5,0	0,651	3346	3440
5	2,05	170,2	122	5,1	0,651	3311	3403
Mean	2,05	170,4	123	5,0	0,651	3372	3466

Briqueta 4



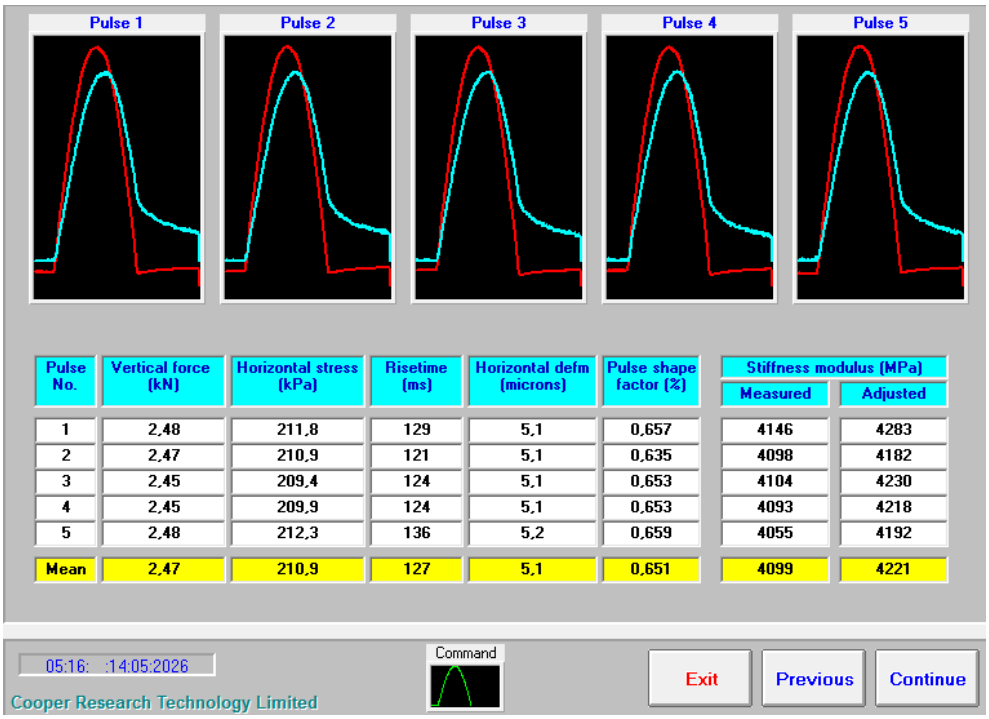
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	2,09	167,6	118	5,1	0,644	3286	3365
2	2,09	167,6	120	5,0	0,650	3298	3389
3	2,09	167,0	121	5,1	0,653	3283	3378
4	2,08	166,4	122	5,1	0,655	3218	3314
5	2,09	167,6	122	5,1	0,656	3260	3359
Mean	2,09	167,3	121	5,1	0,651	3269	3361

Briqueta 5



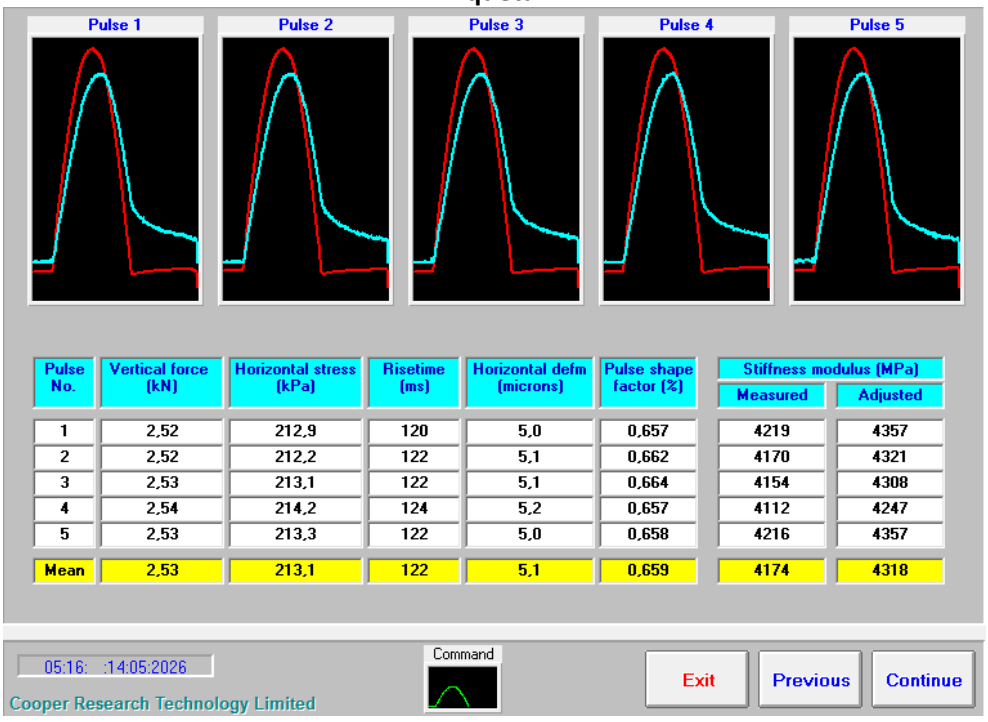
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	2,39	194,1	123	5,0	0,646	3864	3964
2	2,39	193,7	121	5,0	0,652	3872	3988
3	2,39	193,3	121	5,0	0,652	3862	3977
4	2,38	193,3	121	4,9	0,652	3922	4039
5	2,38	193,0	121	4,9	0,652	3902	4018
Mean	2,39	193,5	121	4,9	0,651	3885	3997

Briqueta 6



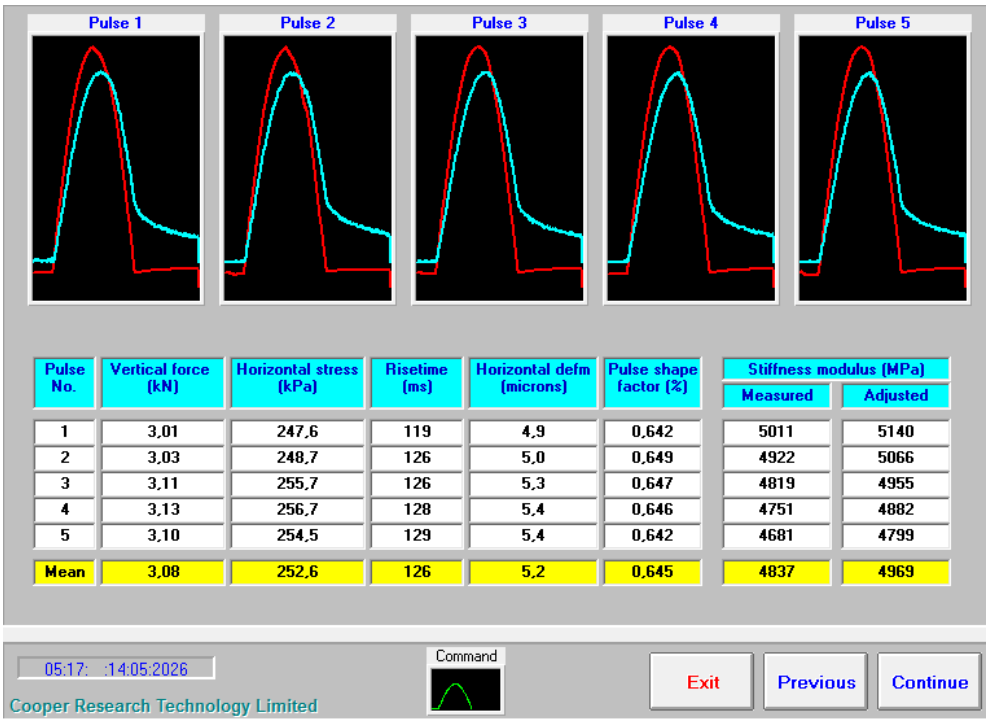
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	2,48	211,8	129	5,1	0,657	4146	4283
2	2,47	210,9	121	5,1	0,635	4098	4182
3	2,45	209,4	124	5,1	0,653	4104	4230
4	2,45	209,9	124	5,1	0,653	4093	4218
5	2,48	212,3	136	5,2	0,659	4055	4192
Mean	2,47	210,9	127	5,1	0,651	4099	4221

Briqueta 7



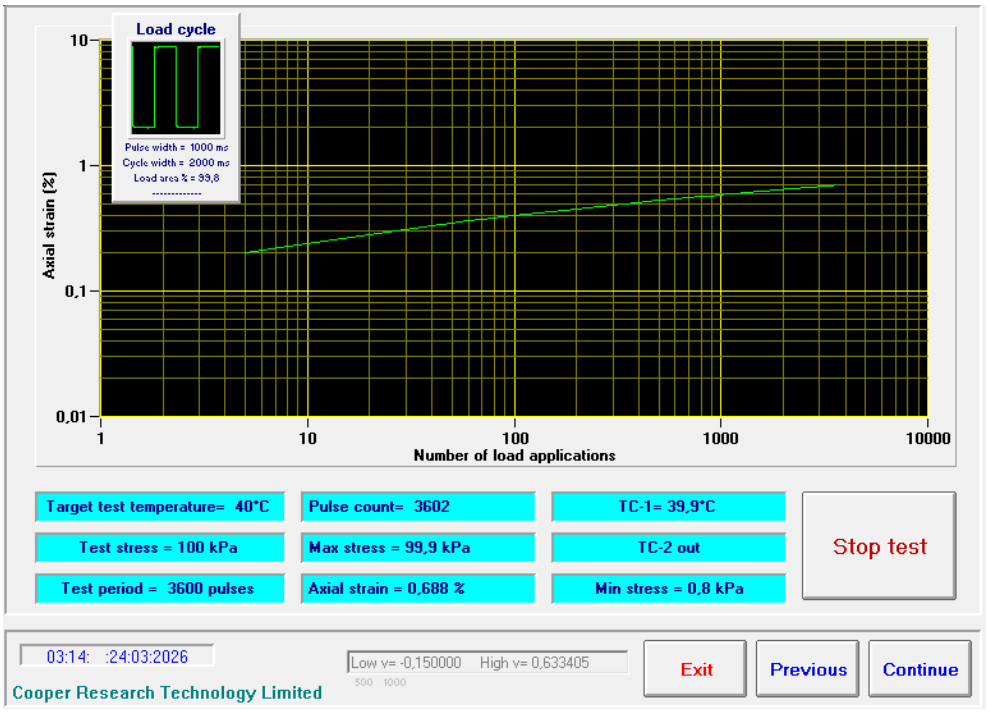
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	2,52	212,9	120	5,0	0,657	4219	4357
2	2,52	212,2	122	5,1	0,662	4170	4321
3	2,53	213,1	122	5,1	0,664	4154	4308
4	2,54	214,2	124	5,2	0,657	4112	4247
5	2,53	213,3	122	5,0	0,658	4216	4357
Mean	2,53	213,1	122	5,1	0,659	4174	4318

