NUMERO 20, MAYO DE 2026.

UTN-La Plata

TESIS DE BECARIOS DE INVESTIGACION 2025



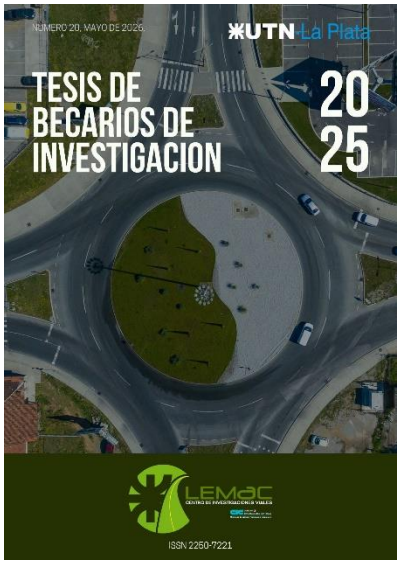
LEMaC
CENTRO DE INVESTIGACIONES VIALES

CIC COMISIÓN DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
Ministerio de Ciencia, Tecnología e Innovación

ISSN 2250-7221

TESIS DE BECARIOS DE INVESTIGACION

ISSN 2250-7221 | N° 20 |MAYO 2026



Sitio Web: https://lemac.frlp.utn.edu.ar/

e-mail: lemac@frlp.utn.edu.ar

Se encuentra registrada en las siguientes bases de datos: **BINPAR** (Bibliografía Nacional de Publicaciones Periódicas Registradas) del CAICYT CONICET, (Argentina); Sistema Regional de Información en Línea para Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal **Latindex** (México).

Director:
Dr. Ing. Julián Rivera

Subdirector:
Dr. Ing. Luis Delbono

Responsables de Áreas:

Pavimentos:
Dr. Ing. Ignacio Zapata Ferrero

Materiales viales:
Esp. Ing. Oscar Rebollo
Dr. Ing. Pablo Cabrera

Gestión y diseño vial:
Dr. Ing. Verónica Mechura

Corrección de estilo y Diagramación:
Arq. Gustavo Das Neves

Se presentan en este número las memorias sintéticas de la Tesis de Becarios 2025 efectuadas en el LEMaC. Como sucede todos los años, cada Alumno Becario cuenta con el apoyo de al menos un Docente Investigador del LEMaC, cumpliendo el rol de Director de Tesis. Si bien estos últimos intervienen en la redacción de las memorias de cada trabajo, son los Becarios los encargados finales de las mismas, revistiendo en la mayoría de los casos su primera publicación de un trabajo técnico. Comúnmente estas memorias son luego adaptadas y ampliadas en su redacción, para pasar a formar parte, en forma aislada o en conjunto con otros estudios asociados, de publicaciones en Reuniones Científicas o Revistas Indexadas, dada su pertenencia a una línea de estudio o un proyecto I+D del LEMaC.

INDICE página

DESEMPEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS MODIFICADAS CON GEOSINTÉTICO RECICLADO. Cristian Frías; Luis Delbono. 5

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS CON INCORPORACIÓN DE GEOSINTÉTICOS PROCESADOS MEDIANTE EL ENSAYO SCB. Lorena Valentina Klein; Luis Delbono. 11

HORMIGÓN DRENANTE PARA PAVIMENTOS Ludmila Vacca; Marcelo Barreda; Pablo Cabrera. 19

EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN INCONFINADA DE MEZCLAS SUELO ARENA EMULSIÓN. Franco Adorno; Ignacio Zapata Ferrero; J. Rivera. 27

DESARROLLO DE UNA SISTEMÁTICA DE ENSAYO ALTERNATIVA PARA LAS LECHADAS EN PROTECCIÓN DE RIEGOS DE LIGA. Joaquín Zeppa; J. Rivera; Ramiro Nosetti. 33

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO OPERATIVO DE INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS MEDIANTE EL HCM 2000. CASO DE ESTUDIO EN BERISSO. Agustina Parisi; Ignacio Zapata Ferrero. 41

EVALUACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO Y SEGURIDAD EN INFRAESTRUCTURAS VIALES DESTINADAS A CICLISTAS DE LA CIUDAD DE LA PLATA. María Ibañez; Verónica Mechura; Gustavo Das Neves. 47

ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL IMPACTO DE LOS BITRENES EN LAS RUTAS NACIONALES. Zoe De La Canal Nuccetelli; Ignacio Zapata Ferrero. 57

DISEÑO Y EVALUACIÓN PRELIMINAR DE UN ELEMENTO VIAL PASIVO FOTOLUMINISCENTE PARA CONTROL DE TRÁNSITO. Brisa Martínez; Verónica Mechura. 65

ESCALADO DEL PROCESO DE FABRICACIÓN ADITIVA, A PARTIR DE MATERIALES EN PASTA, PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LADRILLOS MACETEROS EN MAMPUESTO DE JARDINES VERTICALES. Marisol Chaira; Adrián Oviedo. 75

AVANCES EN EL DESARROLLO DE UN EQUIPO DE PLACAS CALIENTES CON CONTROLES AUTOMÁTICOS PARA MEDIR CONDUCTIVIDAD TÉRMICA EN MUESTRAS DE PAVIMENTOS. Maximiliano Neyen Martínez; Pablo Cabrera. 89

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL USO DEL NOMOGRAMA DE HEUKELOM CON EL VISCOSÍMETRO ROTACIONAL. Julieta Diaz; Oscar Rebollo. 95

EVALUACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL CEMENTO ASFÁLTICO MODIFICADO CON POLVO DE NEUMÁTICO FUERA DE USO PRETRATADO. Peters, Johanna; Ignacio Zapata Ferrero. 103

SIMULACIÓN DE TEMPERATURAS PARA DETERMINAR EL PG GEOGRÁFICO. Ariana Rosbaco; Pablo Cabrera; Oscar Rebollo. 111

DESEMPEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS MODIFICADAS CON GEOSINTÉTICO RECICLADO.

Becario; Cristian E. Frías (cristianezequielfrias@alu.frlp.utn.edu.ar)

Director; Héctor Luis Delbono (hdelbono@frlp.utn.edu.ar)

LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP-CIC PBA, Argentina. (lemac@frlp.utn.edu.ar)



Área: Pavimentos.

PID Asociado: Uso de mezclas asfálticas fresadas conteniendo geosintéticos reciclados en la rehabilitación de pavimentos. Código LPTVTCI703

RESUMEN

En este estudio se analiza el comportamiento de mezclas asfálticas en caliente con la inclusión de material geosintético. A través de ensayo de Módulo bajo la normativa UNE-EN 12697-26-2006, se comparan mezclas convencionales sin geosintético con aquellas que incorporan estos, con el fin de establecer su viabilidad como una alternativa sostenible para la rehabilitación de pavimentos. Los resultados evidencian que determinadas incorporaciones de geosintético reciclado permiten incrementar el módulo de rigidez, mostrando potencial para aplicaciones de rehabilitación vial.

Palabras clave: Mezcla asfáltica, Geotextil No Tejido, Módulo de Rigidez.

1. INTRODUCCIÓN

La rehabilitación de pavimentos representa un aspecto clave en el ámbito vial, ya que permite extender la vida útil de las infraestructuras existentes y optimizar el uso de materiales y recursos económicos. Con el paso del tiempo, el tránsito constante y las condiciones ambientales adversas provocan el deterioro de los pavimentos, lo que genera fisuras, deformaciones y pérdida de capacidad estructural. Tradicionalmente, la reparación de pavimentos implica la remoción de capas deterioradas y la aplicación de nuevas mezclas asfálticas, lo que conlleva altos costos y un impacto ambiental significativo. En este contexto, surge la necesidad de evaluar nuevas técnicas y materiales que contribuyan a mejorar el desempeño de los pavimentos sin comprometer la sostenibilidad.

Los geosintéticos son ampliamente utilizados en obras viales como sistemas de refuerzo, principalmente en obras de rehabilitación para retardar el reflejo de fisuras. Entre ellos, el geotextil no tejido ha demostrado un comportamiento favorable debido a su capacidad para absorber tensiones, distribuir esfuerzos y contribuir a disminuir el deterioro prematuro de las capas asfálticas.

En el presente estudio, se emplea el geotextil no tejido no en su forma convencional de aplicación, sino incorporado directamente en la mezcla asfáltica en caliente como material reciclado proveniente de desechos de la industria textil. De esta manera, se evalúa la posibilidad de reutilizar este residuo como modificador, analizando su influencia sobre el comportamiento de la mezcla asfáltica. Para ello, se estudia el desempeño de las mezclas asfálticas elaboradas mediante el ensayo de Módulo de Rigidez, comparando los resultados obtenidos con los correspondientes a mezclas convencionales sin incorporación de geosintético. El objetivo es determinar si esta alternativa representa una solución técnicamente viable y ambientalmente sostenible para aplicaciones en rehabilitación de pavimentos.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Para la realización de este estudio, se emplean probetas patrón que han sido elaboradas previamente, con diferentes grados de compactación (aplicando 50 y 75 golpes por cara) y diversas dotaciones de cemento asfáltico. Estas probetas, cuyos parámetros iniciales se conocen, se disgregan y posteriormente se vuelven a modelar, incorporando geotextil no tejido.

2.1 Geotextil

El geotextil utilizado es del tipo No Tejido de 150 g/m^2, elaborado a base de fibras de polipropileno, Figura 1. Este material se caracteriza por su flexibilidad, capacidad para absorber y distribuir tensiones. Al ser colocado en la interfase de capas asfálticas, contribuye a disminuir la propagación de fisuras, aumentando la durabilidad del sistema de pavimentación [4]. Tiene una resistencia a tracción de 6,37 KN/m para una deformación de 52,5 mm. y corresponde a un residuo proveniente de la industria textil.



Figura 1. Geotextil No Tejido. Fuente: Elaboración Propia

Para su incorporación en la presente investigación, una parte del material fue procesada mediante trituración mecánica utilizando un molino (Figura 2), obteniéndose el material denominado geotextil 1 (Figura 3). Asimismo, se empleó una segunda variante, denominada geotextil 2, compuesta por fragmentos de aproximadamente 2 cm × 2 cm obtenidos mediante corte manual (Figura 4). Ambos materiales fueron incorporados en la elaboración de las probetas asfálticas con el fin de evaluar la influencia del tamaño y forma del geosintético reciclado sobre el comportamiento mecánico de la mezcla.



Figura 2. Proceso de triturado de Geotextil No Tejido (geotextil 1). Fuente: Elaboración Propia



Figura 3. Material Geotextil No Tejido triturado (geotextil 1). Fuente: Elaboración Propia



Figura 4. Proceso de fragmentación de Geotextil No Tejido (geotextil 2). Fuente: Elaboración Propia

2.2 Tipo de Mezcla

Se adopta para la investigación un Concreto Asfáltico Denso en Caliente, con tamaño máximo de agregado de 19 mm, denominada (CAC D19), empleando dos tipos cemento asfáltico, un CA30 y un AM3. Estas mezclas son las utilizadas en la autopista Buenos Aires – La Plata.

2.3 Metodología

Se confeccionan probetas cilíndricas de 10 cm de diámetro según la Normativa IRAM 6845 [3]. Tomando como base la mezcla patrón, se le incorpora diferente porcentaje de geotextil no tejido proveniente de residuo de fábrica, en cantidad que fue determinada en función del peso de la probeta Marshall.

Se emplearon dos porcentajes diferentes de material geosintético siendo 0,3 y 0,7% respecto al peso de la probeta de 1200 gramos.

Las probetas Marshall, por cada tipología de mezcla asfáltica, se moldean una a una, incorporando el geosintético a cada probeta, de manera de asegurar el porcentaje en cada una de ellas. Una vez moldeadas se procede a la compactación aplicando 75 golpes por cara. Se dejan enfrían y se desmoldan. Se determina la densidad aparente de cada probeta en g/m^3, el porcentaje de vacíos en % y los vacíos de agregado mineral (VAM) en %.

La Tabla 1 describe los diferentes especímenes elaborados discriminando el tipo de mezcla, la proporción de cemento asfáltico y la cantidad de geosintético incorporado con sus respectivas fracciones.

Tabla 1. Identificación de las probetas elaboradas.

A	AM3 con 4,73% de CA30
B	CAC D19 con 5,1% de CA30 + Geotextil 1 (2,1 g)
C	CAC D19 con 4,72% de CA30 + Geotextil 2 (8,4 g)
D	AM3 con 4,73% de CA30 + Geotextil 1(4,2 g)

Las probetas se ensayan empleando el ensayo de Módulo de Rigidez empleando la normativa UNE-EN 12697-26-2006. Inicialmente, a la primera probeta, se le aplico una carga de 70 kg, viendo que las deformaciones dieron por encima del rango aceptado, se procedió a bajar la misma a 50 kg para las restantes.

Previamente al ensayo, se registran los diámetros y espesores promedio. Luego se acondicionan en cámara térmica a 23°C durante 2 horas. Posteriormente cada una se coloca en el equipo de ensayo, calibrando los LDVT (medidores de desplazamiento) procediendo seguidamente a ejecutar el ensayo aplicándose una carga adoptada de 50 kg.

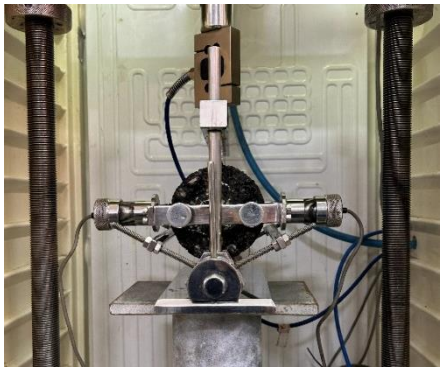


Figura 5. Probeta en equipo de ensayo.
Fuente: Elaboración Propia

Durante el ensayo se realizan lecturas en dos posiciones (Tabla 2), a fin de verificar la dispersión de resultados. A partir de los valores de carga, geometría de la probeta y deformación horizontal registrada, el software del equipo calcula el módulo

de rigidez, expresado en MPa, como el promedio de los últimos 5 ciclos de carga, de un total de 25 ciclos aplicados. Posteriormente se evalúa la repetibilidad de las mediciones, considerando los límites de dispersión establecidos por la normativa para validar cada resultado.