Briqueta 8

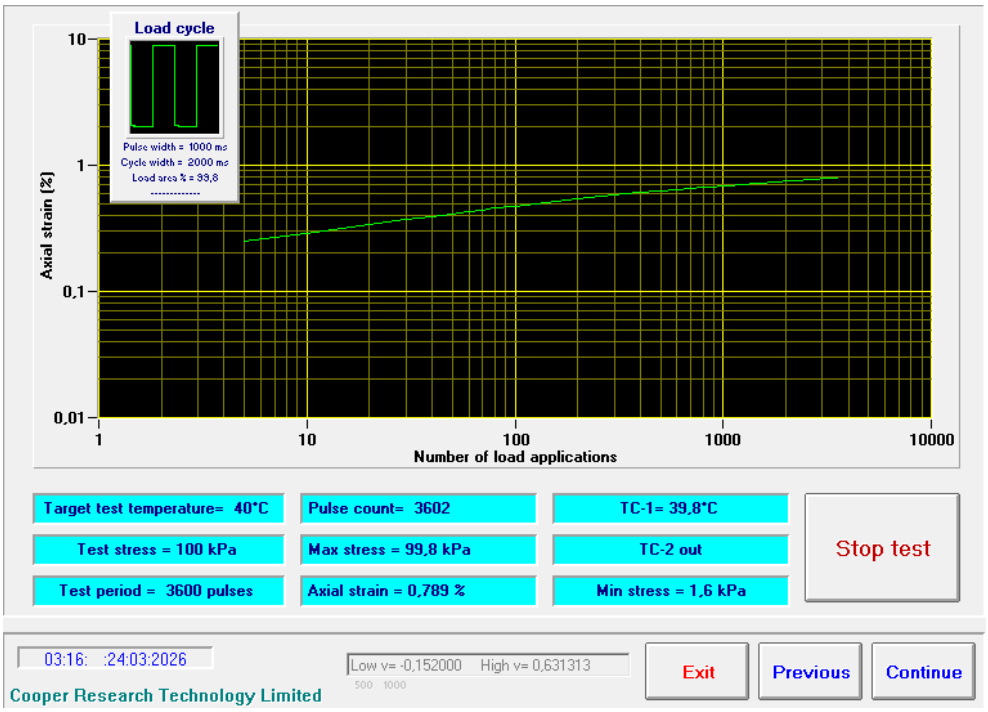


Briqueta 9

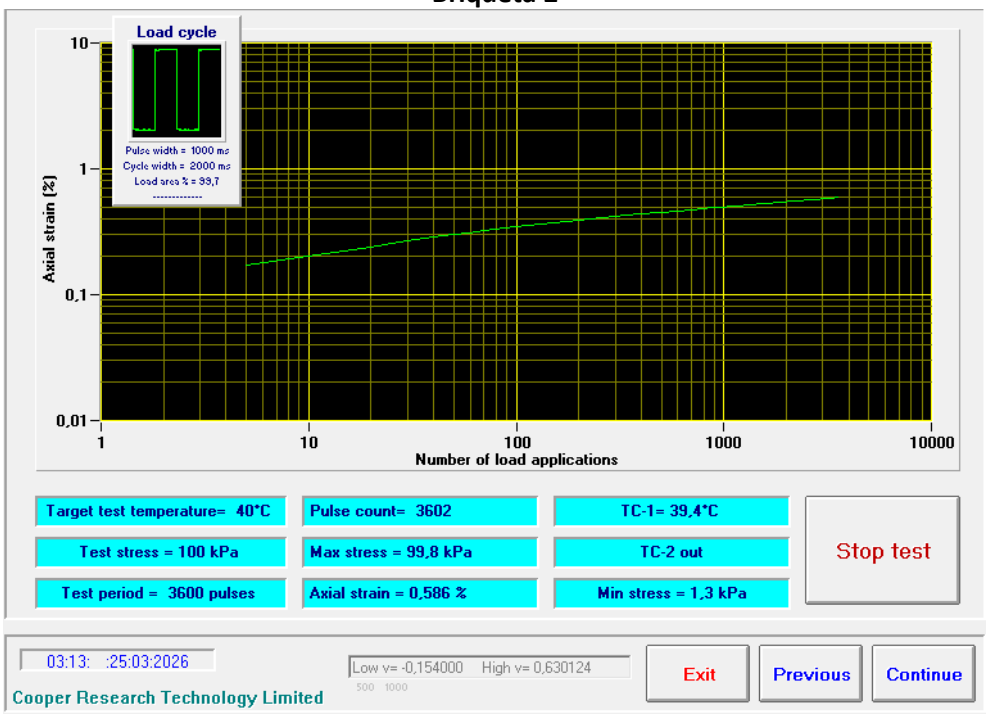
CARGA REPETIDA UNIAXIAL



Briqueta 1



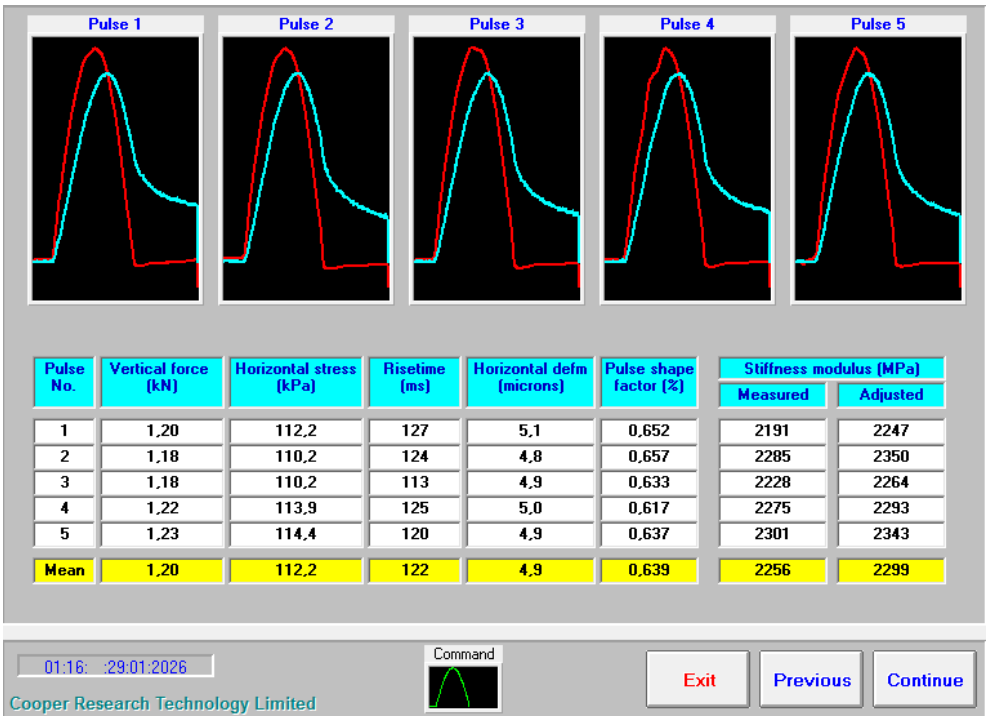
Briqueta 2



Briqueta 3

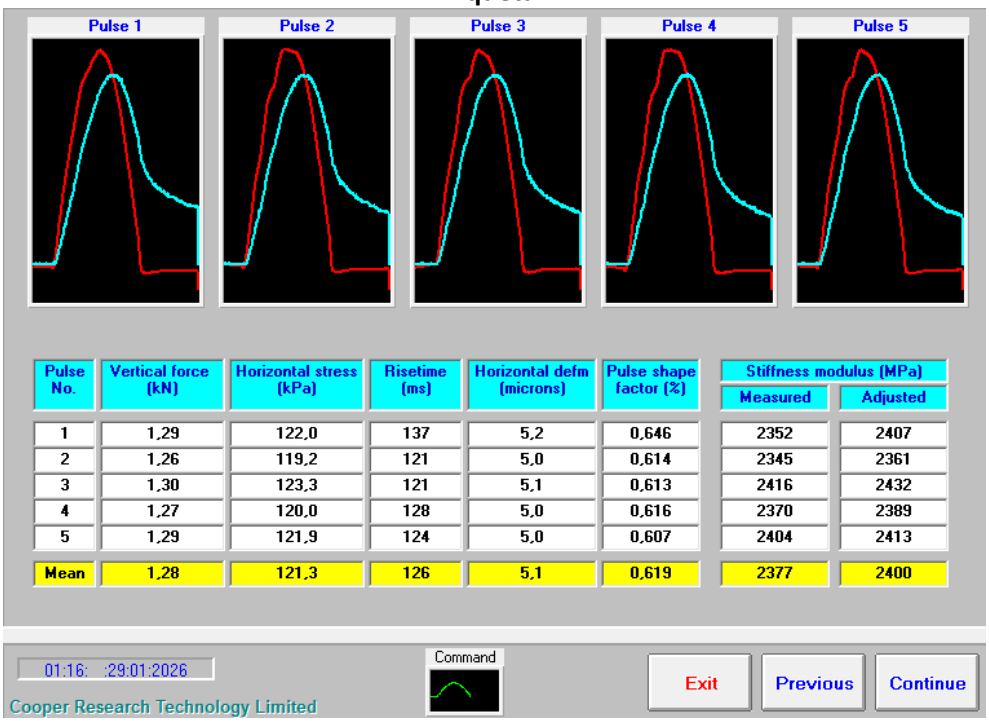
PLANTA 3

MÓDULOS DE RIGIDEZ



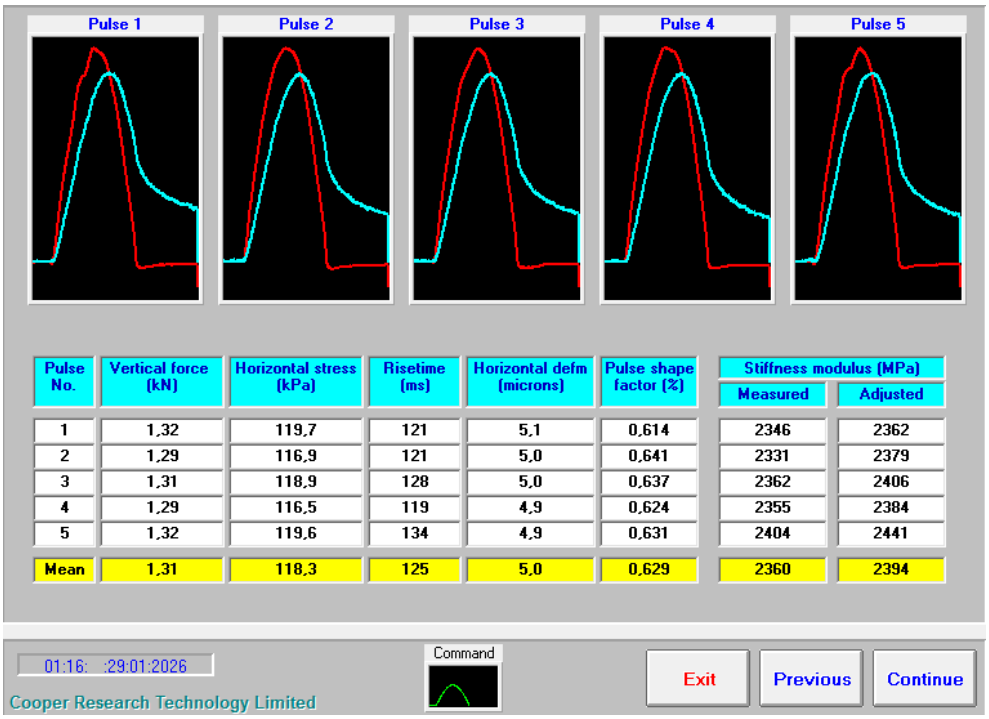
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa) Measured	Stiffness modulus (MPa) Adjusted
1	1,20	112,2	127	5,1	0,652	2191	2247
2	1,18	110,2	124	4,8	0,657	2285	2350
3	1,18	110,2	113	4,9	0,633	2228	2264
4	1,22	113,9	125	5,0	0,617	2275	2293
5	1,23	114,4	120	4,9	0,637	2301	2343
Mean	1,20	112,2	122	4,9	0,639	2256	2299

Briqueta 1



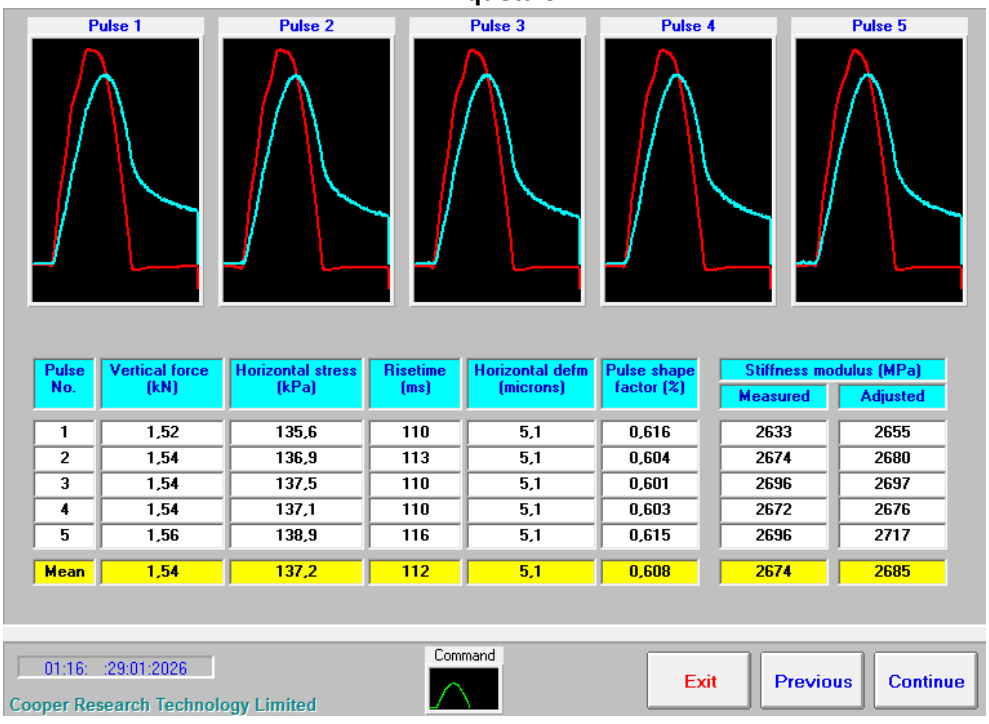
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa) Measured	Stiffness modulus (MPa) Adjusted
1	1,29	122,0	137	5,2	0,646	2352	2407
2	1,26	119,2	121	5,0	0,614	2345	2361
3	1,30	123,3	121	5,1	0,613	2416	2432
4	1,27	120,0	128	5,0	0,616	2370	2389
5	1,29	121,9	124	5,0	0,607	2404	2413
Mean	1,28	121,3	126	5,1	0,619	2377	2400

Briqueta 2



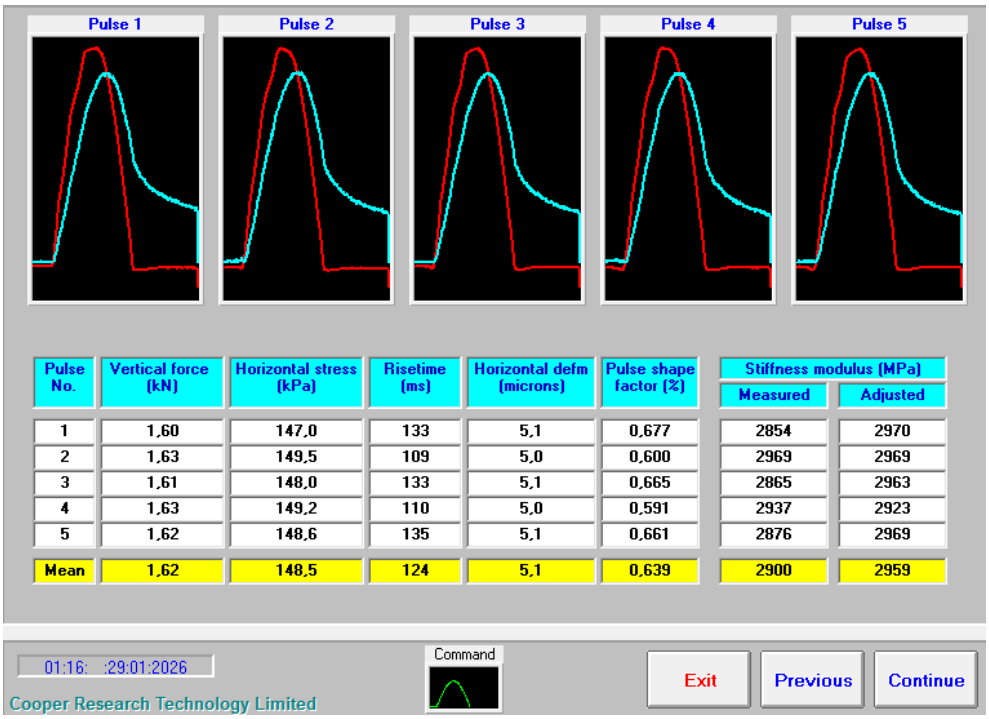
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,32	119,7	121	5,1	0,614	2346	2362
2	1,29	116,9	121	5,0	0,641	2331	2379
3	1,31	118,9	128	5,0	0,637	2362	2406
4	1,29	116,5	119	4,9	0,624	2355	2384
5	1,32	119,6	134	4,9	0,631	2404	2441
Mean	1,31	118,3	125	5,0	0,629	2360	2394