3. RESULTADOS

Se presenta en la Tabla 2 los resultados correspondientes a una probeta en ambas posiciones, correspondiente a la probeta A1.

	Ev. N°	Def. Max. [µm]	Def. Relativa [µm]	Fuerza Max. [N]	ϕ [°]	Módulo [MPa]	F. de Área	Módulo Correg.
Posición 1	24	0,65	1,60	501	1022	3936	0,53	3779
	25	0,63	1,54	495	-82,7	4031	0,56	3915
	26	0,48	1,37	499	380	4560	0,55	4430
	27	0,42	1,20	496	1065	5201	0,53	4994
	28	0,54	1,34	500	512	4672	0,57	4578
Posición 2	24	4,11	1,23	492	1649	5011	0,57	5348
	25	4,34	1,12	488	1289	5459	0,57	5348
	26	4,63	1,23	488	640	4973	0,51	4707
	27	4,81	1,43	488	881	4283	0,53	4106
	28	4,80	1,13	488	1000	5405	0,56	5263

Tabla 2. Resultados del espécimen 1 correspondiente a la mezcla A.

A partir de los resultados, se realiza un promedio entre los módulos de los últimos 5 ciclos de ambas posiciones para comparar la dispersión, como se observa en la Tabla 3.

Testigo N°	Módulo de Rigidez Posición 1	Módulo de Rigidez Posición 2	Dispersión	Cumple Dispersión	Módulo de Rigidez [MPa]
A1	4339	4954	14,20%	No Cumple	Rehacer

Tabla 3. Resultados del espécimen 1 correspondiente a la mezcla A.

Esto se realiza para cada una de las probetas descriptas en la Tabla 1.

A continuación, en la Tabla 4, se muestra un resumen de los resultados de módulo de rigidez para las diferentes mezclas asfálticas.

Tabla 4. Resultados de módulo de rigidez de las mezclas asfálticas.

Mezcla	Dispersión	Módulo de Rigidez [MPa]
A	6,75	6.259
B	-1,00	12.074
C	6,35	6.595
D	-7,20	8.650

Adicionalmente, luego de efectuar el ensayo de módulo de rigidez se ejecutó el ensayo Marshall a dichas probetas.

En la Tabla 5 se expresan los resultados obtenidos del ensayo Marshall.

Tipo de Mezclas	Asfalto (%)	Estabilidad (KN)	Fluencia (mm)	Relación E/F (kN/mm)	Densidad Aparente (g/cm³)	VAM (%)	Vacíos (%)
A	4,73	14,65	3,8	3,85	2,421	15,4	3,9
B	4,72	15,61	4,4	3,55	2,373	26,9	15,7
C	4,72	18,71	3,92	4,77	2,440	24,8	13,3
D	4,73	12,33	4,31	2,86	2,420	12,8	3,8

Tabla 5. Resumen Resultados Ensayo Marshall.

Como referencia para la presente investigación se considera que para una mezcla asfáltica CAC D 19 con CA30 se obtiene un módulo de aproximadamente 5.965 MPa, tomado de la Tesis Doctoral de Juan Pablo Raffaelli [5].

4. DISCUSIONES

La norma UNE-EN 12697-26 establece que el ensayo debe desarrollarse dentro del rango viscoelástico lineal, lo que en equipos de tracción indirecta corresponde a deformaciones horizontales máximas del orden de 3 a 5 μm. Valores fuera de este intervalo pueden invalidar el ensayo, ya sea por pérdida de precisión en deformaciones bajas o por comportamiento no lineal de la mezcla en deformaciones elevadas.
En total se ensayaron 15 probetas, de las cuales 6 cumplen con los criterios de repetibilidad establecidos. La dispersión de resultados entre las distintas posiciones de ensayo evidenció una aceptable variación de las mediciones, las deformaciones registradas resultaron inferiores al rango recomendado por la normativa. Esto sugiere que la carga aplicada durante el ensayo podría haber sido insuficiente para desarrollar plenamente el comportamiento viscoelástico lineal de la mezcla, por lo que se recomienda, en futuras investigaciones, incrementar la carga de ensayo a fin de alcanzar niveles de deformación compatibles con la norma y obtener resultados más representativos y válidos.

5. CONCLUSIÓNES

Del análisis de los resultados del ensayo de módulo de rigidez realizado según la UNE-EN 12697-26, se observa que la incorporación de geosintético reciclado modifica significativamente el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas evaluadas.

La mezcla D presentó un módulo de rigidez de 8,65 MPa, valor superior al obtenido para la mezcla A correspondiente a la mezcla modificada sin incorporación de geosintético, cuyo módulo fue de 6,25 MPa. Este incremento evidencia que la incorporación del geotextil produce modificaciones significativas en la rigidez de la mezcla asfáltica en el orden de 38,4%.

Por su parte, las mezclas B con geotextil 1 y C con geotextil 2 también registraron aumentos en el módulo de rigidez, alcanzando valores de 12,07 MPa y 6,59 MPa, respectivamente. En particular, la mezcla B, que cuenta con la incorporación del geotextil proveniente de residuo triturado en molino, presentó el comportamiento más destacado, ya que prácticamente duplicó el valor de referencia correspondiente a la mezcla convencional (5,965 MPa). Estos resultados permiten inferir que la incorporación del geotextil

mejora la interacción dentro de la matriz asfáltica, favoreciendo una distribución más eficiente de las tensiones internas y contribuyendo a una mayor resistencia frente a deformaciones producidas por cargas repetidas.

En términos generales, los resultados obtenidos demuestran que la reutilización de geosintéticos reciclados en mezclas asfálticas posee potencial técnico para aplicaciones en rehabilitación vial, permitiendo mejorar la rigidez estructural de determinadas mezclas y contribuyendo simultáneamente a la valorización de residuos industriales dentro de una estrategia de infraestructura vial sostenible.

Se constata en la Tabla 5 el incremento de estabilidad con incorporación de materiales geosintéticos.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] Delbono, H. L., et al. (2014). *Estudio de grillas poliméricas como sistemas anti reflejo de fisuras bajo solicitaciones dinámicas* (Tesis doctoral inédita). Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional La Plata. ISBN 978-987-1896-38-7. Argentina.

[2] Dirección Nacional de Vialidad. (2017). *Pliego de especificaciones técnicas generales para concretos asfálticos en caliente y semicaliente del tipo densos*. Dirección Nacional de Vialidad. Argentina.

[3] Instituto Argentino de Normalización y Certificación, IRAM. (2016). *IRAM 6845: Mezclas asfálticas. Método de ensayo para mezclas asfálticas en caliente* (3.ª ed.). Argentina.

[4] Geoace Perú. (2023). Geotextil: Diferencias entre geotextil tejido y no tejido. https://www.geoaceperu.com/blog/diferencias-geotextil-tejido-y-no-tejido/

[5] Juan Pablo Raffaelli (2025). Desarrollo de Modelos de Fatiga para Mezclas Asfálticas, en Métodos Empírico Mecanicistas Argentinos. Tesis Doctoral. Universidad de Rosario. Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura Escuela de Posgrado y Educación Continua.

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS CON INCORPORACIÓN DE GEOSINTÉTICOS PROCESADOS MEDIANTE EL ENSAYO SCB

Becaria; Lorena Valentina Klein (lorenavalentinaklein@gmail.com)

Director; Héctor Luis Delbono (hdelbono@frlp.utn.edu.ar)

LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP-CIC PBA, Argentina.
(lemac@frlp.utn.edu.ar)



Área: Pavimentos.

PID Asociado: Uso de mezclas asfálticas fresadas conteniendo geosintéticos reciclados en la rehabilitación de pavimentos. Código LPTVTCI703

RESUMEN

En el presente trabajo se evalúa el desempeño de mezclas asfálticas con incorporación de materiales geosintéticos reciclados provenientes de la industria textil, mediante el ensayo SCB (*Semi-Circular Bending*). Este ensayo permite caracterizar el comportamiento frente a la fisuración y la resistencia a la fatiga de las mezclas asfálticas.

Se encuentra que la incorporación de geosintéticos reciclados modifica la estructura interna de la mezcla asfáltica, afectando su densidad y comportamiento mecánico. Su efectividad no es uniforme, ya que puede mejorar la resistencia a la fisuración en ciertos casos, dependiendo de su adecuada integración con la matriz asfáltica.

Palabras clave: Geosintéticos, Pavimento, Mezcla Asfáltica, Semi Probeta, Fatiga

1. INTRODUCCIÓN

La fatiga en mezclas asfálticas constituye uno de los principales mecanismos de deterioro en pavimentos flexibles. Este fenómeno se origina como consecuencia de la aplicación repetida de las cargas del tránsito, que generan la iniciación y propagación progresiva de fisuras.

Con el transcurso del tiempo, los pavimentos experimentan un proceso de degradación que conduce a la necesidad de su rehabilitación. Entre las técnicas más empleadas se encuentra el fresado de las capas asfálticas, mediante el cual se remueve parte del pavimento existente. Este proceso genera el denominado Pavimento Asfáltico Reciclado (RAP, Reclaimed Asphalt Pavement), material que puede ser reutilizado en la producción de nuevas mezclas asfálticas en la construcción de estructuras viales. Su utilización permite no solo reducir costos, sino también mejorar el desempeño respecto de soluciones tradicionales, según diversos estudios. (Souza, T. R.-2024)

En paralelo, se ha incrementado el uso de geosintéticos como elementos de refuerzo, debido a su capacidad para retardar la propagación de fisuras y mejorar el comportamiento estructural del pavimento. La combinación de estas prácticas da lugar a un nuevo material, generado a partir del fresado de capas asfálticas que contienen geosintéticos, denominado G-RAP (Geosynthetic-Reinforced Reclaimed Asphalt Pavement). (Rodrigues Souza, T., & Correia, N. de S.-2025)

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Dado que se trata de un material emergente, resulta fundamental evaluar sus propiedades mecánicas, considerando parámetros como la resistencia a la fatiga y al ahuellamiento, entre otros. En este trabajo,

se analiza la resistencia a la fatiga de mezclas elaboradas con G-RAP mediante el ensayo de flexión semicircular (Semi-Circular Bending Test, SCB), método ampliamente utilizado para caracterizar la resistencia a la fisuración y el comportamiento a fatiga de mezclas asfálticas a temperaturas intermedias.

2.1 Métodos

Se emplea el ensayo SCB que consiste en una prueba de carga en tres puntos, en la cual la probeta se apoya sobre dos puntos inferiores mientras que la carga se aplica en un tercer punto ubicado en la parte central superior, en la dirección vertical.

El ensayo SCB fue desarrollado para determinar propiedades vinculadas al comportamiento a la fractura del concreto asfáltico. Entre los parámetros obtenidos, uno de los más relevantes es la energía de fractura (Gf en J/m^2), la cual se determina a partir del área bajo la curva carga–desplazamiento registrada durante el ensayo. Asimismo, es posible calcular otros indicadores como: la resistencia máxima, la rigidez inicial y, parámetros asociados a la propagación de fisuras.

Para su ejecución, se elaboran probetas de 150 mm de diámetro y 50 mm de espesor, las cuales son cortadas a la mitad resultando de forma semicircular. Luego, se realiza una entalla en la zona central inferior de la probeta de 15 mm de profundidad, para inducir la iniciación de la fisura en una zona controlada. Las temperaturas de elaboración y compactación deben ajustarse a las especificaciones correspondientes de cada mezcla asfáltica para garantizar la representatividad de los resultados.



Figura 1. Propagación de fisuras

2.2 Materiales

2.2.1 Geosintéticos

En esta primera experiencia se utiliza un geotextil no tejido, obtenido a partir de desechos textiles, el cual se llevó a una planta de procesamiento, donde un tambor de acero con un eje vertical, en la que se hallan cuchillas, proceso el material (Ver Figura 1).



Figura 2. Procesamiento de geosintético y material obtenido

La cantidad de residuo geosintético a incorporar se establece realizando una relación entre el peso del material para un área de $1m^2$, siendo este de 1050 gramos, y se toma el equivalente para el área de la probeta de ensayo SCB, resultando de 18,5 gramos, para una probeta de 150 mm de diámetro.

2.2.2 Mezcla Asfáltica

La mezcla analizada es una mezcla densa en caliente tipo CAC D19, compuesta por agregados pétreos de tamaño máximo nominal de 19 mm y ligante asfáltico. Se utilizaron dos ligantes: uno convencional CA-30 (MPC; C+G) y otro modificado AM3 (MPM; M+G).

La Tabla 1 presenta los parámetros Marshall de la mezcla para cada ligante asfáltico empleado.

Tabla 1-Resultados parámetros Marshall

Mezcla	Cemento asfáltico	Asfalto (%)	Estabilidad (KN)	Fluencia (mm)	Relación E/F (kN/mm)	Densidad Aparente (g/cm^3)	VAM (%)	Vacíos (%)
MPM	AM3	4,73	11,56	3,27	3,54	2,41	15,70	4,30
MPC	CA-30	4,72	11,08	3,43	3,23	2,43	14,90	3,43

Resultados Marshall								
Mezcla	Cemento asfáltico	Asfalto (%)	Estabilidad (KN)	Fluencia (mm)	Relación E/F (kN/mm)	Densidad Aparente (g/cm3)	VAM (%)	Vacíos (%)
MPM	AM3	4,73	11,56	3,27	3,54	2,41	15,70	4,30
MPC	CA-30	4,72	11,08	3,43	3,23	2,43	14,90	3,43

2.2.3 Confección de probetas.

Para la elaboración de las probetas se utilizan moldes de 150 mm de diámetro, como se muestra en la Figura 3. A partir de la densidad Marshall de la mezcla, se calcula la cantidad de material necesario para cumplir con los parámetros geométricos requeridos.

Las probetas se moldean una a una para establecer la cantidad justa de material geosintético en cada probeta, en este caso cuentan con un área de 0,0176m^2. Ver Figura 3.

Para efectuar la compactación se acondiciona previamente el molde en estufa, se moldea a una temperatura de 155°C, se lleva a una prensa hidráulica, como se muestra en la Figura 4. utilizando un pisón calibrado se compacta hasta alcanzar la altura de la probeta (espesor) de 50mm. La carga de compactación se mantiene durante 5 minutos con el objetivo de favorecer la redistribución de tensiones internas y la adecuada distribución de los agregados.



Figura 3. Moldeo de probetas

Finalizado este período se retira la carga, se deja enfriar la probeta hasta alcanzar una temperatura adecuada para proceder al desmolde. Luego las probetas identificadas marcando el diámetro de la probeta para ser aserradas en la mitad, practicando una entalladura en el centro de la semiprobeta obtenida, con una profundidad de 15 mm.

Se obtienen así la serie de probetas de mezcla asfáltica con CA30 y AM3, con y sin incorporación de geotextil no tejido, respectivamente para los ensayos. (Ver Figura 4)



Figura 4. Molde, compactación en prensa y obtención de las probetas

El ensayo se lleva a cabo empleando una prensa universal EMIC (Ver Figura 5). La velocidad de ensayo es de 50 mm/min según la normativa AASHTO TP124, 2018.

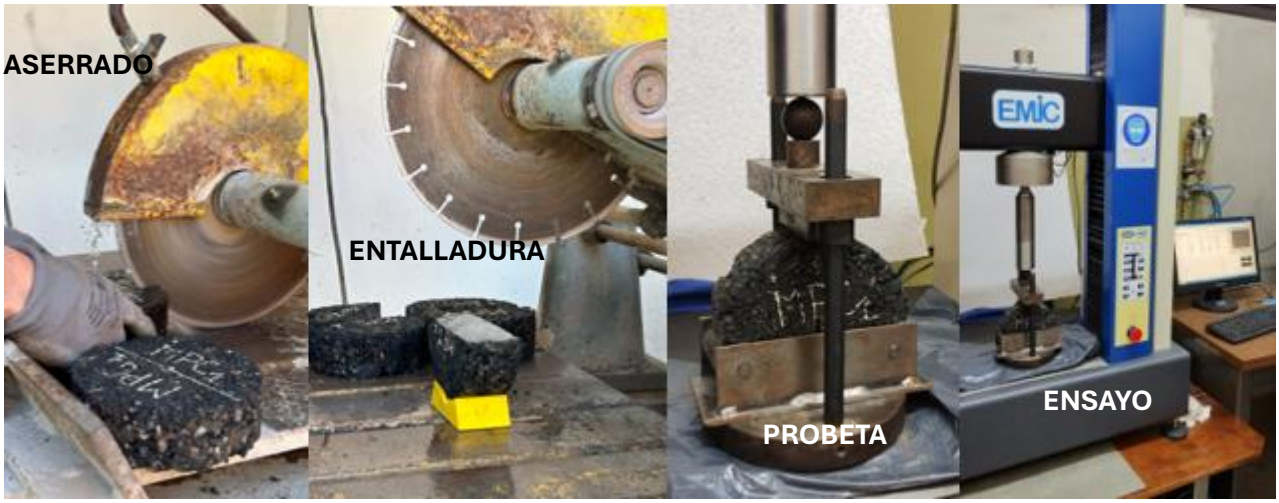


Figura 5. Proceso de las probetas hasta su ensayo.

3. RESULTADOS

La Tabla 2 presenta los resultados de las mezclas asfálticas con AM3.

Tabla 2. Parámetros probetas de mezcla asfáltica modificada.

Probeta	Pseco	Psum	Psss	Volumen (cm^3)	Densidad (g/cm^3)
MPM	2134,6	1270,4	2166,1	895,7	2,380
	2134,7	1262,2	2163,4	901,2	2,370
M+G	2281,1	1329,0	2319,9	990,9	2,300
	2063,4	1197,1	2104,8	907,7	2,270

Se observa que las probetas correspondientes a la mezcla modificada sin geosintético (MPM) presentan valores de densidad más elevados, de 2,375 g/cm^3 en promedio, mientras que las probetas con incorporación de geosintético (M+G) una densidad promedio de 2,285 g/cm^3. Esta disminución en la densidad puede atribuirse a la presencia del geosintético, el cual introduce una discontinuidad en la

matriz agregado-asfalto, generando un incremento en el contenido de vacíos. Se evidenció durante el moldeo que el residuo de geosintético comienza a apelmazarse (unirse).

Asimismo, se observa una mayor dispersión en los valores de volumen y densidad en las probetas con geosintético, lo cual podría estar asociado a la heterogeneidad introducida por el material reciclado (G-RAP) y a posibles variaciones en su distribución dentro de la mezcla.

En la Figura 6 se presentan las curvas promedio carga–deformación, sobre tres probetas ensayadas, para la mezcla con AM3 sin geosintético (MPM) y con incorporación de geosintético (M+G).

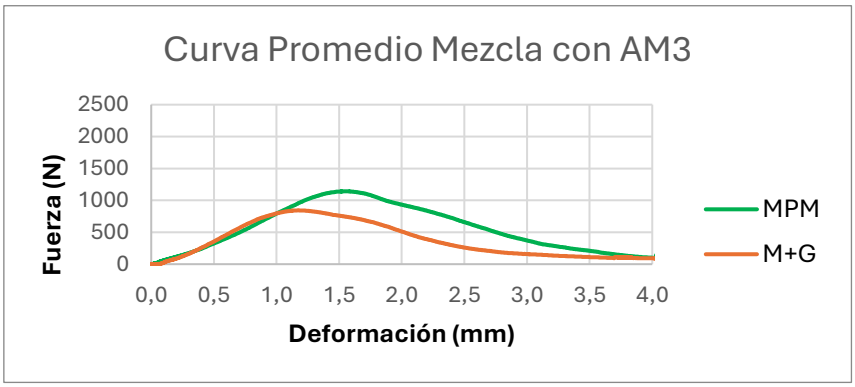


Figura 6. Gráfico Carga vs. Deformación mezcla con AM3.

En las curvas, puede observarse que la mezcla patrón modificada (MPM) presenta una mayor resistencia máxima, alcanzando valores del orden de 1100 N, mientras que la mezcla con geosintético (M+G) desarrolla una carga máxima inferior de aproximadamente 900 N.

En la Figura 7 se presentan las curvas promedio de tres probetas para la mezcla convencional con CA30, sin geosintético (MPC) y con geosintético (C+G).

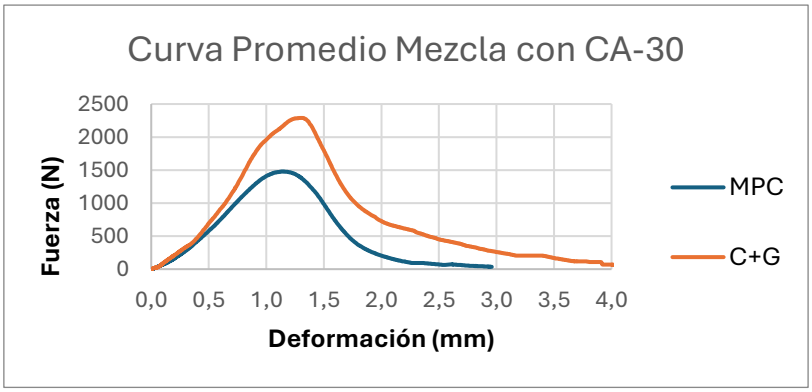


Figura 7. Gráfico Carga vs. Deformación mezcla con CA30

Para este caso, se observa que la mezcla con geosintético (C+G) presenta una mayor carga máxima, alcanzando valores del orden de 2300 N, mientras que la mezcla convencional, sin geosintético (MPC), alcanza carga máxima de 1500 N.

La Tabla 3 presenta los resultados de las mezclas asfálticas con CA30.

Tabla 3. Parámetros probetas de mezcla asfáltica con CA-30.

Probeta	Pseco	Psum	Psss	Volumen (cm^3)	Densidad (g/cm^3)
MPC	2145,4	1264,1	2173,7	909,6	2,360
	2149,6	1267,0	2175,5	908,5	2,370
C+G	2164,3	1180,1	2186,7	1006,6	2,150
	2133,3	1135,6	2180,6	1045,0	2,040

Las probetas de la mezcla convencional (MPC) presentan una densidad promedio de aproximadamente 2,365 g/cm^3, con baja dispersión entre muestras.

Por otro lado, las probetas con geosintético (C+G) muestran una disminución significativa de la densidad, con valores promedio cercanos a 2,10 g/cm^3, evidenciando una mayor variabilidad.

3.1. Cálculo de la tensión

En la Tabla 4 y Tabla 5 se presentan los resultados de la tensión, según la siguiente ecuación:

$$\sigma = 3.564 \frac{P}{D \cdot t}$$

Donde:

σ = Tensión (N/mm^2)
P = Carga máx. (N)
t = Espesor de la probeta (mm)
D = Diámetro de la probeta original (mm)

El valor 3,564 no es un número arbitrario, proviene de la adaptación geométrica del ensayo brasileño (tracción indirecta) cuando se usa media probeta en lugar de una probeta cilíndrica completa. Es un factor que corrige la distribución de tensiones para esa geometría específica

3.2. Índice de Resistencia a la Fisuración (CRI)

El *Cracking Resistance Index* (CRI) es un parámetro introducido por Kaseer (2018), con el objetivo de caracterizar la resistencia a la fisuración de mezclas asfálticas que presentan diferencias en la carga máxima, pero una energía de fractura similar. La obtención del CRI se realiza a partir de la siguiente ecuación:

$$CRI = \frac{G_f}{P_{max}}$$

Donde:

CRI = Índice de Resistencia a la Fisuración (1/m)
Gf = Energía de fractura (J/m^2)
Pmáx = Carga máxima (kN)

La Tabla 4 y Tabla 5 presentan los resultados.

Tabla 4. Resultados Probetas con Mezcla asfáltica con AM3.

Probeta	Pmáx (N)	Deformación a Pmáx (mm)	Gf (J/m^2)	CRI (1/m)	Tensión (N/mm^2)
MPM	1142,0	1,565	669,93	586,63	0,54
M+G	843,9	1,168	460,53	545,73	0,40

Tabla 5. Resultados Probetas con Mezcla asfáltica con CA-30.

Probeta	Pmáx (N)	Deformación a Pmáx (mm)	Gf (J/m^2)	CRI (1/m)	Tensión (N/mm^2)
MPC	1478,5	1,14	528,84	357,68	0,70
C+G	2289,7	1,31	935,87	408,73	1,09

Los resultados evidencian que la incorporación de geosintéticos reciclados en mezclas asfálticas no conduce a un comportamiento uniforme, sino que su efectividad depende de las características particulares del material y su interacción con la matriz asfáltica.

4. DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos a partir del ensayo de (SCB) permiten analizar el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas estudiadas, con y sin incorporación de geosintéticos reciclados (G-RAP).

Desde el punto de vista mecánico, la reducción de densidad podría tener implicancias directas en el comportamiento del material, dado que un mayor contenido de vacíos puede relacionarse con una menor rigidez inicial, pero potencialmente con una mayor capacidad de deformación antes de la falla, aspecto relevante en el análisis de la resistencia a la fatiga y a la fisuración.

En el primer caso analizado (MPM vs M+G), se trata de probetas realizadas con cemento asfáltico AM3, en este se observa que la incorporación del geosintético produce una disminución en la carga máxima, pasando de 1142,0 N en la probeta patrón a 843,9 N. Asimismo, se registra una reducción en el índice CRI (de 586,63 1/m a 545,73 1/m) y en la tensión máxima desarrollada. Estos resultados indican que, en esta configuración, la presencia del geosintético no contribuye a mejorar la resistencia a la fisuración, sino que, por el contrario, introduce un efecto desfavorable en el comportamiento mecánico de la mezcla. Este fenómeno puede asociarse a la disminución de la densidad observada en las probetas (M+G), lo que sugiere un incremento en el contenido de vacíos y una deficiente interacción entre el material reciclado y la matriz asfáltica. En este sentido, el geosintético podría estar actuando como una discontinuidad dentro de la mezcla, afectando la transmisión de esfuerzos y favoreciendo la iniciación de fisuras. Esto también se debe a lo observado en el moldeo donde el geosintético procesado se apelmaza.

En contraste, en el segundo caso analizado (MPC vs C+G), sobre probetas realizadas con cemento asfáltico CA-30, en ellas la incorporación de geosintético genera un efecto favorable, dado que la mezcla con adición de geosintético presenta un incremento significativo en la carga máxima, pasando de 1478,5 N a 2289,7 N. Del mismo modo, se observa un aumento en el índice CRI (de 357,68 1/m a 408,73 1/m) y en la tensión máxima. Este comportamiento sugiere que, en este caso, el material incorporado actúa efectivamente, contribuyendo a mejorar la capacidad resistente y la tenacidad del material.

La comparación entre ambos casos pone de manifiesto que el efecto del G-RAP sobre el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas no es unívoco, sino que depende de múltiples factores, entre los que

se destacan la calidad del material reciclado, la distribución del geosintético dentro de la mezcla, el nivel de compactación alcanzado y la interacción entre los componentes.