Briqueta 3



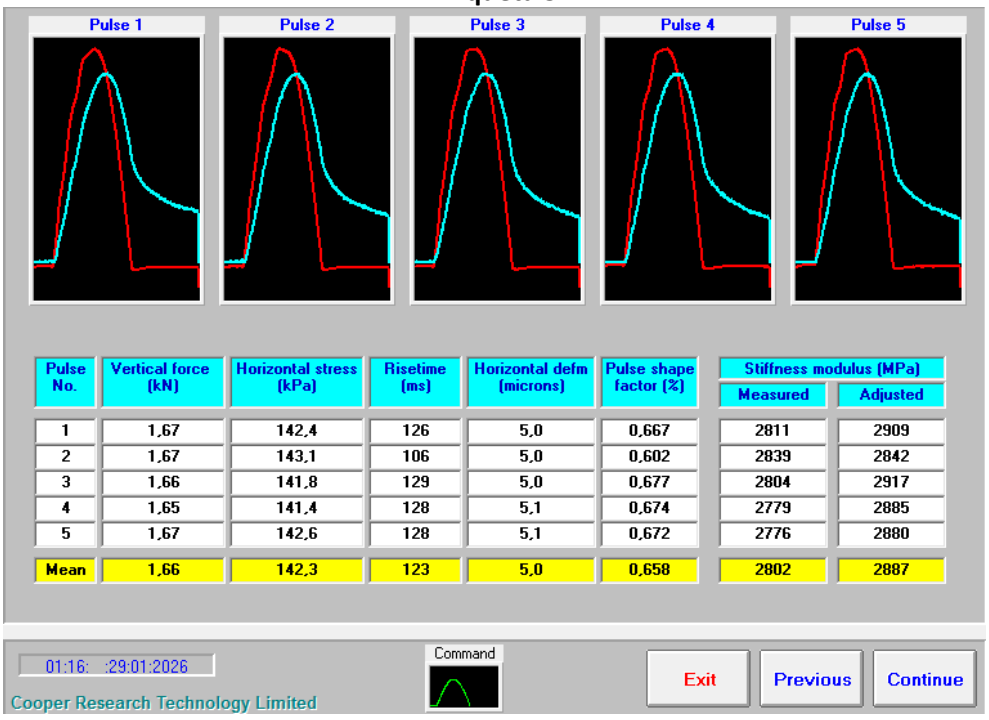
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,52	135,6	110	5,1	0,616	2633	2655
2	1,54	136,9	113	5,1	0,604	2674	2680
3	1,54	137,5	110	5,1	0,601	2696	2697
4	1,54	137,1	110	5,1	0,603	2672	2676
5	1,56	138,9	116	5,1	0,615	2696	2717
Mean	1,54	137,2	112	5,1	0,608	2674	2685

Briqueta 4



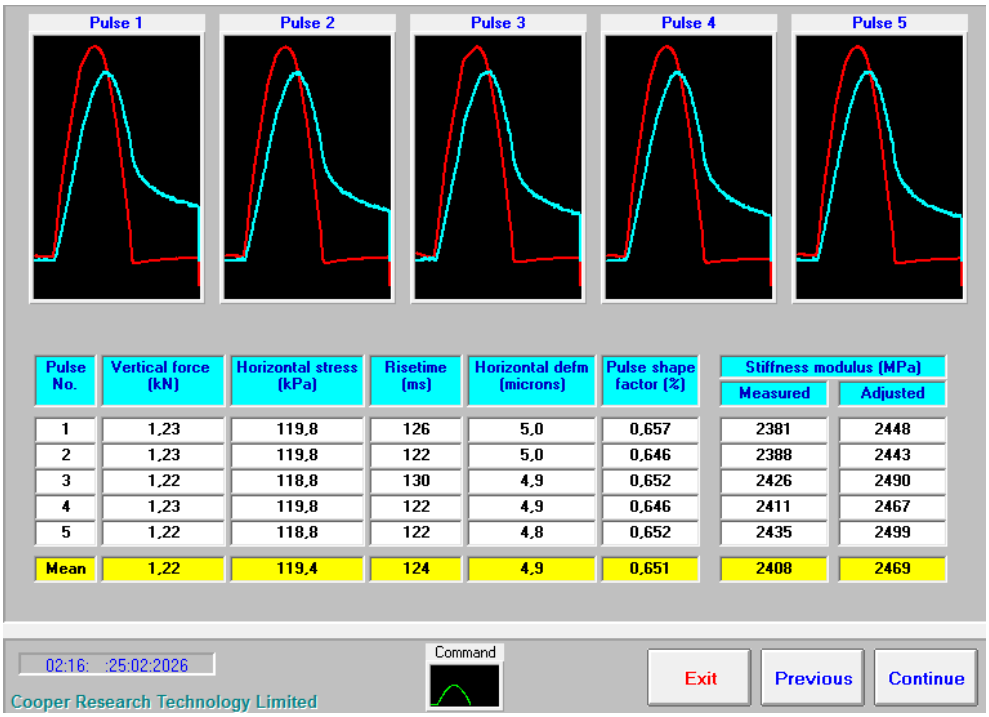
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,60	147,0	133	5,1	0,677	2854	2970
2	1,63	149,5	109	5,0	0,600	2969	2969
3	1,61	148,0	133	5,1	0,665	2865	2963
4	1,63	149,2	110	5,0	0,591	2937	2923
5	1,62	148,6	135	5,1	0,661	2876	2969
Mean	1,62	148,5	124	5,1	0,639	2900	2959

Briqueta 5



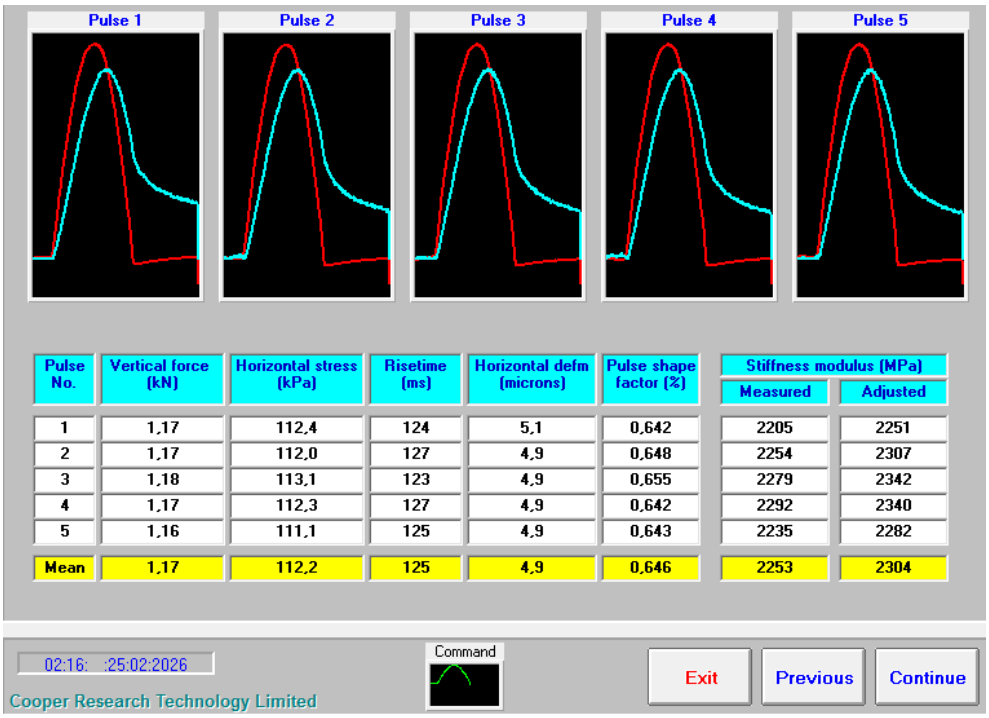
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,67	142,4	126	5,0	0,667	2811	2909
2	1,67	143,1	106	5,0	0,602	2839	2842
3	1,66	141,8	129	5,0	0,677	2804	2917
4	1,65	141,4	128	5,1	0,674	2779	2885
5	1,67	142,6	128	5,1	0,672	2776	2880
Mean	1,66	142,3	123	5,0	0,658	2802	2887

Briqueta 6



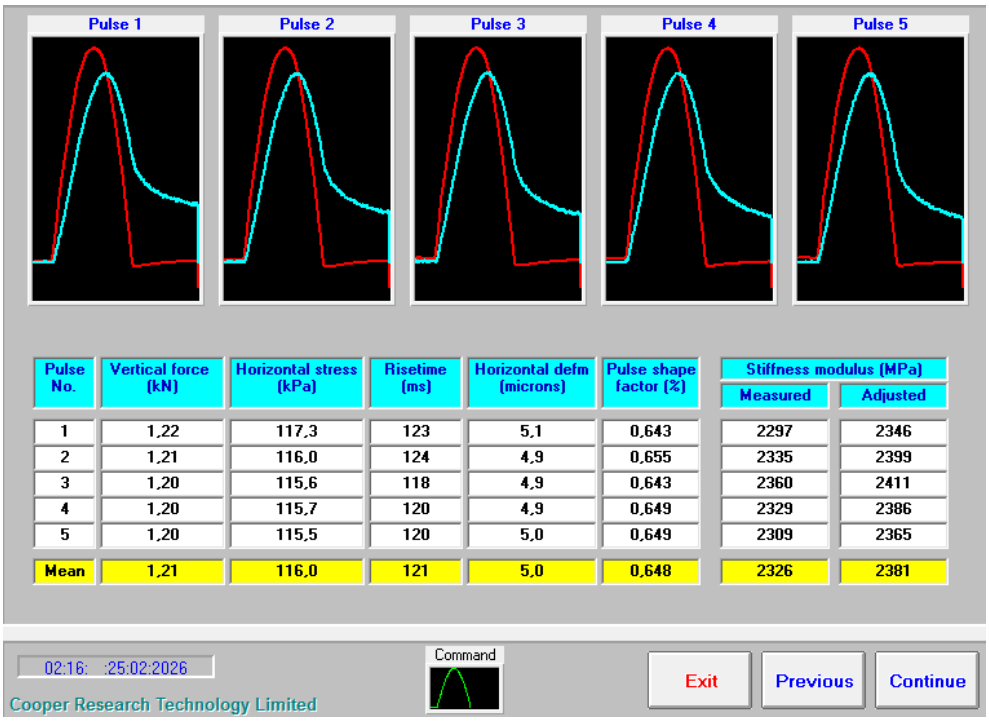
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,23	119,8	126	5,0	0,657	2381	2448
2	1,23	119,8	122	5,0	0,646	2388	2443
3	1,22	118,8	130	4,9	0,652	2426	2490
4	1,23	119,8	122	4,9	0,646	2411	2467
5	1,22	118,8	122	4,8	0,652	2435	2499
Mean	1,22	119,4	124	4,9	0,651	2408	2469

Briqueta 7



Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,17	112,4	124	5,1	0,642	2205	2251
2	1,17	112,0	127	4,9	0,648	2254	2307
3	1,18	113,1	123	4,9	0,655	2279	2342
4	1,17	112,3	127	4,9	0,642	2292	2340
5	1,16	111,1	125	4,9	0,643	2235	2282
Mean	1,17	112,2	125	4,9	0,646	2253	2304

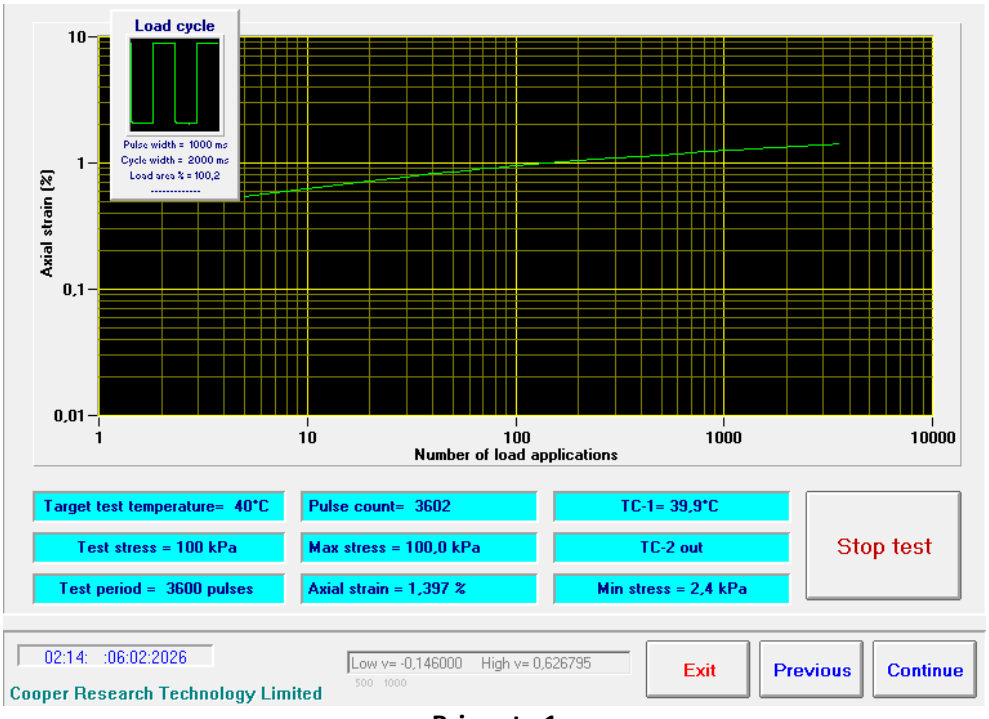
Briqueta 8



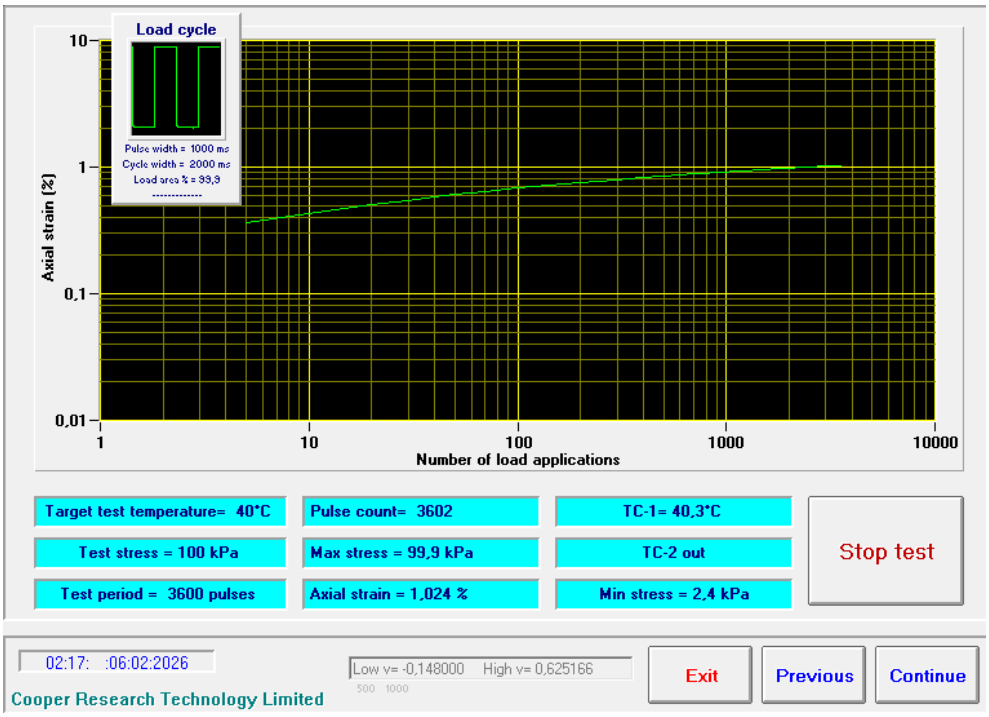
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,22	117,3	123	5,1	0,643	2297	2346
2	1,21	116,0	124	4,9	0,655	2335	2399
3	1,20	115,6	118	4,9	0,643	2360	2411
4	1,20	115,7	120	4,9	0,649	2329	2386
5	1,20	115,5	120	5,0	0,649	2309	2365
Mean	1,21	116,0	121	5,0	0,648	2326	2381