En particular, la densidad emerge como un parámetro clave, ya que influye directamente en la estructura interna del material y en su capacidad para resistir y redistribuir tensiones.

5. CONCLUSIONES

Los resultados evidencian que la incorporación de geosintéticos reciclados en la mezcla asfáltica producen una disminución en la densidad volumétrica, asociada a un aumento del contenido de vacíos y un aumento en la variabilidad de los parámetros físicos, lo cual sugiere una modificación en la estructura interna del material, con posibles efectos sobre su desempeño mecánico frente a solicitaciones de fatiga.

En consecuencia, la utilización de G-RAP en mezclas asfálticas presenta un potencial significativo desde el punto de vista técnico y ambiental, pero requiere un adecuado control de los procesos de diseño y fabricación para garantizar un desempeño satisfactorio. Estos aspectos deberán ser considerados en futuras investigaciones, orientadas a optimizar las condiciones de uso de este material y a profundizar en la comprensión de los mecanismos que gobiernan su comportamiento.

Como conclusión podemos asegurar que la incorporación de geosintético no garantiza una mejora por sí solo, dado que su efectividad depende de cómo se integra a la matriz asfáltica. En este sentido, modificar en cómo se obtiene y como se procesa el material es una futura línea de investigación.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Zapata Ferrero, I. (s. f.). *Comportamiento a fatiga de mezclas asfálticas ecológicas con altos porcentajes de neumáticos fuera de uso* (Tesis doctoral en Ingeniería, mención Materiales).

Correia, N. S., Souza, T. R., & Zornberg, J. G. (2025). *Milling of geosynthetic-reinforced asphalt layers: Field operations and milling byproducts*. Transportation Geotechnics. https://doi.org/10.1016/S1751761325000018

Rodrigues Souza, T., & Correia, N. de S. (2025). *Misturas asfálticas recicladas à quente com fresado de camadas asfálticas reforçadas com geossintéticos*. Transportes, 33, e3061. https://doi.org/10.58922/transportes.v33.e3061

Souza, T. R. (2024). *Aspectos da fresagem em pavimentos reforçados com geossintéticos e impacto do fresado (RAP) nas propriedades de misturas asfálticas recicladas* (Dissertação de mestrado, Universidade Federal de São Carlos). Repositório Institucional UFSCar. https://repositorio.ufscar.br/items/50506f87-da62-4c99-bc9f-30959d12f478

AASHTO (2018). AASHTO TP 124: Standard Method of Test for Determining the Fracture Energy of Asphalt Mixtures Using the Semi-Circular Bend Geometry (SCB). Washington, DC: AASHTO.

HORMIGÓN DRENANTE PARA PAVIMENTOS

Becaria; Ludmila Vacca (lvacca@alu.frlp.utn.edu.ar)

Directores; Marcelo Barreda (mbarreda@frlp.utn.edu.ar)
Pablo Cabrera (pcabrera@frlp.utn.edu.ar)

LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP-CIC PBA, Argentina.
(lemac@frlp.utn.edu.ar)



Área: Materiales Viales.

PID Asociado: "Pavimentos y pisos ecoeficientes que contribuyan a mejorar el microclima urbano (Código: LPMAECI258)

RESUMEN

Este trabajo compara las propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas de dos mezclas de hormigón drenante para pavimentos ecoeficientes: una elaborada con cemento CPC 40 y otra con cemento blanco CPN 50 (B). Se determinaron contenido de vacíos, tasa de infiltración, resistencia a la abrasión y densidad mediante los pisones Marshall y Proctor. Los resultados indican que el CPC 40 obtuvo mayor contenido de vacíos (29,14%) e infiltración (0,78 cm/s) frente al CPN 50(B) (25,70% y 0,23 cm/s). Asimismo, la mezcla elaborada con cemento CPC 40 presentó menor pérdida de partículas por impacto (63,88% contra 80,73%), evidenciando una superior durabilidad ante el deterioro por abrasión.

Palabras clave: Hormigón drenante, Contenido de vacíos, Densidad, Abrasión.

1. INTRODUCCIÓN

En el contexto de las grandes ciudades, la urbanización ha cubierto grandes superficies de suelo natural por una cobertura impermeable artificial debido a la elevada cantidad de edificios y calles pavimentadas, necesarias para albergar a los habitantes de esas ciudades y optimizar la movilidad de estos. Estos cambios tienen un impacto notorio sobre el ciclo hidrológico y térmico que antes había en los lugares donde ahora hay ciudades emplazadas, disminuyendo procesos básicos como la evapotranspiración y contribuyendo a incrementar la temperatura del suelo (pavimentos) y, consecuentemente, la temperatura del aire urbano. Esto trae como consecuencia dos efectos principales que son mayores riesgos de salud asociados a el incremento del estrés térmico que sufren los habitantes de dichas ciudades, y también un mayor consumo energético asociado a la mayor necesidad de utilizar equipos de refrigeración para acondicionar locales y viviendas [1].

Para abordar la problemática planteada se proponen soluciones basadas en la utilización de materiales con elevadas propiedades opto-térmicas (mayores valores de albedo y emisividad) y permeables [2].

Una de las alternativas propuestas es el uso de hormigone drenantes, que, si bien contribuyen a la reducción del escurrimiento pluvial y favorece la evapotranspiración, presenta desafíos en su resistencia mecánica y durabilidad inicial.

En este trabajo se aborda una comparación inicial entre los parámetros de dosificación principales (porcentaje de contenido de vacíos, densidad y tasa de infiltración), la resistencia a compresión y durabilidad de dos tipos de mezclas de hormigón drenante, i) una utilizando cemento portland compuesto de resistencia 40 (CPC 40) y ii) utilizando cemento blanco con denominación (CPN 50(B)).

El cemento blanco es un material cementicio que presenta características que mejoran las propiedades opto-térmicas del pavimento de hormigón drenante obtenido debido a su color más claro en comparación al color típico de un hormigón elaborado con cemento CPC 40.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Diseño y dosificación de pavimentos de hormigón drenante

En ausencia de una guía de diseño de mezcla normalizada, varios investigadores y profesionales han utilizado procedimientos sistematizados propuestos por diferentes organismos, mientras que otros han investigado diferentes mezclas y dosificaciones para lograr la resistencia deseada y los canales porosos que permitan una rápida infiltración de aguas pluviales. Considerando lo anterior, se propuso la dosificación que se muestra en la Tabla 1, la cual se utilizará para elaborar la mezcla de referencia. La misma se realizó en función de la experiencia internacional que demuestra que es necesaria una porosidad del orden del 20% para reducir los problemas de colmatación de los poros [2]. Por otro lado, la relación agregado-cemento puede variar de 4:1 hasta 12:1. Además, para elaborar la mezcla con cemento blanco se utilizó la misma dosificación que la utilizada para elaborar la mezcla de referencia, con el fin de comparar no solo los parámetros de porcentaje de vacíos, densidad, tasa de infiltración, resistencia a compresión y la resistencia potencial a la degradación por el impacto y la abrasión sino también la trabajabilidad de las mezclas utilizando las mismas cantidades de agregados y agua.

Se prepararon probetas cilíndricas 10 cm de diámetro x 20 cm de altura de hormigón drenante elaborado con CPC 40, las cuales se toman como referencia. Además, se prepararon probetas de igual geometría de hormigón drenante elaboradas con cemento blanco.

Con el fin de mejorar la trabajabilidad de la mezcla de referencia, se incorporó el uso del aditivo superplastificante **ADVA™ 570** de GCP Applied Technologies. Este componente es un reductor de agua de altísimo desempeño que actúa con un alto poder dispersante sobre las partículas aglomeradas de cemento en estado fresco. Su incorporación permite la obtención de hormigones de elevada fluidez y/o resistencia mecánica, clasificándose como un aditivo Tipo F según la norma ASTM C949 [3].

Entre sus características principales y ventajas para el diseño de la mezcla se destacan:

- **Optimización de la fluidez:** Permite alcanzar una elevada trabajabilidad y una colocación más ágil sin presentar segregación ni exudación, incluso ante altas demandas de asentamiento.
- **Compatibilidad y dosificación:** Se dosifica habitualmente entre el **0,4% y el 1,0% del peso del cemento**, pudiendo añadirse junto con el agua de amasado o directamente en la puesta en obra.
- **Propiedades físicas:** Se presenta como un líquido de color anaranjado, con una densidad de 1,075 - 1,115 g/cm^3.

Tabla 1. Dosificación del hormigón drenante de referencia.

Materiales	P (kg/m³)	Rangos típicos
Agua	90.2	-
Cemento CPC 40	355	270-415
Piedra granítica partida TMN 9,5 mm	1338	1190-1480
Arena silícea	142	
Superplastificante	1.42	
a/c*	0,25	0,25-0,34
Ag/mc*	4,0	4 - 4,5:1
Af/Ag*	0,11	0 - 1:1

*a/c: Relación agua sobre cemento.

*Ag/mc: Relación Agregado grueso sobre masa cementicia.

*Af/Ag: Relación Agregado fino sobre agregado grueso.

2.2 Medida de densidad y vacíos de aire hormigón permeable recién mezclado

Siguiendo la norma ASTM C1688[4], se determinaron la densidad y el contenido de vacíos de aire en las mezclas de hormigón drenante de referencia con CPC 40 y con CPN 50(B), utilizando las ecuaciones (1), (2) y (3).

$$D = \frac{M_c - M_m}{V_m} \quad (1)$$

donde D = densidad (kg/m³); M_c = masa del medidor lleno de hormigón (kg); M_m = masa del medidor (kg); V_m = volumen del medidor (m³).

$$T = \frac{M_s}{V_s} \quad (2)$$

donde T = densidad teórica (kg/m³); M_s = masa total de todos los materiales de la amasada (kg); V_s = sumatoria de los volúmenes absolutos de los ingredientes que componen la amasada (m³).

$$U = \frac{T - D}{T} \times 100 \quad (3)$$

donde U = porcentaje de vacíos en el hormigón permeable recién mezclado (%).

Este método contempla dos variantes para la compactación del hormigón recién mezclado: una mediante el uso del pisón cilíndrico de metal (Proctor) estandarizado y otra mediante el pisón Marshall estandarizado. En este ensayo se compararon las dos variantes, ya que, en experiencias en otros trabajos realizados, el pisón Proctor provocaba la rotura de los agregados al ejecutarse la compactación, hecho que se aminoraba e incluso se evitaba al utilizar el pisón Marshall [1].

2.3 Medida de tasa de infiltración del hormigón permeable colocado

Para la determinación de la tasa de infiltración del hormigón drenante se siguieron los parámetros establecidos en la norma ASTM C1701[5]. El ensayo se realizó sobre dos probetas de geometría prisma cuadrangular con una superficie de 300 mm × 300 mm, y un espesor de 50 mm: una correspondiente a la mezcla de referencia con CPC 40 y otra a la mezcla con CPN 50(B). Sobre cada probeta se instaló un anillo cilíndrico impermeable, abierto en ambos extremos, con un diámetro interno de 300 mm. En el interior del anillo se marcaron dos niveles, a 10 mm y 15 mm de altura, con el fin de mantener el caudal de agua dentro de esos límites durante la realización del ensayo. Una vez obtenido el tiempo de infiltración, la ecuación utilizada para calcular la tasa de infiltración es la (4).

$$I = \frac{K.M}{(D^2.t)} \tag{4}$$

donde I = tasa de infiltración (mm/h); K = 4.583.666.000 (mm^3.s) /(kg.h); M = masa del agua infiltrada (kg); D = diámetro interno del anillo de infiltración (mm); t = tiempo requerido para medir la cantidad de agua que se infiltra a través del hormigón (s).

En la bibliografía analizada se presentan gráficos que permiten relacionar el porcentaje de vacíos de aire con la tasa de infiltración, Figura 1, teniendo de este modo una manera de verificar que los resultados obtenidos estén dentro de los parámetros estándar.

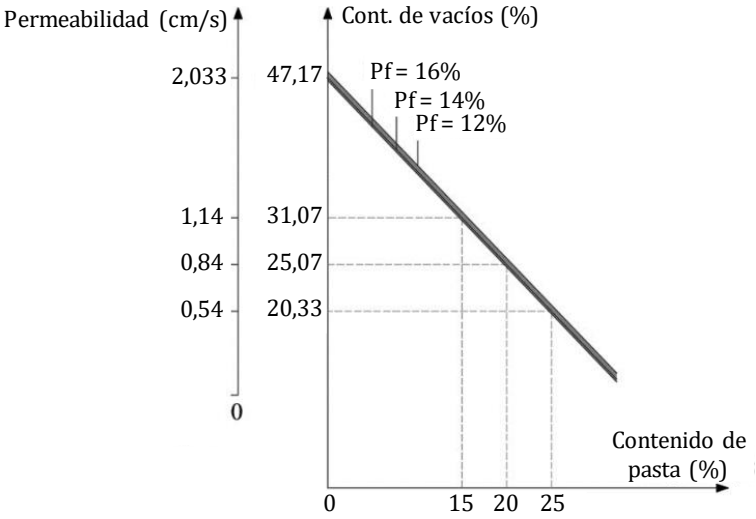


Figura 1. Gráfico de doble entrada para determinación del contenido de pasta para aplicación en el método ACI [6].

2.4 Medidas de resistencia a compresión del hormigón drenante

Para la determinación de la resistencia a compresión del hormigón drenante se siguieron las indicaciones establecidas en la norma IRAM 1546[7]. En primera instancia, se coloca la probeta sobre el plato inferior de apoyo de la máquina de ensayo, centrando su posición. Al iniciar el acercamiento de la probeta al bloque superior, la parte móvil de éste se hace rotar de forma manual, con el fin de facilitar un contacto uniforme y sin choques con la base superior de la probeta. Una vez logrado el contacto, se aplicó la carga de forma continua y sin interrupciones, garantizando que el incremento de la tensión media sobre la probeta se mantuviera dentro del rango de 0,4 MPa/s ± 0,2 MPa/s, tal como lo establece la norma. Esta condición se mantuvo constante hasta que la probeta comenzó a presentar deformaciones rápidas previas a la rotura. En ese momento, no se alteraron las posiciones de los mandos de la máquina, permitiendo que la rotura ocurriera de forma natural. Se registra el valor de la carga máxima alcanzada.