Briqueta 9

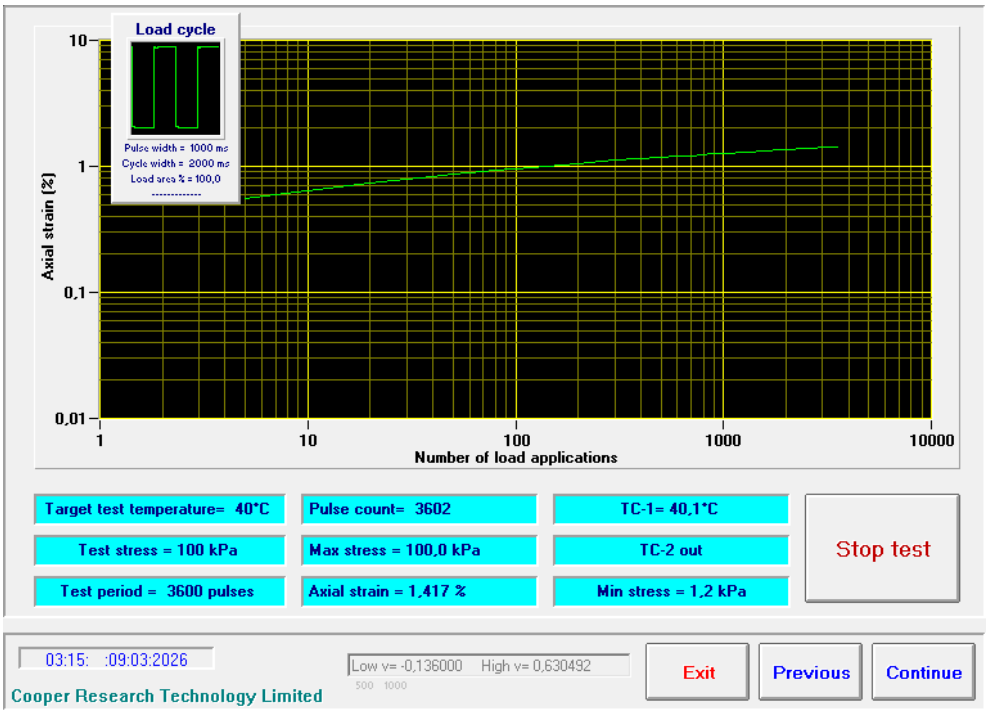
CARGA REPETIDA UNIAXIAL



Briqueta 1



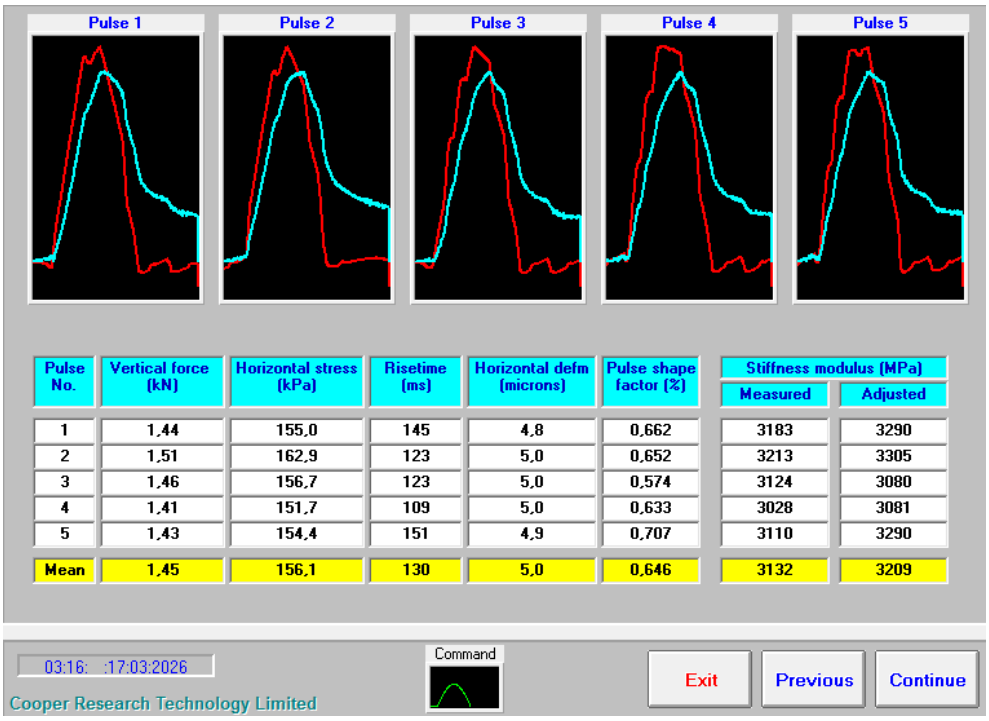
Briqueta 2



Briqueta 3

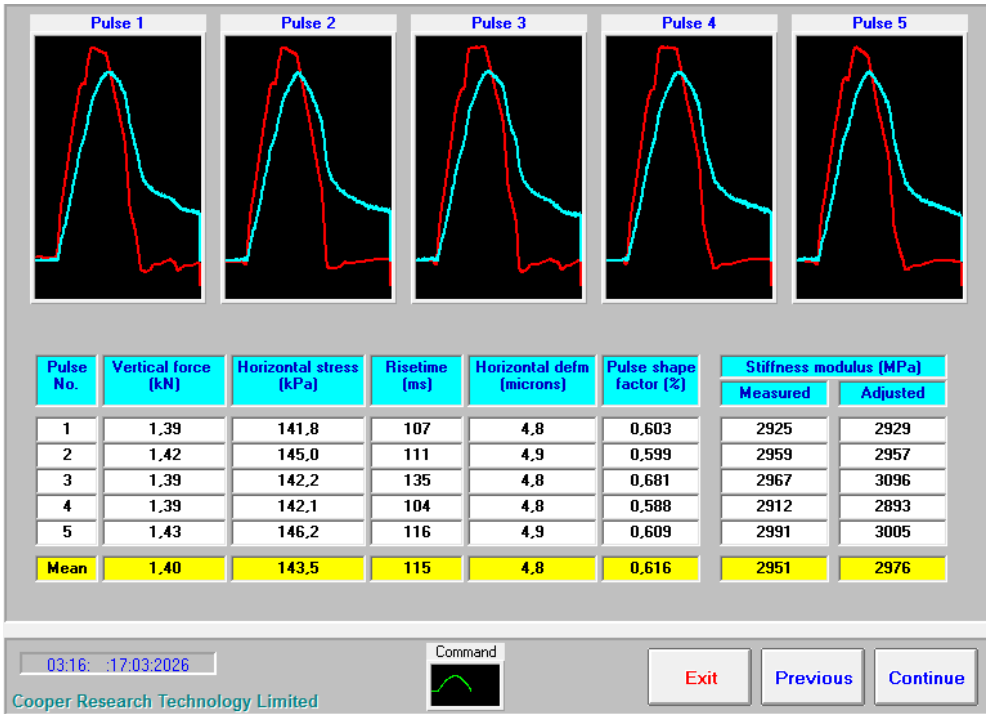
PLANTA 4

MÓDULOS DE RIGIDEZ



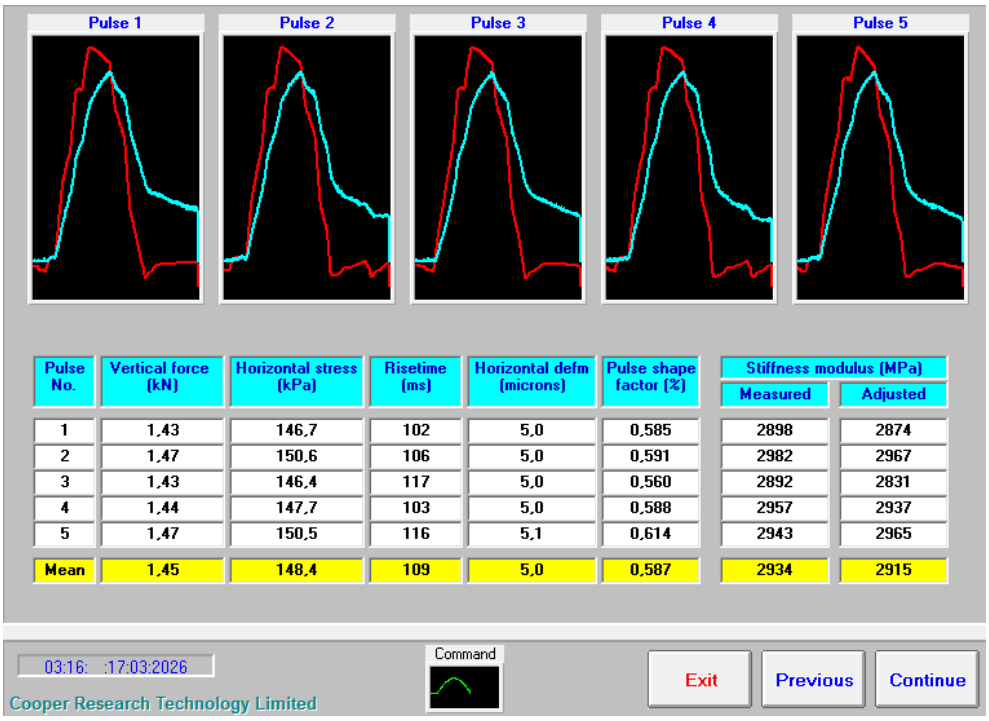
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa) Measured	Stiffness modulus (MPa) Adjusted
1	1,44	155,0	145	4,8	0,662	3183	3290
2	1,51	162,9	123	5,0	0,652	3213	3305
3	1,46	156,7	123	5,0	0,574	3124	3080
4	1,41	151,7	109	5,0	0,633	3028	3081
5	1,43	154,4	151	4,9	0,707	3110	3290
Mean	1,45	156,1	130	5,0	0,646	3132	3209

Briqueta 1



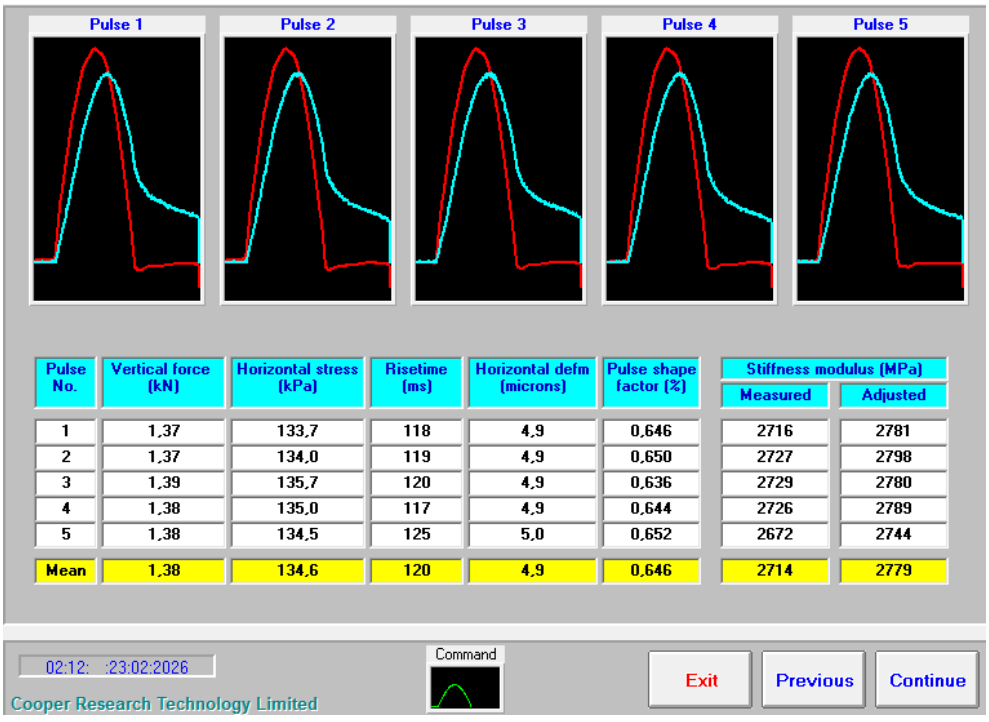
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa) Measured	Stiffness modulus (MPa) Adjusted
1	1,39	141,8	107	4,8	0,603	2925	2929
2	1,42	145,0	111	4,9	0,599	2959	2957
3	1,39	142,2	135	4,8	0,681	2967	3096
4	1,39	142,1	104	4,8	0,588	2912	2893
5	1,43	146,2	116	4,9	0,609	2991	3005
Mean	1,40	143,5	115	4,8	0,616	2951	2976