2.5 Medida de la resistencia potencial a la degradación del hormigón permeable por el impacto y la abrasión

Para la determinación de la resistencia potencial a la degradación del hormigón permeable por el impacto y la abrasión se siguieron las indicaciones establecidas en la norma ASTMC 1747[8]. En primera instancia, se calcula la masa de hormigón drenante necesaria para llenar un molde cilíndrico de 100 mm de diámetro y 100 mm de altura (1518 g), elaborándose un total de 3 probetas por tipo de mezcla.

Una vez determinada la masa, el hormigón se coloca en el molde y se deja caer el conjunto desde una altura de 25 ± 12 mm diez veces sobre una superficie rígida, plana y nivelada. Posteriormente, se procede a la consolidación mediante el uso del pisón Marshall, aplicando golpes hasta alcanzar una altura final de 100 ± 2 mm. Para cada golpe, se deja caer la masa del pisón desde su altura completa siguiendo lo establecido en la norma ASTM 1747[8] manteniendo el eje de este lo más perpendicular posible a la base del molde.

Finalizado el moldeo, las probetas se cubren con bolsas plásticas en el extremo abierto de los moldes, a fin de evitar la pérdida de humedad, y se almacenan durante un período de curado de 9 ± 1 días.

Una vez completado el curado, se desmoldan las probetas y se registra su masa inicial. Luego, se introducen en la máquina de desgaste de Los Ángeles sin carga abrasiva (sin esferas de acero), haciéndola girar a una velocidad de 30 a 33 rpm durante 500 revoluciones.

Concluido el ensayo, el material se retira y se tamiza manualmente utilizando un tamiz de 25 mm (1 pulgada). Finalmente, se determina la pérdida de masa porcentual mediante la ecuación correspondiente (5), la cual se adopta como indicador de la resistencia del hormigón permeable frente a la degradación por impacto y abrasión.

$$A(\%) = \frac{Mi}{Mf} \times 100$$

3. RESULTADOS

3.1 Resultados de densidad y vacíos de aire hormigón permeable recién mezclado

Se realizó la determinación de las densidades y vacíos de aire para los hormigones permeables de referencia con cemento Portland (H.D. CPC) y con cemento blanco (H.D. CPN(B)) en estado fresco, los resultados se muestran en la Tabla 3 y en la Tabla 4. (5)

En la Tabla 4 se observa que las probetas compactadas mediante el pisón Marshall presentan valores de densidad superiores a los obtenidos con el pisón Proctor Estandarizado. Este comportamiento coincide con lo reportado en estudios previos y podría atribuirse a que la compactación con el pisón Marshall preserva en mayor medida la integridad de los agregados, reduciendo su degradación durante el proceso de compactación. Como consecuencia, se logra una estructura más densa y con un mejor acomodo de las partículas.

Tabla 3. Resultados de densidades teóricas y vacíos de aire en hormigones permeables recién mezclado.

Determinaciones	H.D. CPC	H.D. CPN(B)
Densidad teórica (kg/m³)	2578,95	2491,18
Cont. de vacíos (%)	29,14	25,70

Tabla 4. Resultados de densidades en hormigones permeables recién mezclado.

Determinaciones	H.D. CPC	H.D. CPN(B)
Densidad (kg/m³) (Marshall)	1827,34	1852,02
Densidad (kg/m³) (Proctor)	1786,91	1799,14

3.2 Tasa de infiltración del hormigón drenante

Siguiendo lo establecido en la norma ASTM C 1701[5], se elaboraron dos mezclas de hormigón drenante, una de referencia con CPC y con CPN(B), de geometría prisma cuadrangular cuyas dimensiones son de 50 mm de espesor y 300 mm x 300 mm de área. Utilizando los materiales detallados en la norma se determinó la tasa de infiltración en ambos hormigones, Tabla 5.

Tabla 5. Resultados de tasa de infiltración en mezclas de hormigón drenante con CPC 40 y CPN 50(B).

Muestra	Tasa de infiltración (cm/s)
Hormigón drenante con CPC	0.78
Hormigón drenante con CPN(B)	0.23

3.3 Resistencia a compresión del hormigón drenante

Siguiendo lo establecido en la norma IRAM 1546[7] se obtuvieron los valores de resistencia a compresión de las probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro x 30 cm de altura, los resultados se muestran en la Figura 2.

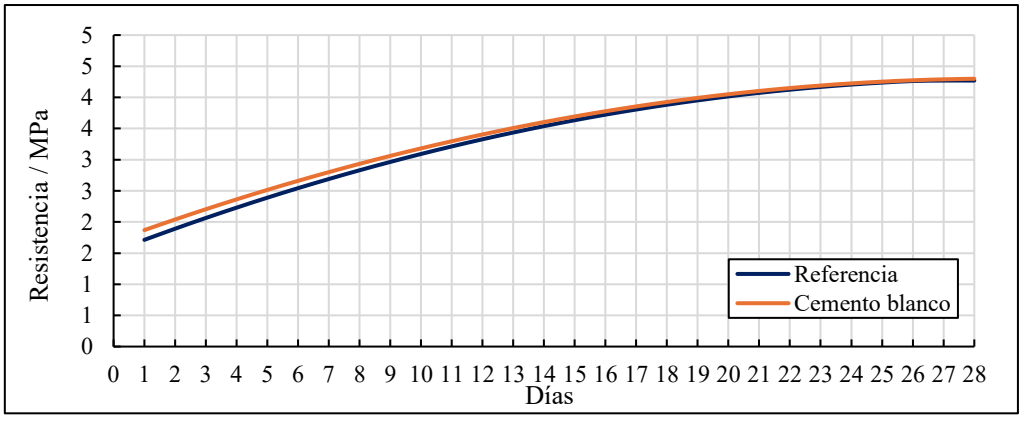


Figura 2. Resultados de resistencia a compresión de las probetas de hormigón drenante de referencia y con cemento blanco.

3.4 Resistencia potencial a la degradación del hormigón permeable por el impacto y la abrasión

Siguiendo lo establecido en la norma ASTMC 1747[8] se obtuvieron los valores de resistencia a la abrasión de las probetas cilíndricas de 10 cm de diámetro x 10 cm de altura, los resultados se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6. Resultados de la resistencia potencial a la degradación del hormigón drenante por el impacto y la abrasión.

Muestra	Pérdida de Partículas (%)
Hormigón drenante con CPC 40	63,88
Hormigón drenante con CPN 50(B)	80,73

4. CONCLUSIONES

A partir de los ensayos experimentales realizados en esta etapa inicial, se concluye lo siguiente:

- Metodología de compactación: El uso del pisón Marshall demostró ser más efectivo que el Proctor, ya que evita la rotura de los agregados durante la consolidación y garantiza mediciones de densidad y contenido de vacíos representativas de la estructura interna del material.
- Comportamiento físico e hidráulico: La mezcla de referencia (CPC 40) exhibió un desempeño hidráulico superior, con un 29,14% de vacíos y una tasa de infiltración de 0,78 cm/s. Por el contrario, el uso de cemento blanco (CPN 50(B)) redujo estos parámetros a 25,70% y 0,23 cm/s respectivamente, evidenciando alteraciones en la trabajabilidad bajo una misma dosificación.
- Durabilidad frente al desgaste: El hormigón con cemento CPN 50(B) mostró una mayor degradación por impacto y abrasión, alcanzando un 80,73% de pérdida de masa en el ensayo realizado en la máquina de Los Ángeles, frente al 63,88% registrado en la mezcla con CPC 40.
- Trabajo futuro: Como continuidad del proyecto PID (Código: LPMAECI258) , se prevé evaluar el desempeño opto-térmico real (albedo y evolución de temperatura superficial) de ambos hormigones y optimizar el diseño de la mezcla con cemento blanco para mejorar su resistencia mecánica y durabilidad sin resignar sus ventajas estéticas y térmicas.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] Santamouris, M. (2013). Using cool pavements as a mitigation strategy to fight urban heat island—A review of the actual developments. Renewable and Sustainable Energy Reviews, 26, 224-240. https://doi.org/10.1016/j.rser.2013.05.047

[2]Fernández Luco, L., Vitola, L., y Salminci, P. N. (1998). Estado del arte en el uso de hormigones porosos. *Revista Carreteras*, XLIII(154), 50-60.

[3] ASTM International. (2019). *Standard specification for chemical admixtures for concrete* (ASTM C494/C494M-19)

[4] ASTM International. (2019). Standard Test Method for Density and Void Content of Freshly Mixed Pervious Concrete (ASTM C1688/C1688M-14a)

[5] ASTM International. (2009). *Standard test method for infiltration rate of in place pervious concrete* (ASTM C1701/C1701M-09).

[6] Fogliatti, F., Noguera Vivas, S., Goddio, R. (2024). Análisis de variables de entrada alternativas para método de dosificación de hormigones drenantes propuesto por ACI. AJEA – Actas de Jornadas y Eventos Académicos de UTN, JIT 2023, Facultad Regional Rafaela, pp. 1–7. https://doi.org/10.33414/ajea.1640.2024

[7] Instituto Argentino de Normalización y Certificación. (2013). *Hormigón de cemento. Método de ensayo de compresión* (IRAM 1546:2013).

[8] ASTM International. (2013). *Standard test method for determining potential resistance to degradation of pervious concrete by impact and abrasion* (ASTM C1747/C1747M-13).

EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN INCONFINADA DE MEZCLAS SUELO ARENA EMULSIÓN

Becario; Franco Javier Adorno (fadorno@alu.frlp.utn.edu.ar)

Directores; Julián José Rivera (jrivera@frlp.utn.edu.ar), Ignacio Zapata Ferrero (izapata@frlp.utn.edu.ar)

LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP-CIC PBA, Argentina. (lemac@frlp.utn.edu.ar)



Área: Materiales Viales.

PID Asociado: "Consideración de nuevos materiales para paquetes estructurales en vías pavimentadas y no pavimentadas en función de su categoría funcional" (TVTCLP0010032TC)

RESUMEN

En la construcción de caminos en la zona de La Plata resulta frecuente la presencia de suelos de baja calidad, con propiedades como una elevada plasticidad, baja capacidad portante y una alta susceptibilidad a la acción del agua, lo que limita su utilización directa en capas estructurales de pavimentos.

El presente trabajo estudia la estabilización de suelos mediante la incorporación de arena y emulsión asfáltica, con el objetivo de mejorar sus propiedades mecánicas. Para ello se empleó un suelo local junto con arena silícea y una emulsión asfáltica de rotura lenta incorporada en distintas proporciones.

Palabras clave: estabilización de suelos; emulsión asfáltica; suelo arena emulsión; compresión inconfinada.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Estabilización de suelos

Al momento de realizar un camino, el suelo preexistente no siempre es apto para las condiciones de tránsito a las que se va a someter, por lo cual es necesario estabilizarlo para mejorar sus propiedades, ya sea mecánicamente (mejorando la granulometría y compactando a humedad óptima), o químicamente y fisicoquímicamente (en donde los suelos se mezclan con agentes químicos que modifican su comportamiento)

1.2 Estabilización bituminosa

Constituye un proceso de mezcla en frío, es decir, a realizarse a temperatura ambiente, requiriendo entonces de un asfalto que presente una consistencia líquida en tales condiciones. Es por esto que se deben utilizar asfaltos diluidos o emulsiones asfálticas, siendo que, con una emulsión se logra uniformidad de mezclado con mayor facilidad, debido a que por su misma naturaleza aporta asfalto dispersado en forma de glóbulos microscópicos, además de que se trata de un ligante que desarrolla más rápidamente sus propiedades cohesivas al tener que solo necesita de que se evapore el agua (Botasso et al., 1997).

1.3 Sistema suelo arena emulsión

Se define como "suelo arena emulsión" (SAE) al sistema compuesto por una mezcla artificial, en proporciones adecuadas de suelo medianamente plástico y arenas naturales que ofrezcan un sistema con determinadas propiedades friccionales y cohesivas, estabilizado con emulsión asfáltica lenta (Botasso et al., 1997).

La emulsión le otorga a la arena cohesión y a su vez protege a las partículas de suelo de la humedad, confiriendo propiedades hidrófugas.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Materiales

- **Suelo:** se trata de un suelo de la zona de La Plata, que clasifica según se observa en la Tabla 1.
- **Arena:** se utiliza arena silícea a la cual se determina su peso específico y el PUVc.
- **Emulsión asfáltica:** se utiliza una emulsión "EMA MIX" suministrada a la mezcla en distintas cantidades. Se observan en la Tabla 2 sus características.

Tabla 1. Propiedades del suelo estudiado.

SUELO		
PARÁMETRO	**UNIDAD**	**VALOR**
Límite liquido	%	41,31
Límite plástico	%	32,86
Índice de plasticidad	-	8,45
Clasificación HRB	A-5	

Tabla 2. Propiedades emulsión asfáltica.

EMULSIÓN ASFÁLTICA		
ENSAYO	**UNIDAD**	**VALOR**
Viscosidad Saybolt-Furol a 50°C	SSF	300
Residuo asfáltico por destilación	%	58
Residuo sobre tamiz IRAM 850 µm (#20)	%	0,01

2.2. Métodos

Para dosificar un suelo-arena-emulsión se necesita comenzar por determinar los porcentajes de arena y de suelo que tendrá la mezcla. Para esto lo que se realiza es calcular el porcentaje de vacíos de la arena, para luego llenar esos vacíos con suelo.