Briqueta 2



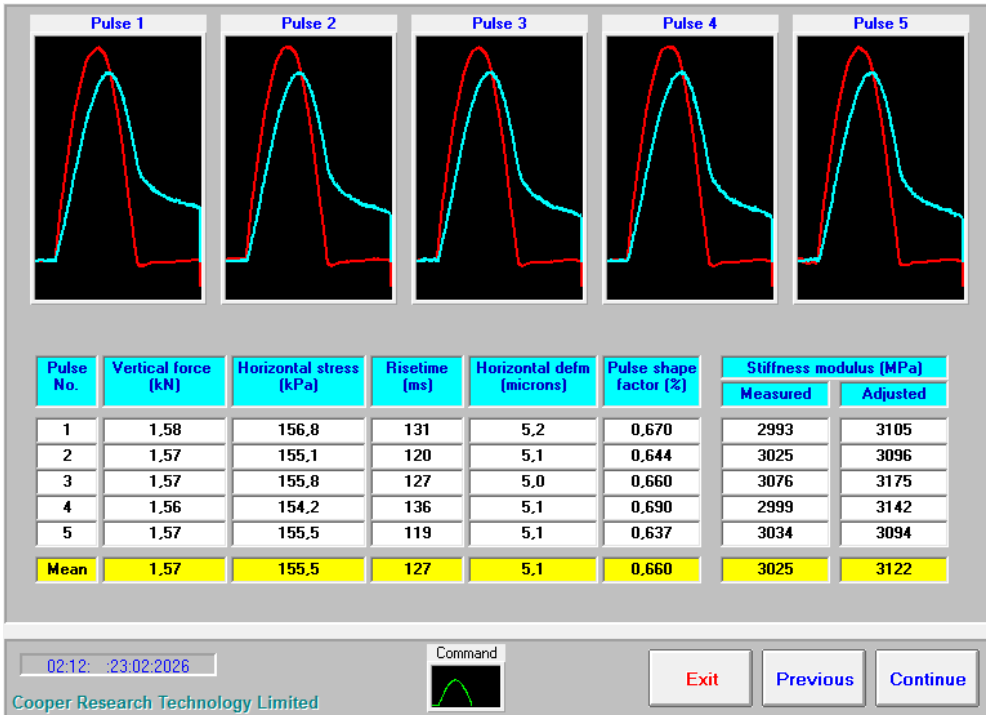
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,43	146,7	102	5,0	0,585	2898	2874
2	1,47	150,6	106	5,0	0,591	2982	2967
3	1,43	146,4	117	5,0	0,560	2892	2831
4	1,44	147,7	103	5,0	0,588	2957	2937
5	1,47	150,5	116	5,1	0,614	2943	2965
Mean	1,45	148,4	109	5,0	0,587	2934	2915

Briqueta 3



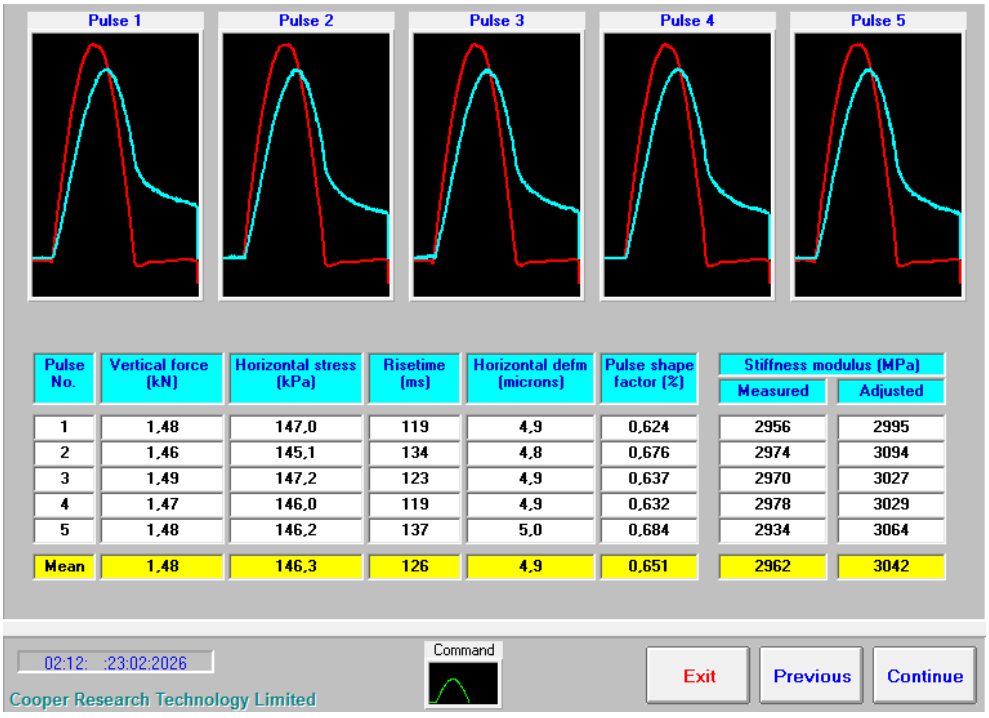
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,37	133,7	118	4,9	0,646	2716	2781
2	1,37	134,0	119	4,9	0,650	2727	2798
3	1,39	135,7	120	4,9	0,636	2729	2780
4	1,38	135,0	117	4,9	0,644	2726	2789
5	1,38	134,5	125	5,0	0,652	2672	2744
Mean	1,38	134,6	120	4,9	0,646	2714	2779

Briqueta 4



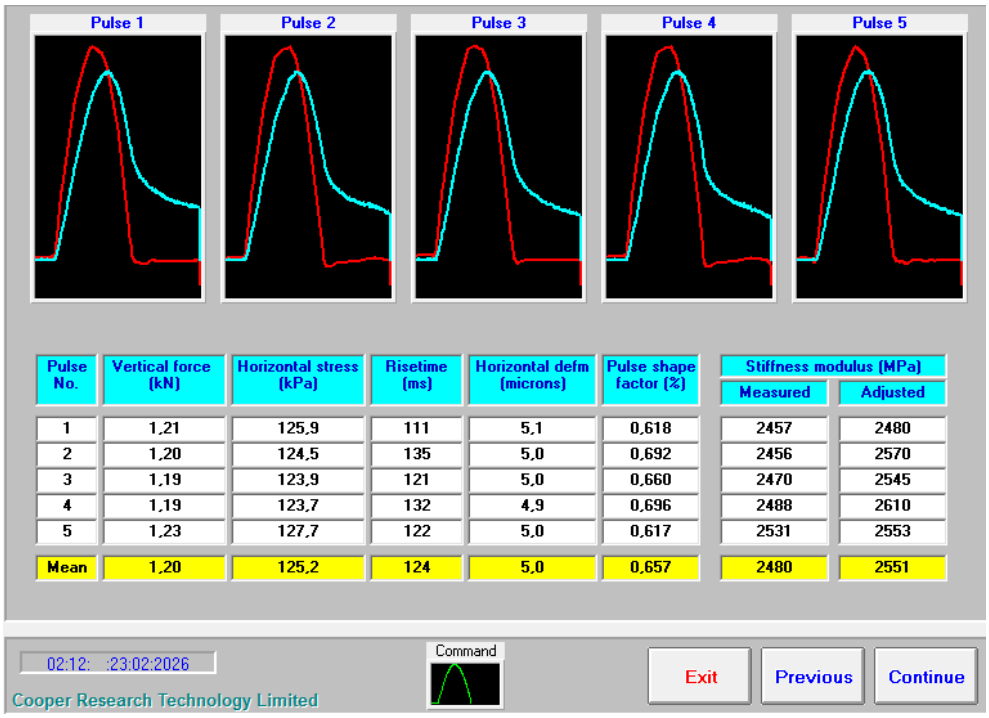
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,58	156,8	131	5,2	0,670	2993	3105
2	1,57	155,1	120	5,1	0,644	3025	3096
3	1,57	155,8	127	5,0	0,660	3076	3175
4	1,56	154,2	136	5,1	0,690	2999	3142
5	1,57	155,5	119	5,1	0,637	3034	3094
Mean	1,57	155,5	127	5,1	0,660	3025	3122

Briqueta 5



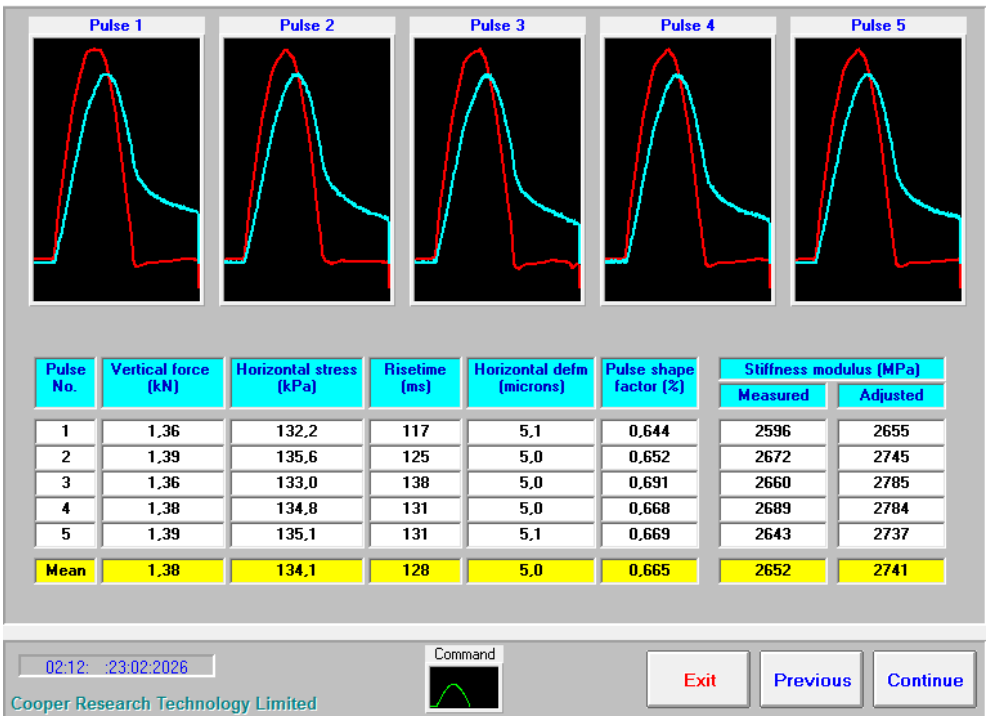
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,48	147,0	119	4,9	0,624	2956	2995
2	1,46	145,1	134	4,8	0,676	2974	3094
3	1,49	147,2	123	4,9	0,637	2970	3027
4	1,47	146,0	119	4,9	0,632	2978	3029
5	1,48	146,2	137	5,0	0,684	2934	3064
Mean	1,48	146,3	126	4,9	0,651	2962	3042

Briqueta 6



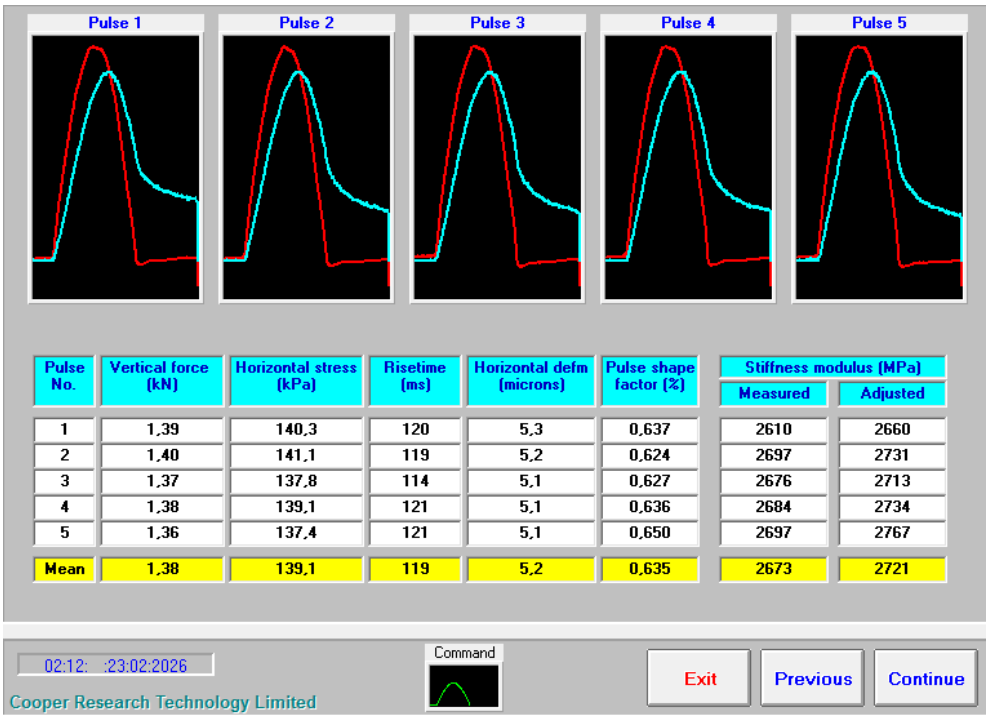
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,21	125,9	111	5,1	0,618	2457	2480
2	1,20	124,5	135	5,0	0,692	2456	2570
3	1,19	123,9	121	5,0	0,660	2470	2545
4	1,19	123,7	132	4,9	0,696	2488	2610
5	1,23	127,7	122	5,0	0,617	2531	2553
Mean	1,20	125,2	124	5,0	0,657	2480	2551