Se comienza determinando el peso específico de la arena con el aparato de Le Chatelier, según IRAM 1520, y posteriormente se determina su PUVc según IRAM 1548. Obteniendo en este caso los siguientes valores:

- $Pe_{arena} = 2{,}66\ g/cm^3$
- $PUVc_{arena} = 1{,}67\ g/cm^3$

En la Figura 1 se observa en la izquierda la arena en estado saturado y de superficie seca, en el centro el aparato de Le Chatelier y a la derecha el agregado para la determinación del PUVc.



Figura 1. Arena en estado saturado con superficie seca, aparato de Le Chatelier y PUVc.

Con estos valores se obtienen los porcentajes de vacíos de la siguiente forma:

$$1 - \left(\frac{PUVc_{arena}}{Pe_{arena}}\right) * 100 = 37{,}30\%$$

De esta forma ya se determinan los porcentajes de suelo y de arena que intervienen en la mezcla:

- Suelo: 37,30%
- Arena: 62,70%

Posteriormente, mediante Ensayo Proctor (VN-E5-93) se determina la densidad seca máxima y la humedad óptima de la mezcla, obteniendo:

- $H_{opt} = 12{,}7\%$
- $DS_{max} = 1{,}799\ g/cm^3$

Luego se moldean probetas de 200 cm^3 ($5cm\ de\ diámetro\ y\ 10cm\ de\ altura$) para un 6%, 8%, y 10% de Emulsión en la mezcla, haciendo 3 muestras para cada porcentaje de emulsión. Para determinar las cantidades en peso de los distintos elementos de la mezcla, que ahora incluye la emulsión, se comienza por determinar el peso de la mezcla necesario para realizar las 3 probetas en cada caso. Este peso se calcula a partir de la DS_{max} del Suelo-Arena, entendiendo que no va a variar notablemente con la emulsión y el agua agregada.

A partir de ese peso de mezcla total se dosifica obteniendo los porcentajes de suelo, arena, emulsión y agua. Para el agua se debe tener en cuenta la aportada por la emulsión, por el suelo, y por la arena.

La emulsión asfáltica en este caso tiene un 58% de cemento asfáltico, siendo el resto agua que se incorpora a la mezcla. Por lo que se debe tener en cuenta al momento de dosificar. El suelo y la arena tendrán también una humedad que se debe considerar al momento de dosificar.

Dado que se mezcla un líquido con sólidos, la idea es llevar la mezcla de suelo-arena a una humedad mayor, superando su humedad óptima, para que se pueda mezclar con la emulsión asfáltica. El moldeo se dará al perder esta humedad extra, cuando se vea que la emulsión está comenzando a romper. Una vez moldeadas las probetas, se llevan a una estufa de 60°C durante 24 h.

En la Figura 2 se observa la mezcla al momento de agregarle la emulsión y el SAE una vez realizado el mezclado; mientras que en la Figura 3 se visualiza una comparativa de las probetas realizadas con distintos porcentajes de emulsión.



Figura 2. Incorporación de la emulsión asfáltica y SAE ya mezclado.



Figura 3. De izquierda a derecha, probetas con 6%, 8%, y 10% de emulsión.

Previo a someter a las probetas a compresión inconfinada, se toma su peso y se sumergen en agua durante una hora. Pasado este tiempo, se secan superficialmente y se pesa nuevamente, pudiendo calcular de esta forma la humedad absorbida en ese lapso. Luego, se realiza el ensayo a compresión inconfinada cargándola lentamente (Figura 4). En la Figura 5 se visualiza la rotura de las probetas pasado el ensayo.



Figura 4. Probeta sometida a compresión inconfinada



Figura 5. Rotura de probetas con 8% de emulsión

.3. RESULTADOS

En la Tabla 3 se visualizan los promedios de los resultados obtenidos luego de realizado el ensayo a compresión inconfinada.

Tabla 3. Resultados de los ensayos de compresión inconfinada.

Ensayo de Compresión Inconfinada - Valores Promedio					
%Emulsión	Peso seco	Peso H.	Humedad	Carga	Presión
	[g]	[g]	[%]	[kg]	[kg/cm^2]
6	358,89	361,84	0,81	26,96	1,37
8	363,02	364,64	0,44	86,86	4,42
10	362,60	364,03	0,39	103,29	5,26

4. DISCUSIÓN

En resultados reportados en la bibliografía (Botasso et al., 1997) se observa una mayor resistencia a compresión inconfinada ante materiales de similares características. Esto puede ser debido a una diferencia en el proceso de compactación.

Se propone comprobar si mayores tiempos de curado dan una mayor resistencia e impermeabilidad que resulten considerables, igual que estudiar su comportamiento ante ciclos de humedad-secado.

Resulta interesante hallar una forma de poder determinar de forma directa el porcentaje de emulsión óptimo para la dosificación.

5. CONCLUSIONES

Se observa una mejora en las propiedades mecánicas respecto del suelo sin tratar. La incorporación de emulsión permite aumentar la cohesión del sistema y le otorga impermeabilidad, siendo que, a mayor contenido, menor es el agua absorbida.

Los resultados obtenidos muestran que el sistema suelo-arena-emulsión presenta condiciones favorables para su utilización en zonas donde los suelos disponibles no reúnen por sí solos las características necesarias. Sin embargo, resulta necesario continuar profundizando el estudio mediante la evaluación de otros contenidos de emulsión y ensayos complementarios que permitan definir con mayor precisión su comportamiento en servicio.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Botasso, H., Haspert, A., Barreda, M., Gonzalez, R., Fensel, E., Rebollo, O., & Rivera, J. (1997, October). Método para la determinación del contenido optimo de emulsiones en mezclas de suelo arena emulsión. In XII Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito (Vol. 3).

Instituto Argentino de Normalización y Certificación (2002). Agregados finos: Métodos de laboratorio para la determinación de la densidad relativa real, de la densidad relativa aparente y de la absorción de agua (IRAM 1520).

Instituto Argentino de Normalización y Certificación (2003). Agregados: Determinación de la densidad a granel y de los espacios vacíos (IRAM 1548).

DNV (2001). Normas de ensayo. Dirección Nacional de Vialidad. Argentina.

DESARROLLO DE UNA SISTEMÁTICA DE ENSAYO ALTERNATIVA PARA LAS LECHADAS EN PROTECCIÓN DE RIEGOS DE LIGA

Becario; Joaquín, Zeppa (jzeppa@alu.frlp.utn.edu.ar)

Directores; José Julián, Rivera (jrivera@frlp.utn.edu.ar)

Ramiro Andrés, Nosetti (ranosetti@gmail.com)

LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP-CIC PBA, Argentina. (lemac@frlp.utn.edu.ar)



Área: Pavimentos

PID Asociado: "Consideración de nuevos materiales para paquetes estructurales en vías pavimentadas y no pavimentadas en función de su categoría funcional". (TVTCLP0010032T)

RESUMEN

La adherencia entre capas de mezcla asfáltica constituye un factor fundamental en el desempeño estructural de los pavimentos. Esta unión se logra mediante la aplicación de un riego de liga en las interfases, el cual se protege del tránsito y las inclemencias climáticas mediante la incorporación de una lechada de cal. En la actualidad, esta técnica carece de un análisis sistemático sobre su efectividad ante dichos agentes externos. Por ello, este trabajo propone una metodología de ensayo específica y expone tanto la sistemática adoptada como los resultados preliminares obtenidos en las pruebas iniciales.

Palabras clave: Lechada de cal, Adherencia, Riego de liga, Pavimentos asfálticos

1. INTRODUCCIÓN

La integridad estructural de los pavimentos asfálticos multicapa depende estrictamente de la continuidad en sus interfases, la cual garantiza un comportamiento solidario del paquete estructural y una distribución óptima de los estados tensionales ante las cargas externas. Si bien este mecanismo de adherencia es igualmente vital en la vinculación entre la carpeta asfáltica y la base granular, el alcance de la presente investigación se restringe exclusivamente al análisis de las interfases entre capas asfálticas.

Para asegurar la unión entre dichas capas, se recurre tradicionalmente a la aplicación de un riego de liga. Este elemento, constituido por una emulsión asfáltica, cumple la función de absorber y transmitir las solicitaciones de corte generadas por la dinámica del tránsito y las deformaciones de origen térmico.

No obstante, en la práctica vial, la efectividad del riego de liga se ve condicionada por diversos factores operativos. Los métodos constructivos vigentes exigen frecuentemente el tránsito de los equipos de transporte sobre la pista recién regada, lo que degrada la uniformidad de la película de ligante. Si bien existen tecnologías alternativas, como el uso de equipos de transferencia de mezcla que evitan el contacto directo de los camiones con el riego, su adopción en el ámbito nacional aún no es generalizada.

La problemática se origina en la tendencia de los materiales ligantes convencionales a adherirse al tren rodante de los equipos de transporte. Durante las maniobras operativas de posicionamiento, ingreso y egreso de los camiones en la zona de trabajo, se produce una remoción mecánica del ligante que genera discontinuidades críticas en la película de la interfase.

Esta carencia localizada de material asfáltico impide la correcta transmisión de esfuerzos, derivando en el despegue o el desplazamiento entre las capas del pavimento. Como consecuencia, la estructura experimenta una degradación en su resistencia al corte, quedando expuesta a diversas manifestaciones de falla prematura. De acuerdo con Fonseca Ibarra (2016), esta deficiencia en la vinculación promueve la aparición de patologías tales como el agrietamiento temprano, el deslizamiento de capas, la formación de deformaciones permanentes (ahuellamiento) y la desintegración superficial en forma de baches.

La utilización de lechadas de cal consiste en la distribución de una suspensión controlada de hidróxido de calcio sobre la película del riego de liga. Esta metodología ha demostrado una alta eficiencia como tratamiento preventivo al preservar la cohesión del ligante. Asimismo, actúa como una barrera frente a los contaminantes superficiales inducidos por el tránsito de obra durante las etapas de extendido y compactación (Fonseca Ibarra, 2016).

Para garantizar el éxito de esta alternativa, es crucial controlar variables críticas tales como: la pureza y calidad de la cal, los procesos de micronización del material, la dosificación exacta por unidad de superficie (para evitar una rigidización excesiva que fragilice la interfase), el procedimiento de aplicación en obra y la respuesta mecánica de la adherencia frente a solicitaciones estáticas y dinámicas.

Desde una perspectiva histórica, esta técnica se implementó experimentalmente por primera vez en Francia en el año 2009. Su consolidación operativa permitió que se extendiera a naciones como Bélgica, Luxemburgo y Polonia. En España, las primeras experiencias datan de 2016, obteniendo resultados satisfactorios en la red vial convencional. En el contexto de Argentina y la región sudamericana, el desarrollo de lechadas de cal como elemento de protección aún es incipiente. Por tal motivo, la investigación enfocada en cales de producción nacional resulta fundamental, no solo para optimizar el desempeño estructural de los pavimentos locales, sino también como una oportunidad estratégica para la sustitución de importaciones y el fomento de la soberanía tecnológica (Nosetti, 2023).

En la actualidad, la comunidad técnica dispone de diversos métodos para la caracterización mecánica de las interfases. Entre los procedimientos más difundidos se encuentran los ensayos de torsión (TBT - Torsión Bond Test), los de adherencia por tracción (TAT - Tensile Adhesión Test) y diversas variantes de corte comprimido, tales como el CSBT (Compressed Shear Bond Test) y el CCSBT (Cyclic Compressed Shear Bond Test). No obstante, el ensayo de corte directo (SBT - Shear Bond Test) destaca por su capacidad para determinar la tensión cortante máxima expresada en MPa, calculada mediante la relación entre la fuerza de corte aplicada (F) y el área de la sección transversal inicial de la probeta (A). Cabe destacar que este último es el procedimiento normalizado y exigido tanto por la Dirección Nacional de Vialidad como por la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires para el control de calidad en obras viales.

$$Tensión\ Corte = \frac{F}{A}$$

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1.1 Capa inferior de mezcla asfáltica

Se emplean muestras de mezcla asfáltica con una densidad de 2,4 g/cm^3, su granulometría continua y un tamaño máximo de agregado de 19 mm (CAC D19 con asfalto tipo CA-30), conformadas en moldes de 30 cm por 30 cm por 5cm de espesor, las muestras se compactan con el equipo Roller Compact, que

cuenta con una plancha calefaccionada a una temperatura de 150 °C, mientras se aplican 24 ciclos. La Tabla 1 indica algunos parámetros de la mezcla utilizada.

Tabla 1. Resultados y Exigencias para un CAC D19. (Elaboración propia)

Ensayo	Resultado	Exigencia
Vacíos (%)	3,7	3-5
Estabilidad (kN)	11,84	>10,00
Relación Estabilidad/Fluencia(kN/mm)	3,86	2,5-4,5

2.1.2 Riego de liga

La emulsión asfáltica empleada en los ensayos y análisis constituyentes de este estudio, cuya denominación comercial es Probimul CR-62 (emulsión catiónica de corte rápido), cumple con las características necesarias para una emulsión CRR-0. Tiene dotación óptima con un residuo asfáltico del 62 % de 0,22 L/m^2 (250 g/m^2).

De la emulsión se obtuvo los siguientes valores de Viscosidad Saybolt-Furol a 50 °C seg 23 IRAM 6721, asfalto residual % en peso 63,2 IRAM 6719, asentamiento en 5 días % en peso 1,2 IRAM 6716, residuo sobre tamiz IRAM 850 µm (N°20) % en peso 0,005 IRAM 6717.

El residuo asfáltico cuenta con una Penetración (25 °C, 100g, 5s, 0,1 mm) de 84 según IRAM 6576, punto de ablandamiento (°C) de 49 según norma IRAM 6841, Viscosidad a 60 °C (Aguja 29, 1 RPM, dPa.seg) de 1190 IRAM 6837 y Densidad (g/cm^3) de 1,000 IRAM 6586.