Briqueta 7



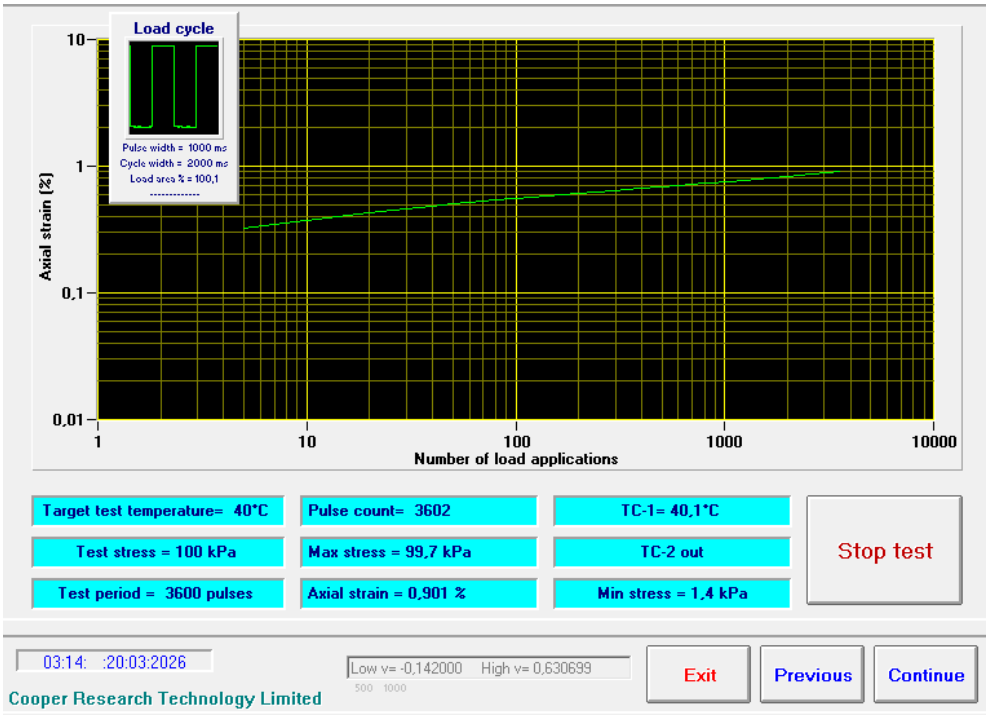
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,36	132,2	117	5,1	0,644	2596	2655
2	1,39	135,6	125	5,0	0,652	2672	2745
3	1,36	133,0	138	5,0	0,691	2660	2785
4	1,38	134,8	131	5,0	0,668	2689	2784
5	1,39	135,1	131	5,1	0,669	2643	2737
Mean	1,38	134,1	128	5,0	0,665	2652	2741

Briqueta 8

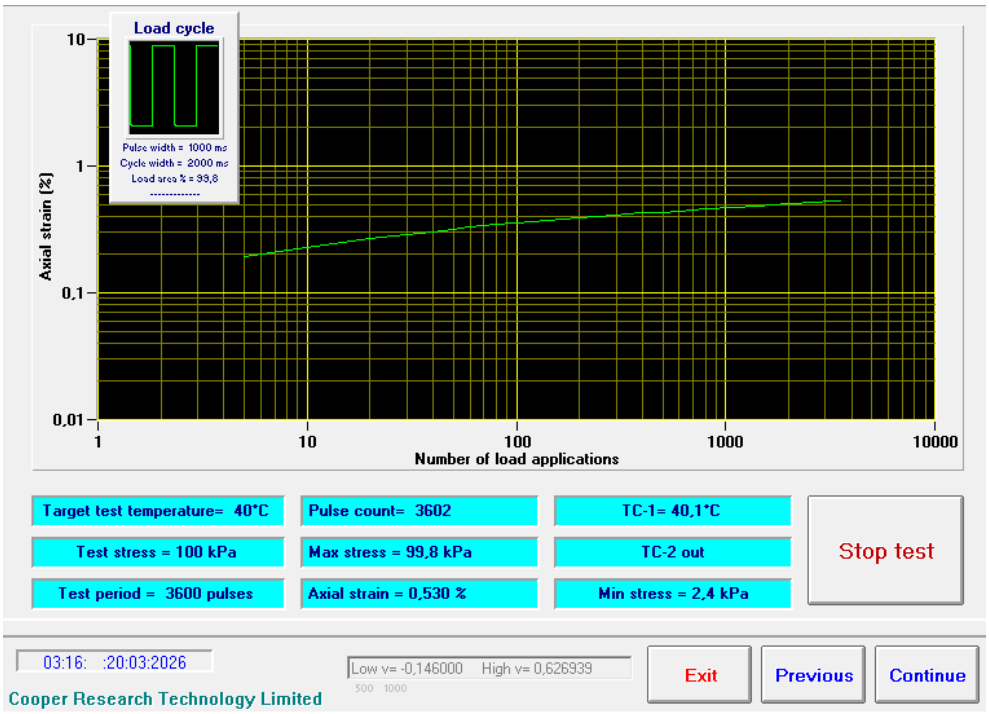


Briqueta 9

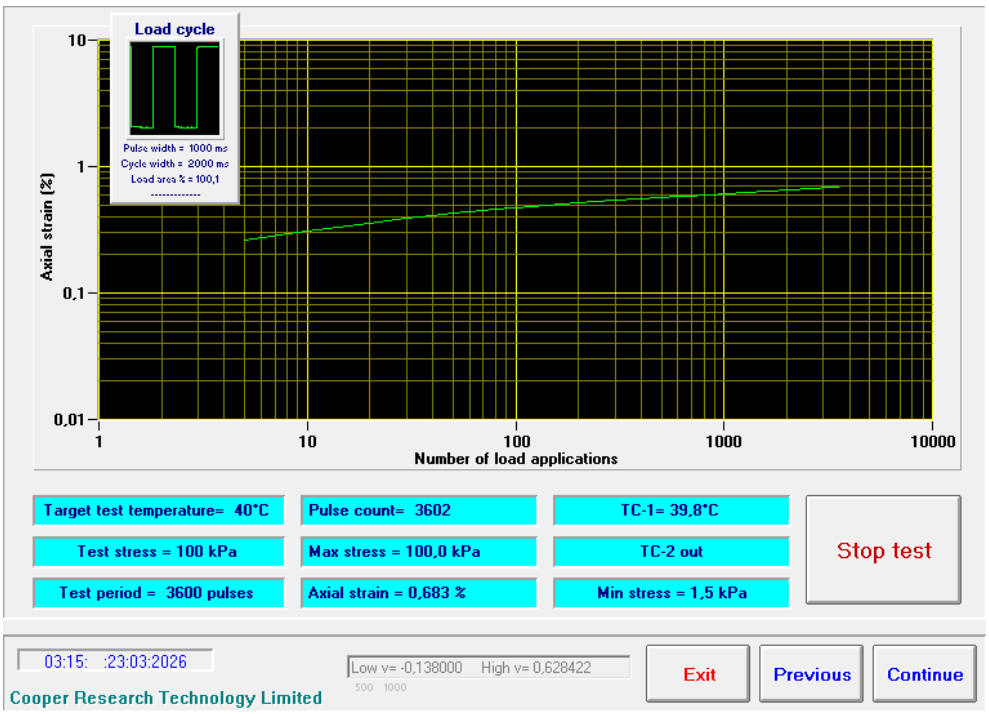
CARGA REPETIDA UNIAXIAL



Briqueta 1



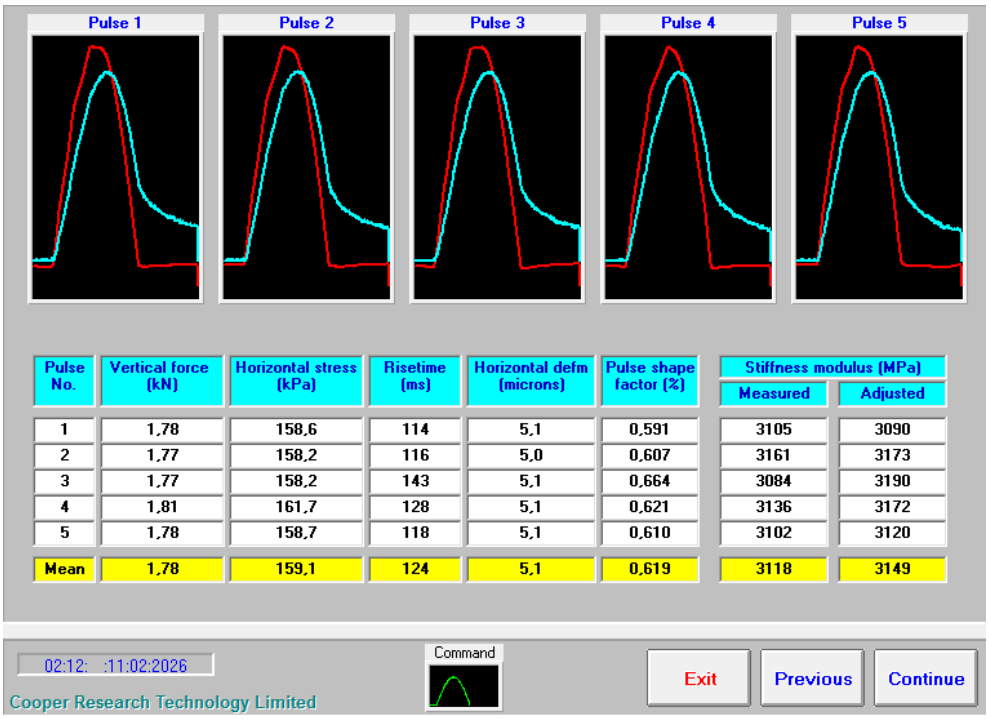
Briqueta 2



Briqueta 3

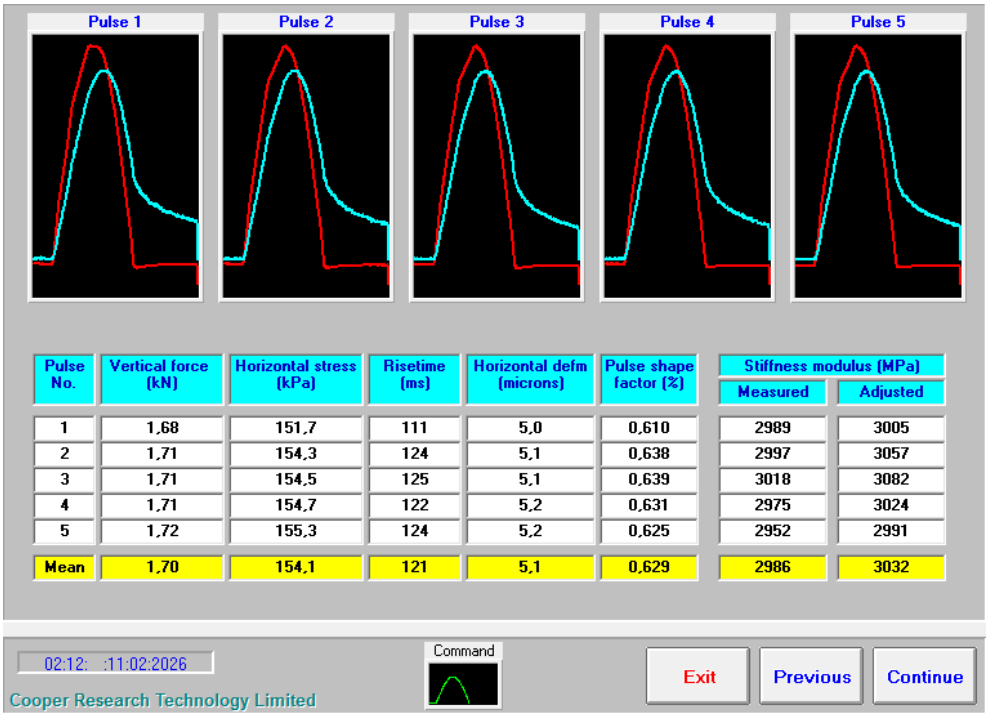
PLANTA 5

MÓDULOS DE RIGIDEZ



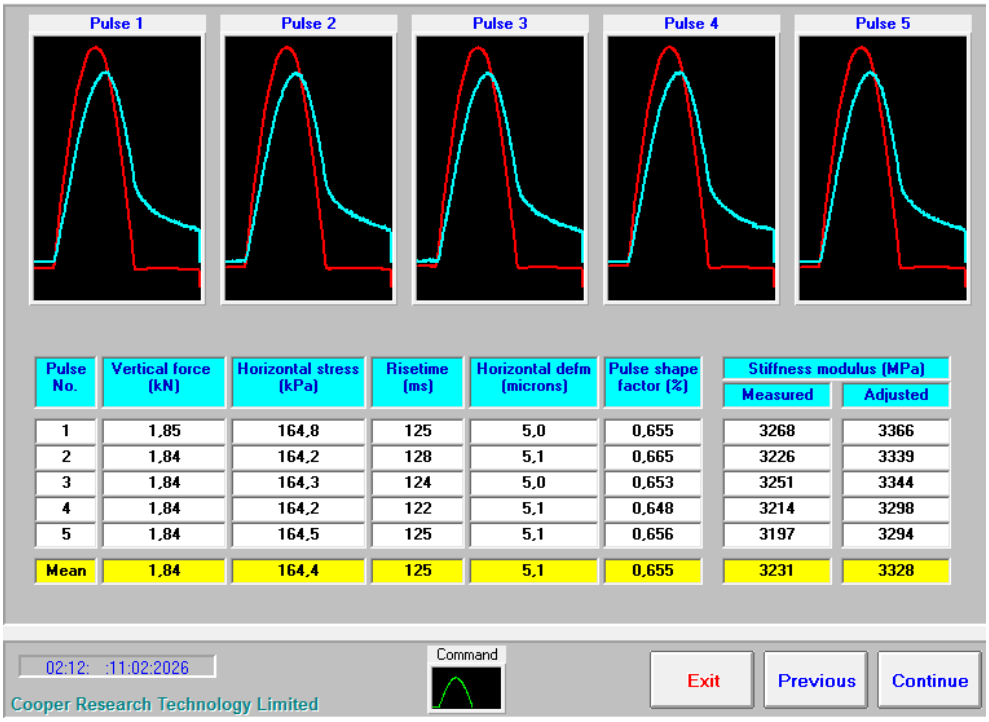
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa) Measured	Stiffness modulus (MPa) Adjusted
1	1,78	158,6	114	5,1	0,591	3105	3090
2	1,77	158,2	116	5,0	0,607	3161	3173
3	1,77	158,2	143	5,1	0,664	3084	3190
4	1,81	161,7	128	5,1	0,621	3136	3172
5	1,78	158,7	118	5,1	0,610	3102	3120
Mean	1,78	159,1	124	5,1	0,619	3118	3149