2.1.3 Lechada de cal

La primera, en su estado puro, tiene una concentración del 28,5 %. Para la preparación de su dilución se debe cumplir con la premisa de colocar como mínimo 250 g de lechada diluida por m^2. Para diluir la lechada por cada 1 parte de lechada pura se coloca 5,9 partes de agua en peso (Tabla 2).

Tabla 2. Preparación de lechada de cal. (Elaboración propia)

Factor dilución (agua)	Partes de lechada pura	Lechada pura	Partes de agua	Total de lechada diluida
5,9 g	1,0 g	20,0 g	98,5 g	118,5 g

2.1.4 Suelo

Se coloca suelo en toda la probeta, simulando la contaminación de este en obra, dispersando 10 g en total, equitativamente 5 g por lado de la probeta aproximadamente. Dicho suelo es pasa tamiz n°40 (Tabla 3).

Tabla 3. Clasificación del suelo. (Elaboración propia)

Clasificacion según Norma: (VN-E1-65;VN-E2-65;VN-E3-65)	
LL=	36
LP=	27
IP=	9
PT N° 10=	99,2
PT N° 40=	96,8
PT N° 200=	85,6
HRB	A-4(8)

2.1.5 Capa superior de mezcla asfáltica

Se emplean muestras de mezcla asfáltica con una densidad de 2,43 g/cm^3, su granulometría continua y un tamaño máximo de agregado de 19 mm (CAC D19 con asfalto tipo CA-30), conformadas en moldes de 30 cm por 30 cm por 7,3 cm de espesor.

Tabla 4. Resultados y Exigencias para un CAC D19. (Elaboración propia)

Ensayo	Resultado	Exigencia
Vacíos (%)	3,2	3-5
Estabilidad (kN)	11,75	>10,00
Relación Estabilidad/Fluencia(kN/mm)	2,66	2,5-4,5

2.2 Preparación y Moldeo

La Figura 1 presenta la base asfáltica con el riego de liga, dejándolo cortar al aire, para luego colocar la lechada de cal (Figura 2). Posteriormente, se simula la contaminación del riego en obra dispersando 10 gramos de suelo en toda la superficie de la probeta, asegurando que se distribuyan 5 gramos por cada mitad (Figuras 3 y 4). Luego se le aplica el rodillo compactador utilizando el acople simulador de un neumático desarrollado ad hoc (Figura 5) y realizando 5 pasadas de este. Finalmente, se aplica aire a presión desde una altura aproximada de 40 cm durante 5 segundos para retirar el suelo no adherido.



Figura 1. Probeta con riego de liga

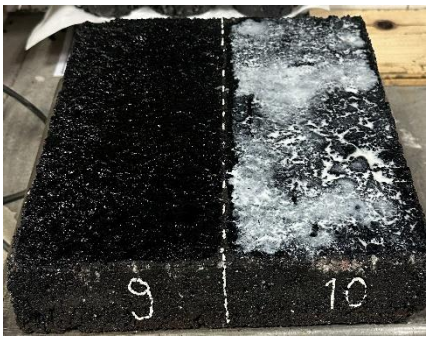


Figura 2. Aplicación de lechada



Figura 3 y 4. Colocación de suelo



Figura 5. Acople de neumático en compactador

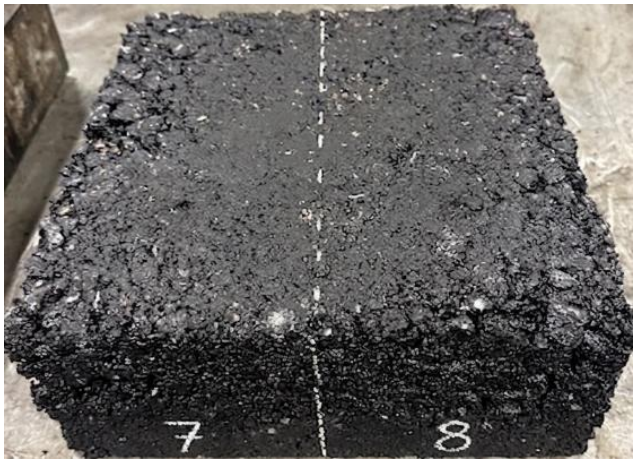


Figura 6. Moldeo capa superior

Posteriormente, se moldea una capa asfáltica superior de 7,3 cm de espesor (Figura 6), densificada mediante un compactador neumático, en dos capas; para luego extraer 4 testigos de 4" de diámetro (Figura 7 y 8), dos de cada tipo de interfase. Dicha extracción se realiza colocando la probeta sobre un apoyo para su nivelación.



Figura 7. Extracción de testigo



Figura 8. Testigos

Dichos testigos son ensayados mediante el ensayo de SBT (Shear Bond Test) implementado en el LEMaC, de acuerdo con la Norma EN 1269748 (Comité Europeo de Normalización, 2013), calculando el valor de corte máximo (Figura 9 y 10). Se vuelca una imagen del inicio del ensayo (Figura 9) y luego de que la probeta alcanza el esfuerzo máximo (Figura 10).



Figura 9. Testigo a ensayar



Figura 10. Testigo ensayado

2.3 CÁLCULOS PARA LAS PRIMERAS EXPERIENCIAS

Se aplica el riego en una superficie de 30 cm x 30 cm, lo que resulta en una superficie de 900 cm², equivalente a 0,09 m². La cantidad de riego de liga se calcula de la siguiente manera:

$$(250 g/m^2 x 0{,}09 m^2)/0{,}62 = 36{,}3\ g$$

La superficie regada con la lechada de cal corresponde a 450 cm² o 0,045 m². La aplicación de dicha lechada de cal se realiza considerando un mínimo de 14 g/m² y un máximo de 22 g/m², expresado en residuo de cal. De acá en más, cuando se expresa una cantidad de "X g Lechada" se está haciendo referencia en realidad al peso de residuo de cal correspondiente por m².

Los testigos extraídos conforman las muestras 7 a 12 que se analizan más adelante.

3. RESULTADOS

MUESTRA	N°	Fuerza (N)	Deformación (mm)	Tensión Corte (MPa)	% Tensión
Riego	7 A y 7 B	7134	2,1	0,91	100,0
Riego + 18 g Lechada	8 A y 8 B	7489	2,2	0,95	105,0
Riego + Suelo	9 A y 9 B	6576	3,3	0,84	92,2
Riego + 18 g Lechada + Suelo	10 A y 10 B	7000	2,1	0,89	98,1
Riego + 14 g Lechada	11 A y 11 B	6456	2,2	0,82	90,5
Riego + 22 g Lechada	12 A y 12 B	6578	2,4	0,84	92,2

4. DISCUSIÓN

El análisis de los ensayos se centró en la evaluación de la tensión de corte y la deformación, utilizando como unidad de referencia la Muestra 7 (PATRÓN). Esta muestra base registró una fuerza promedio de 7134 N, equivalente a una tensión de corte de 0,91 MPa.

A partir de este valor de referencia (100,0%), se observaron los siguientes comportamientos:

La muestra con 18 g de lechada (Muestra 8) superó el desempeño de la patrón, alcanzando una tensión de 0,95 MPa, lo que representa un incremento del 5,0% en la capacidad de carga.

La incorporación de suelo sin lechada de cal (Muestra 9) provocó una caída en la resistencia hasta 0,84 MPa (92,2% de la patrón) y aumentó drásticamente la deformación promedio a 3,3 mm.

Al combinar el suelo con la dosis óptima de 18 g de lechada (Muestra 10), se logró mitigar la pérdida de resistencia, recuperando la tensión hasta 0,89 MPa (98,1% respecto de la patrón) y estabilizando la deformación en 2,1 mm, igualando la ductilidad de la muestra base.

Las variaciones en la cantidad de lechada por debajo (14 g) o por encima (22 g) del nivel óptimo resultaron en una disminución de la resistencia respecto a la patrón, registrando tensiones de 0,82 MPa (90,5%) y 0,84 MPa (92,2%) respectivamente.

5. CONCLUSIONES

La lechada de cal actúa como una barrera física eficiente que protege la película del ligante asfáltico. Su capacidad para estabilizar la interfase es evidente al observar que, ante la contaminación por suelo (situación común en obra), el uso de la lechada logra mantener la estructura estable y evitar la degradación excesiva que el suelo por sí solo provocaría.

El tratamiento con lechada de cal no solo cumple una función protectora, sino que mejora las propiedades mecánicas de unión entre las capas asfálticas, logrando una adherencia superior a la de un riego de liga convencional, garantizando que las capas del pavimento trabajen de forma solidaria.

La lechada de cal tiene la capacidad de compensar las deficiencias causadas por la suciedad en la pista. Esto permite que el pavimento conserve una resistencia y una ductilidad muy similares a las de una muestra libre de contaminantes.

La implementación de lechadas de cal con materiales nacionales se presenta como una solución técnica y económica de gran valor para la vialidad local. Su uso previene fallas prematuras como el despegue de capas o el ahuellamiento y eleva el estándar de calidad y durabilidad de las mezclas asfálticas en nuestro país.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Comité Europeo de Normalización (2013). Mezclas bituminosas. Métodos de ensayo para mezclas asfálticas en caliente, Parte 48: Unión entre capas (EN 12697-48). CEN.

Fonseca Ibarra, C. A. (2016). ¨ Estudio del comportamiento mecánico de los riegos de liga entre capas asfálticas: relevancia, ensayos y recomendaciones¨. Tesis presentada a la Escuela de Construcción Civil de la Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica de Chile.

Nosetti, R. A. (2023). “Desarrollo con materiales nacionales de lechada de cal para la protección de riego de liga”. Doctorado en ingeniería-mención materiales universidad tecnología nacional

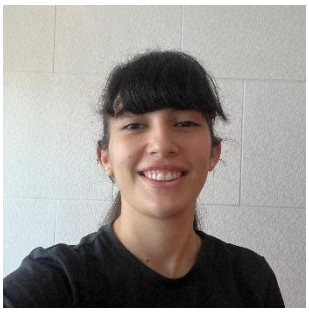
Rivera, J. J. (2019). ¨Estudio de riegos asfálticos de liga entre capas asfálticas para rehabilitación de pavimentos flexibles fresados¨. Tesis Doctoral en Ingeniería mención Materiales, Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional La Plata (inédita), 237 p ISBN: 978-987-1896-98-1.

EVALUACION DEL DESEMPEÑO OPERATIVO DE INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS MEDIANTE EL HCM 2000. CASO DE ESTUDIO EN BERISSO

Becaria; Agustina Parisi (aparisi@alu.frlp.utn.edu.ar)

Directores; Verónica Mechura (vmechura@frlp.utn.edu.ar), Ignacio Zapata Ferrero (izapata@frlp.utn.edu.ar)

LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP-CIC PBA, Argentina. (lemac@frlp.utn.edu.ar)



Área: Gestión y diseño vial

PID Asociado: "Estudio de nuevas tecnologías de dispositivos de control de tránsito y su aporte a las redes viales" (tveclp0010123).

RESUMEN

El presente trabajo analiza el desempeño operativo de tres intersecciones semaforizadas ubicadas sobre la calle Génova, en la ciudad de Berisso. Se realizan relevamientos de campo que incluyen censos de giro y medición de ciclos semafóricos durante horas pico matutina y vespertina. A partir de estos datos, se calculan los factores de hora pico y se procesa la información mediante el software HCS 2000, basado en la metodología del Highway Capacity Manual (HCM 2000). Se determinan parámetros como la relación volumen-capacidad (v/c), la demora de control y el nivel de servicio de cada intersección. Los resultados obtenidos permiten identificar oportunidades de mejora en la operación semafórica y aporta información relevante para la planificación del tránsito urbano.

Palabras clave: Nivel de servicio, HCM 2000, capacidad, transito

1. INTRODUCCIÓN

La semaforización es un elemento fundamental en el control del tránsito, ya que permite regular los movimientos vehiculares, asignar prioridades de paso y reducir los conflictos en intersecciones, mejorando la capacidad y disminuyendo las demoras.

Este trabajo se desarrolla sobre la calle Génova, una de las arterias principales que conecta las ciudades de La Plata y Berisso, que concentra flujos vehiculares significativos y presenta una sucesión de intersecciones semaforizadas. Por esto, el análisis del funcionamiento de las intersecciones semaforizadas es fundamental para evaluar la eficiencia del tránsito y detectar puntos de conflicto o congestión con la finalidad de generar información útil para futuras intervenciones de gestión del tránsito.

Como antecedente, se analizaron intersecciones semaforizadas ubicadas sobre este corredor, identificando distintos niveles de servicio que requieren atención. A partir de estos resultados, surge la necesidad de ampliar el estudio a otras intersecciones de la misma arteria, enfocando en este caso el trabajo en el estudio de tres nuevas intersecciones ubicadas sobre calle Génova (calles 152, 154 y 156), mediante la aplicación de la metodología propuesta en el Highway Capacity Manual (HCM 2000) y el uso del software correspondiente HCS 2000.

El objetivo principal es evaluar el desempeño operativo de dichas intersecciones a partir del análisis del flujo vehicular para obtener el factor de hora pico, relación volumen-capacidad (v/c), demoras de control y nivel de servicio. Además, se busca analizar las características del ciclo semafórico y su adecuación a las condiciones de demanda observadas.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Selección de intersecciones:

Se estudian tres intersecciones semaforizadas ubicadas en la ciudad de Berisso para la realización de este trabajo. Las calles 152, 154 y 156 presentan sentido de circulación desde la calle Génova hacia calle 8. Mientras que la calle Genova presenta doble sentido de circulación. En total, presentan cuatro movimientos habilitados de los seis posibles.