Briqueta 1



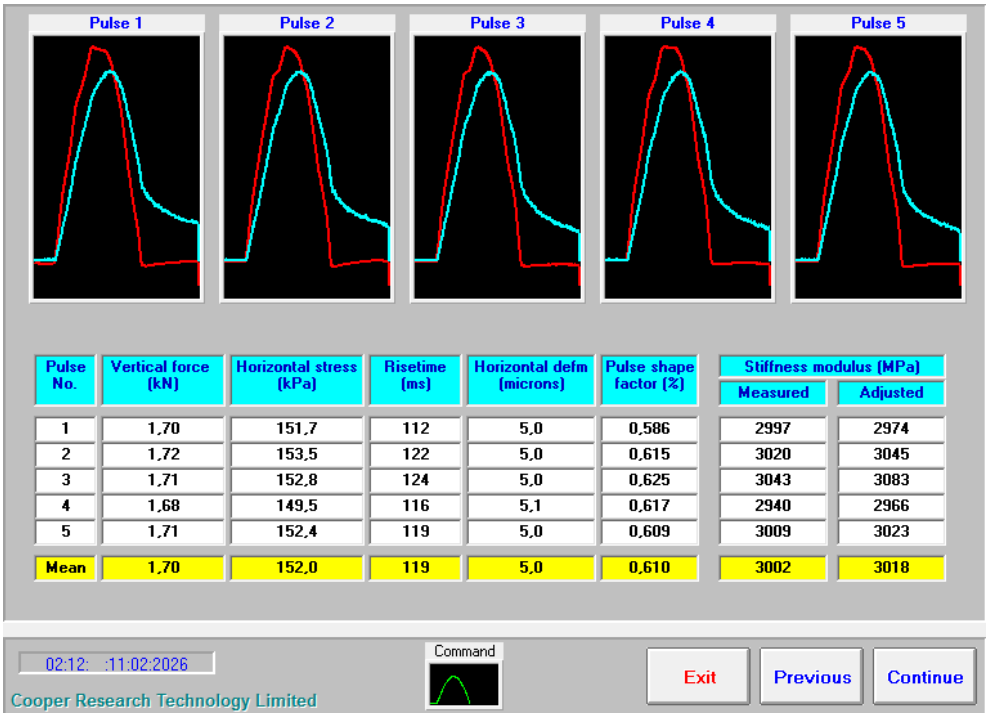
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa) Measured	Stiffness modulus (MPa) Adjusted
1	1,68	151,7	111	5,0	0,610	2989	3005
2	1,71	154,3	124	5,1	0,638	2997	3057
3	1,71	154,5	125	5,1	0,639	3018	3082
4	1,71	154,7	122	5,2	0,631	2975	3024
5	1,72	155,3	124	5,2	0,625	2952	2991
Mean	1,70	154,1	121	5,1	0,629	2986	3032

Briqueta 2



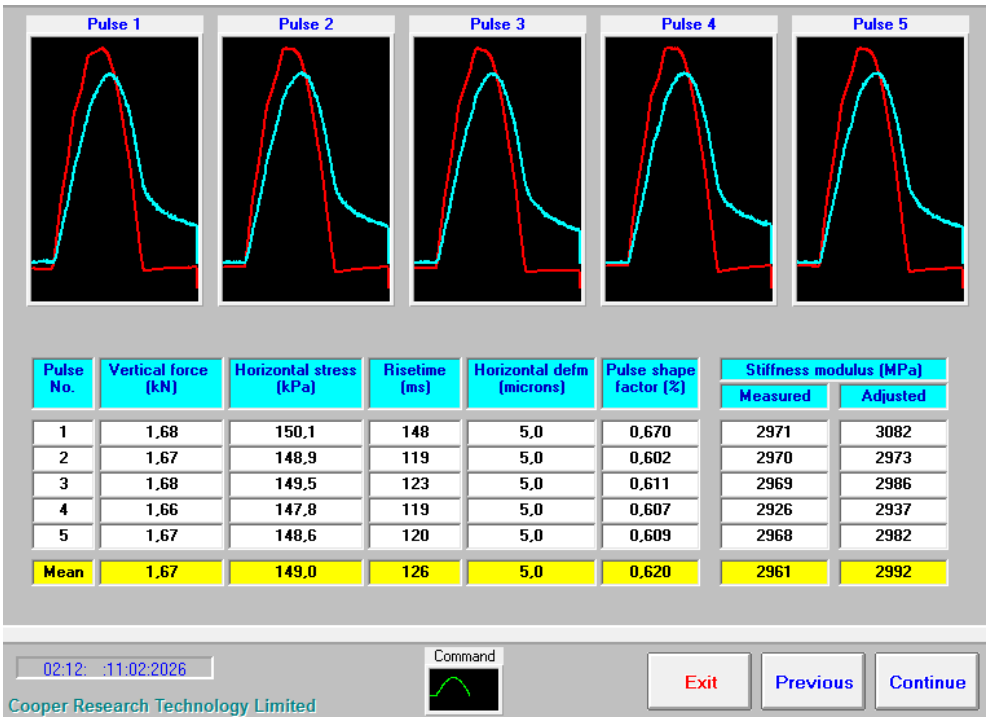
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,85	164,8	125	5,0	0,655	3268	3366
2	1,84	164,2	128	5,1	0,665	3226	3339
3	1,84	164,3	124	5,0	0,653	3251	3344
4	1,84	164,2	122	5,1	0,648	3214	3298
5	1,84	164,5	125	5,1	0,656	3197	3294
Mean	1,84	164,4	125	5,1	0,655	3231	3328

Briqueta 3



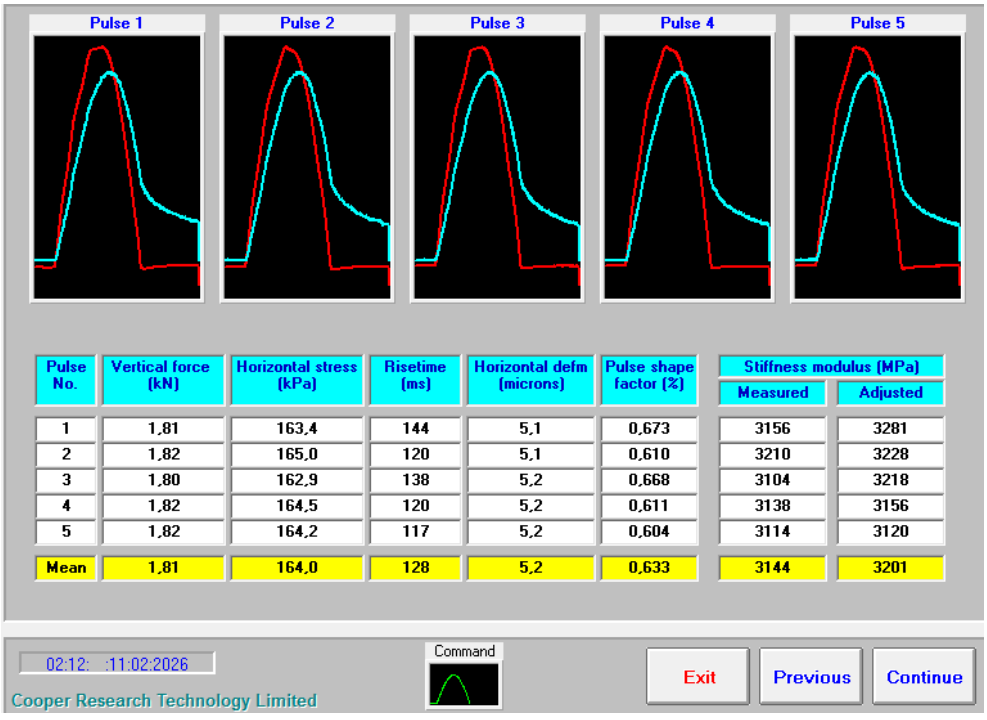
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,70	151,7	112	5,0	0,586	2997	2974
2	1,72	153,5	122	5,0	0,615	3020	3045
3	1,71	152,8	124	5,0	0,625	3043	3083
4	1,68	149,5	116	5,1	0,617	2940	2966
5	1,71	152,4	119	5,0	0,609	3009	3023
Mean	1,70	152,0	119	5,0	0,610	3002	3018

Briqueta 4



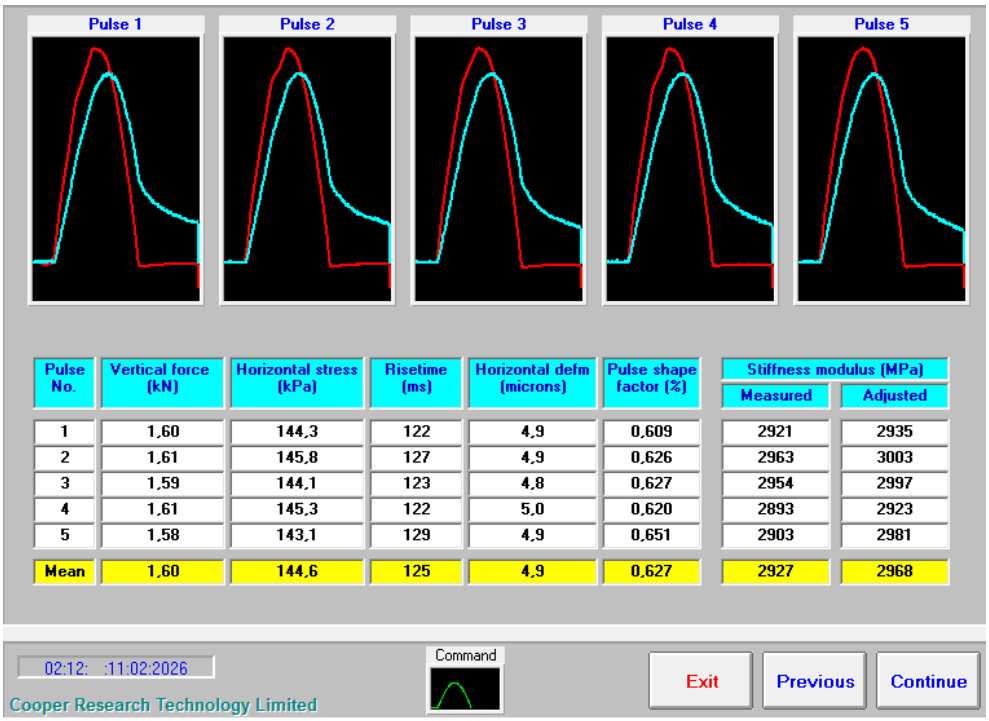
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,68	150,1	148	5,0	0,670	2971	3082
2	1,67	148,9	119	5,0	0,602	2970	2973
3	1,68	149,5	123	5,0	0,611	2969	2986
4	1,66	147,8	119	5,0	0,607	2926	2937
5	1,67	148,6	120	5,0	0,609	2968	2982
Mean	1,67	149,0	126	5,0	0,620	2961	2992

Briqueta 5



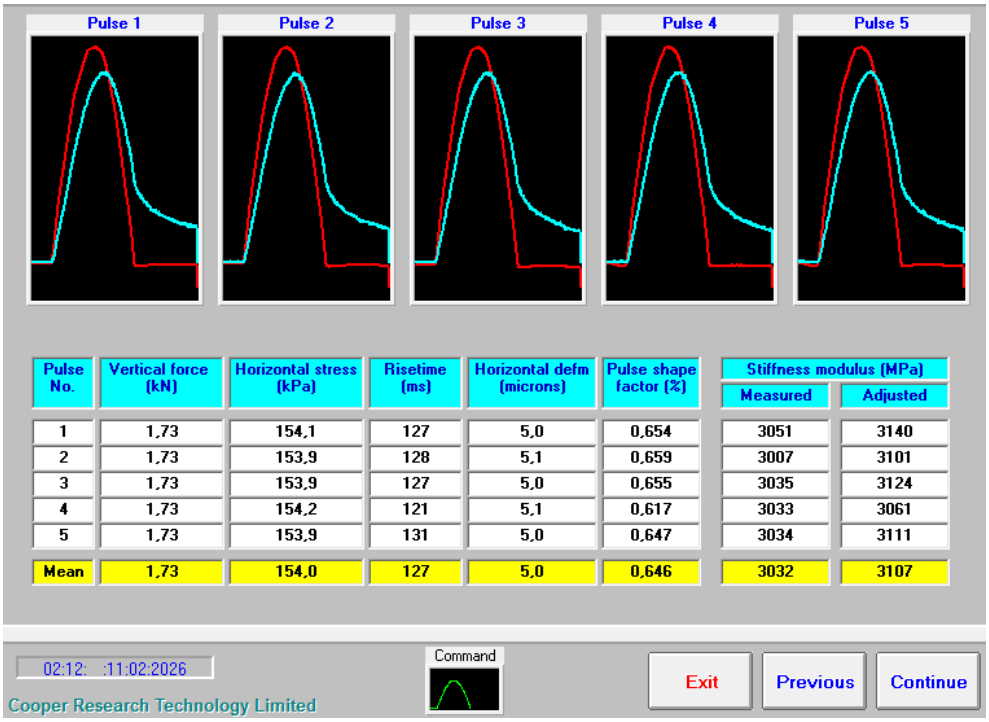
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,81	163,4	144	5,1	0,673	3156	3281
2	1,82	165,0	120	5,1	0,610	3210	3228
3	1,80	162,9	138	5,2	0,668	3104	3218
4	1,82	164,5	120	5,2	0,611	3138	3156
5	1,82	164,2	117	5,2	0,604	3114	3120
Mean	1,81	164,0	128	5,2	0,633	3144	3201

Briqueta 6



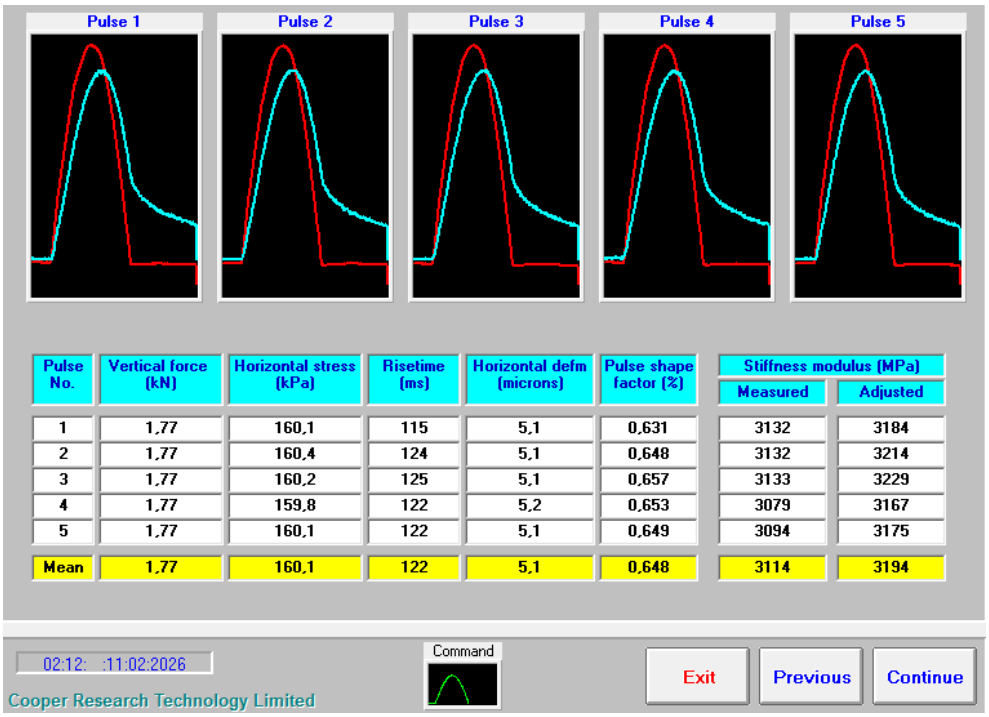
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,60	144,3	122	4,9	0,609	2921	2935
2	1,61	145,8	127	4,9	0,626	2963	3003
3	1,59	144,1	123	4,8	0,627	2954	2997
4	1,61	145,3	122	5,0	0,620	2893	2923
5	1,58	143,1	129	4,9	0,651	2903	2981
Mean	1,60	144,6	125	4,9	0,627	2927	2968

Briqueta 7



Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,73	154,1	127	5,0	0,654	3051	3140
2	1,73	153,9	128	5,1	0,659	3007	3101
3	1,73	153,9	127	5,0	0,655	3035	3124
4	1,73	154,2	121	5,1	0,617	3033	3061
5	1,73	153,9	131	5,0	0,647	3034	3111
Mean	1,73	154,0	127	5,0	0,646	3032	3107

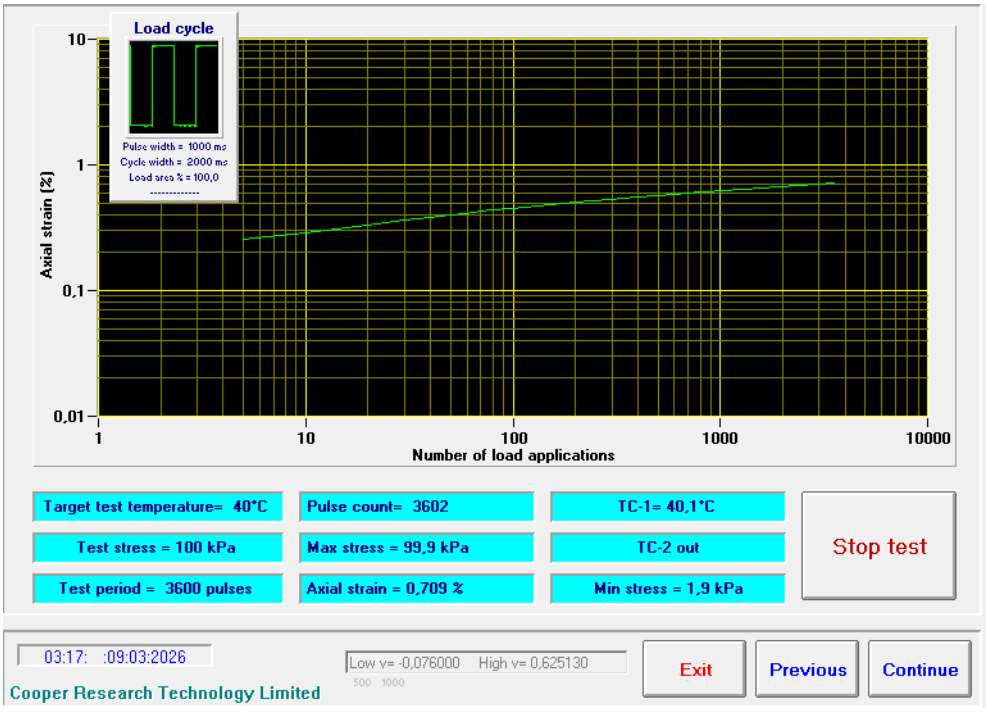
Briqueta 8



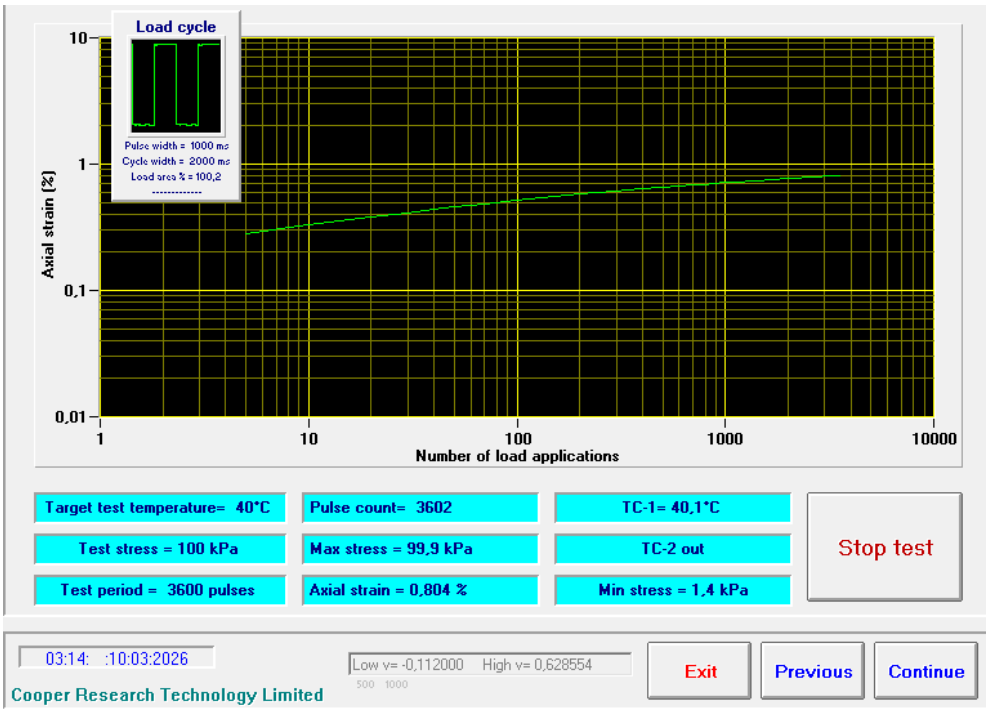
Pulse No.	Vertical force (kN)	Horizontal stress (kPa)	Risetime (ms)	Horizontal defm (microns)	Pulse shape factor (%)	Stiffness modulus (MPa)	
						Measured	Adjusted
1	1,77	160,1	115	5,1	0,631	3132	3184
2	1,77	160,4	124	5,1	0,648	3132	3214
3	1,77	160,2	125	5,1	0,657	3133	3229
4	1,77	159,8	122	5,2	0,653	3079	3167
5	1,77	160,1	122	5,1	0,649	3094	3175
Mean	1,77	160,1	122	5,1	0,648	3114	3194

Briqueta 9

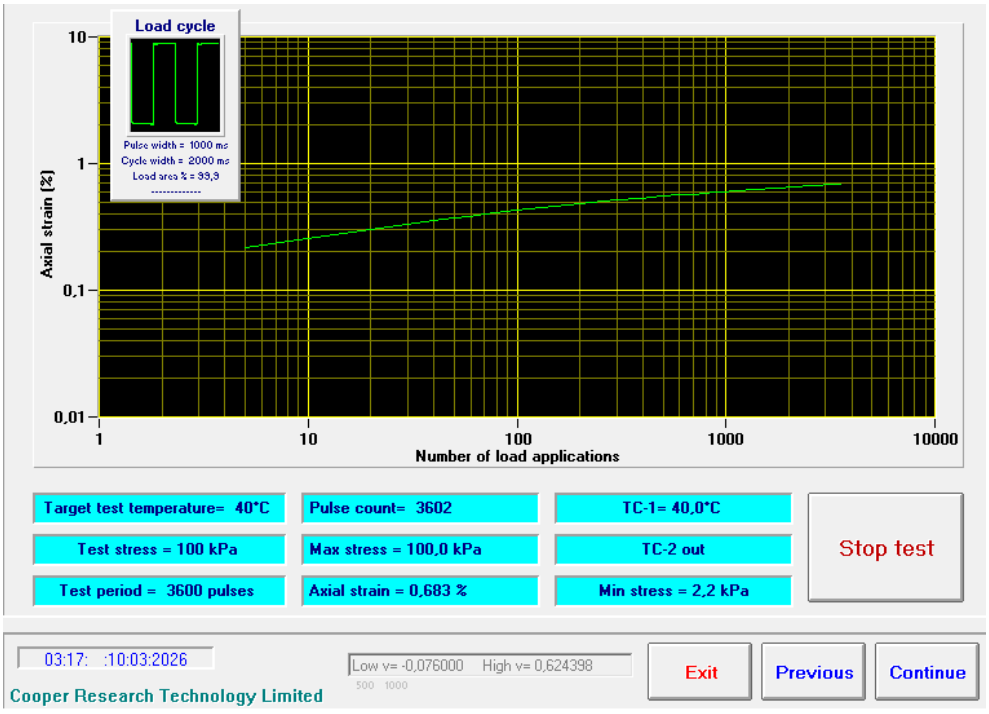
CARGA REPETIDA UNIAXIAL



Briqueta 1



Briqueta 2



Briqueta 3

DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Nosotros, Cesar Napoleón Barros Choez, con C.C: 0927252981 y Jorge Andrés Jaime Mendoza, con C.C: 0930851522, autores del trabajo de titulación: "Análisis de la resistencia a las deformaciones en mezclas asfálticas mediante pruebas monotónicas y dinámicas" previo a la obtención del grado de **MAGÍSTER EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaramos tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de graduación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizamos a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de graduación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, 19 de noviembre de 2026

f. _____

Nombre: Cesar Napoleón Barros Choez

C.C: 0927252981

f. _____

Nombre: Jorge Andrés Jaime Mendoza

C.C: 0930851522

REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA			
FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE GRADUACIÓN			
TÍTULO Y SUBTÍTULO:	Análisis de la resistencia a las deformaciones en mezclas asfálticas mediante pruebas monotónicas y dinámicas		
AUTOR(ES) (apellidos/nombres):	Cesar Napoleón Barros Choez Jorge Andrés Jaime Mendoza		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES) (apellidos/nombres):	Ing. Stefany Esther Alcívar Bastidas, Ph.D.		
INSTITUCIÓN:	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
UNIDAD/FACULTAD:	Subsistema de Posgrado		
MAESTRÍA/ESPECIALIDAD:	Maestría en Ingeniería de la Construcción		
GRADO OBTENIDO:	Magíster en Ingeniería de la Construcción		
FECHA DE PUBLICACIÓN:	19 de noviembre de 2026	**No. DE PÁGINAS:**	107
ÁREAS TEMÁTICAS:	Ingeniería vial; pavimentos flexibles; materiales de construcción; mezclas asfálticas		
PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:	Mezclas asfálticas; deformación permanente; módulo de rigidez; estabilidad Marshall; compresión cíclica; corte		

RESUMEN/ABSTRACT (150-250 palabras):
En Ecuador, el diseño y el control de calidad de las mezclas asfálticas se basan principalmente en criterios volumétricos y en la estabilidad Marshall, parámetros que no siempre reflejan la resistencia de la mezcla a las deformaciones permanentes. El objetivo de este trabajo fue evaluar los parámetros resistentes de mezclas asfálticas densas procedentes de cinco plantas cercanas a la ciudad de Guayaquil, elaboradas con agregados de distinto origen geológico (basaltos, pizarras tobáceas, diabasas, cantos rodados y calizas) y con cemento asfáltico AC-20, mediante pruebas monotónicas y dinámicas orientadas al control de las deformaciones plásticas. Con la mezcla de cada planta se confeccionaron 15 briquetas tipo Marshall compactadas a 75 golpes por cara, que se sometieron a dos pruebas dinámicas en el equipo NAT, módulo de rigidez a 20 °C y deformación unitaria bajo compresión cíclica sin confinamiento a 40 °C, y a dos pruebas monotónicas, estabilidad Marshall a 60 °C y resistencia al corte directo a 60 °C. Las principales conclusiones obtenidas se basan en las relaciones establecidas entre los resultados de las diferentes pruebas. El módulo de rigidez mostró una buena relación potencial con la deformación unitaria ($R^2 = 0,79$), y la resistencia al corte directo se relacionó linealmente con el módulo ($R^2 = 0,72$) y con la deformación estimada ($R^2 = 0,70$), mientras que la estabilidad Marshall no presentó relación adecuada con ninguno de estos parámetros ($R^2 \leq 0,09$). Ya que el parámetro resistente empleado en los controles actuales no garantiza un buen desempeño de las mezclas frente a las deformaciones, se requiere buscar pruebas adicionales o sustitutivas a la estabilidad Marshall. En esta dirección la prueba de corte realizada es de gran interés.

ADJUNTO PDF:	☒ SI	☐ NO
CONTACTO CON AUTOR/ES:	**Teléfono:** +593-	E-mail:
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN:	**Nombre:** Rommel Yela Acosta	
	Teléfono: +593 995934871	
	E-mail: rommel.yela@cu.ucsg.edu.ec	

SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA	
Nº. DE REGISTRO (en base a datos):	
Nº. DE CLASIFICACIÓN:	
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):	