Figura 1: Intersecciones seleccionadas

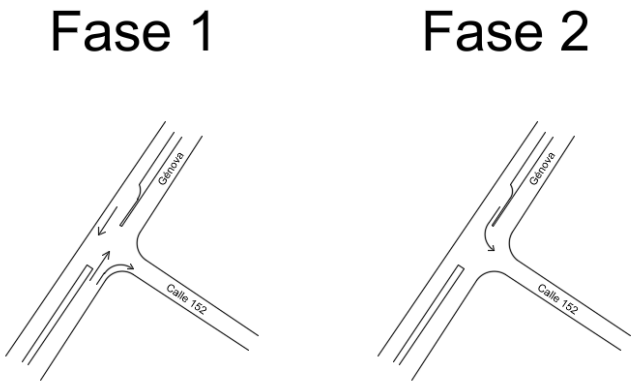
2.2. Recolección de datos:

Ciclo semafórico: Para esto se realiza un relevamiento del ciclo semafórico de cada una de las intersecciones, llevada a cabo el día 23 de septiembre del 2025.

Tabla 1: Tiempos ciclo semafórico

Intersección	Fase	Tiempos	
		Verde	Amarillo
Génova y Calle 152	Fase 1	30	4
	Fase 2	15	-
Génova y Calle 154	Fase 1	30	4
	Fase 2	14	-
Génova y Calle 156	Fase 1	25	3
	Fase 2	12	-

Figura 2: Fases ciclo semafórico



Censo de giro: Para determinar los flujos de tránsito de las intersecciones se realiza además un censo de giro el día 23 de septiembre de 2025, en donde se relevan todos los movimientos, en la hora pico matutina (7 hs a 8 hs) y en la hora pico vespertina (17 hs a 18 hs). Para ello se clasifican los tipos de vehículos en livianos, ómnibus y pesados. Para este relevamiento se ubicaron 2 operadores por intersección.

- Intersección Nº1 (Genova y Calle 152):

Tabla 2: Censo de giro Génova y Calle 152

Hora	Movimiento	Giro			Total
		Izquierda	Pasante	Derecha	
7 a 8	Hacia La Plata	11	612	-	623
	Hacia Berisso	-	252	46	298
17 a 18	Hacia La Plata	33	480	-	513
	Hacia Berisso	-	486	126	612

- Intersección Nº2 (Genova y Calle 154):

Tabla 3: Censo de giro Génova y Calle 154

Hora	Movimiento	Giro			Total
		Izquierda	Pasante	Derecha	
7 a 8	Hacia La Plata	45	575	-	620
	Hacia Berisso	-	213	18	231
17 a 18	Hacia La Plata	53	503	-	556
	Hacia Berisso	-	443	70	513

- Intersección Nº3 (Genova y Calle 156):

Tabla 4: Censo de giro Génova y Calle 156

Hora	Movimiento	Giro			Total
		Izquierda	Pasante	Derecha	
7 a 8	Hacia La Plata	12	418	-	430
	Hacia Berisso	-	313	11	324
17 a 18	Hacia La Plata	27	426	-	453
	Hacia Berisso	-	488	31	519

Factor de hora pico: Los volúmenes de tránsito fueron registrados en intervalos de 15 minutos, lo que permite calcular el factor de hora pico (FHP) para cada intersección y sentido de circulación. Este parámetro resulta fundamental para evaluar la variabilidad de la demanda dentro de la hora analizada y es requerido para la correcta aplicación de la metodología del HCM 2000.

Tabla 5: Factor de hora pico

Intersección	Hora	Movimiento	
		Hacia La Plata	Hacia Berisso
Génova y calle 152	7 a 8	0,87	0,74
	17 a 18	0,87	0,88
Génova y calle 154	7 a 8	0,79	0,73
	17 a 18	0,91	0,84
Génova y calle 156	7 a 8	0,82	0,73
	17 a 18	0,83	0,97

2.3. Aplicación del HCS 2000

A partir de los datos relevados en campo, se procede al procesamiento de la información mediante la utilización del software HCS 2000, herramienta basada en la metodología establecida en el Highway Capacity Manual (HCM 2000).

Para la carga de estos datos en el software se consideraron los parámetros de entrada requeridos por el programa, tales como los volúmenes de giro obtenidos del censo vehicular, los tiempos del ciclo semafórico relevados en campo, la geometría de cada intersección y el factor de hora pico.

Asimismo, se definió el tipo de llegada vehicular para cada acceso, en función de las observaciones realizadas durante el relevamiento. En general, se adoptó un tipo de llegada cercano al tipo 3 según la clasificación del HCM 2000, caracterizado por una distribución aleatoria de los vehículos, lo que influye en la eficiencia del uso del tiempo verde y en la estimación de las demoras.

Estas consideraciones permiten representar de manera más precisa las condiciones reales de operación de las intersecciones analizadas dentro del modelo de cálculo del software.

3. RESULTADOS

Los resultados obtenidos mediante el HCS 2000 corresponden a las condiciones relevadas en las horas pico matutina y vespertina, considerando los volúmenes de giro, los tiempos semafóricos y el factor de hora pico previamente determinados. Este software nos da varios resultados tales como: relación v/c, demora y nivel de servicio por movimiento y/o accesos, así como un indicador global para la intersección.

- Intersección Nº1:

Tabla 6: Resultados HCS 2000 – Intersección Nº1

Franja horaria	Rama	v/c	Mov/Acceso		Intersección	
			Demora de control (seg)	Nivel de servicio	Demora de control (seg)	Nivel de servicio
7 hs a 8 hs	Hacia Berisso	0,31	17,2	B	20,3	C
	Hacia La Plata	0,04	25,7	C		
	Giro a la izquierda	0,51	22,0	C		
17 hs a 18 hs	Hacia Berisso	0,52	19,7	B	20,2	C
	Hacia La Plata	0,10	26,5	C		
	Giro a la izquierda	0,40	20,4	C		

- Intersección Nº2:

Tabla 7: Resultados HCS 2000 – Intersección Nº2

Franja horaria	Rama	v/c	Mov/Acceso		Intersección	
			Demora de control (seg)	Nivel de servicio	Demora de control (seg)	Nivel de servicio
7 hs a 8 hs	Hacia Berisso	0,23	18,0	B	21,0	C
	Hacia La Plata	0,17	27,5	C		
	Giro a la izquierda	0,53	21,8	C		
17 hs a 18 hs	Hacia Berisso	0,42	20,2	C	20,8	C
	Hacia La Plata	0,19	27,7	C		
	Giro a la izquierda	0,44	20,5	C		

- Intersección Nº3:

Tabla 8: Resultados HCS 2000 – Intersección Nº3

Franja horaria	Rama	v/c	Mov/Acceso		Intersección	
			Demora de control (seg)	Nivel de servicio	Demora de control (seg)	Nivel de servicio
7 hs a 8 hs	Hacia Berisso	0,30	16,1	B	15,6	B
	Hacia La Plata	0,05	21,7	C		
	Giro a la izquierda	0,39	15,1	B		
17 hs a 18 hs	Hacia Berisso	0,40	17,2	B	16,5	B
	Hacia La Plata	0,10	22,3	C		
	Giro a la izquierda	0,41	15,5	B		

Además de los resultados obtenidos mediante el software, se releva en campo la disposición de los semáforos existentes en las intersecciones analizadas.



Figura 3: Disposición de los semáforos en las intersecciones

4. DISCUSIÓN

A partir de los resultados obtenidos del análisis se observa que las intersecciones estudiadas presentan niveles de servicio entre B y C. Estos valores indican condiciones de circulación relativamente fluidas, con demoras moderadas y sin evidencias de saturación. Se identifican valores de relación volumen-capacidad (v/c) que, en algunos casos, se aproximan a 0,5, especialmente en los giros a la izquierda y en los accesos con mayor demanda, estos representan condiciones críticas, pero indican una utilización significativa de la capacidad disponible. Estos resultados son coherentes con lo observado en el relevamiento, considerando además que los tiempos de verde para la vía principal son extensos debido a la presencia de solo dos fases semafóricas.

El análisis del ciclo semafórico muestra que las intersecciones mantienen un esquema de dos fases con características similares, lo que permite una operación sencilla. Sin embargo, durante el relevamiento se observa que los vehículos provenientes de intersecciones semaforizadas anteriores deben detenerse debido al cambio de fase en la vía principal, lo que interrumpe la progresión del flujo vehicular. Este

aspecto genera, en algunos casos, comportamientos indebidos por parte de los usuarios, quienes terminan incumpliendo las indicaciones de las señales luminosas. Asimismo, el tipo de llegada vehicular observado, con características cercanas a una distribución aleatoria, influye en la eficiencia del uso del tiempo verde y en la generación de demoras.

Por otro lado, se detectan inconsistencias en la disposición de los semáforos respecto a lo establecido en la normativa vigente (Ley Nacional 24.449), observándose configuraciones horizontales, presencia de luces repetidas o disposición no acorde a lo especificado, como se observa en la Figura 3. Además, se identifican cambios en el tipo de semáforo a lo largo de la misma vía. Estas situaciones pueden afectar la correcta interpretación de las señales por parte de los conductores y, en consecuencia, la seguridad vial.

5. CONCLUSIONES

El análisis realizado mediante el software HCS 2000 permite evaluar el desempeño operativo de las intersecciones estudiadas. Los resultados evidencian que las intersecciones presentan condiciones de operación adecuadas en los períodos analizados, aunque con ciertos movimientos que requieren atención en función de la demanda.

Como recomendación, se plantea la necesidad de revisar y ajustar los tiempos semafóricos para optimizar la circulación y reducir las demoras en los períodos de mayor demanda. Asimismo, se considera conveniente analizar la posible implementación de coordinación semafórica, teniendo en cuenta que, si bien podría mejorar la fluidez del tránsito, también podría generar concentraciones de vehículos en otros puntos de la red.

Además, se considera importante revisar la disposición y configuración de los semáforos existentes a lo largo de toda la vía, a fin de adecuarlos a la normativa vigente y mejorar su interpretación por parte de los usuarios.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Transportation Research Board. (2000). Highway Capacity Manual (4ª edición). National Research Council. ISBN: 0-309-06681-6. Estados Unidos.

Cal y Mayor, R., & Cárdenas Grisales, J. (2018). Ingeniería de tránsito. Fundamentos y aplicaciones (9ª edición). Alfaomega. ISBN: 978-607-538-217-3. México.

Rivera, J. J., Das Neves, G. A., & Oviedo, E. M. (2012). El señalamiento luminoso según el anexo L de la ley nacional de tránsito 24.449, inconsistencias en su aplicación en la Argentina y consecuencias sobre la seguridad vial.

EVALUACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO Y SEGURIDAD EN INFRAESTRUCTURAS VIALES DESTINADAS A CICLISTAS DE LA CIUDAD DE LA PLATA.

Becaria; Ibañez Diaz, Maria Cruz. (mibanezdiaz@alu.frlp.utn.edu.ar)

Directores; Veronica, Mechura (vmechura@frlp.utn.edu.ar) - Gustavo, Das Neves (gdneves@frlp.utn.edu.ar)

LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP-CIC PBA, Argentina. (lemac@frlp.utn.edu.ar)



Área: Gestión y Diseño vial.

PID Asociado: "Estudio de nuevas tecnologías de dispositivos de control de tránsito y su aporte a las redes viales". (Código: TVECLP0010123/ Disposición SCyT Nº 32/2023)

RESUMEN

Esta investigación analiza el Nivel de Servicio y la seguridad de la red de infraestructura ciclista de la ciudad de La Plata, en un tramo localizado sobre Diagonal 79 entre Plaza San Martin y la intersección de avenida 1 y avenida 60. El estudio se basa en un relevamiento de campo que incluyó filmaciones en horarios de mayor demanda y la aplicación de la metodología multimodal del HCM 2022. Se analizaron variables vinculadas al volumen de ciclistas, la relación con otros modos de transporte, las características geométricas de la infraestructura y su señalización. Desde la perspectiva de la seguridad vial, se identificaron deficiencias en la señalización, invasión de motos y discontinuidad en los separadores físicos. Los resultados obtenidos indican un Nivel de Servicio F, evidenciando baja calidad operativa en la infraestructura y condiciones que comprometen la seguridad del ciclista. Esta tesis se desarrolla en el marco de la Beca CIN. convocatoria 2024.

Palabras clave: seguridad vial; infraestructura ciclista; movilidad sostenible

1. INTRODUCCIÓN

Las ciclovías son un elemento relevante dentro de las estrategias de movilidad urbana sostenible, al promover el uso de la bicicleta como medio de transporte no motorizado. La incorporación de este tipo de infraestructura busca fomentar el uso de la bicicleta como medio de movilidad cotidiana, contribuyendo a reducir el impacto ambiental generado por los medios de transporte motorizados. Dado que en la ciudad de La Plata, este tipo de infraestructuras es de reciente implementación, y que ha favorecido el uso de la bicicleta como medio de transporte, es que surge la motivación de analizarla. Se destacan los siguientes elementos a evaluar: las dimensiones, la señalización y las instalaciones complementarias. En este marco, resulta necesario establecer una distinción conceptual entre los distintos tipos de infraestructura destinada al uso de la bicicleta.

Se define como **bicisenda** (figura 1) a las sendas o carriles destinados al uso de bicicletas, implantados sobre aceras, caminos o senderos peatonales, con un carácter recreativo.

Por su parte, la **ciclovía** (figura 2) se define como una vía integrante de la red urbana destinada a los usuarios de bicicletas, concebida para viajes asociados a un concepto de transporte alternativo. Estas pueden ser compartidas o no con peatones. A diferencia de la bicisenda, la ciclovía se implanta sobre la calzada y se encuentra delimitada mediante separadores físicos [3]. Su diseño está orientado a velocidades reducidas y su uso no resulta adecuado para vehículos motorizados.

La infraestructura ciclista cumple un rol relevante dentro del sistema de movilidad urbana, particularmente en lo referido a la seguridad y funcionalidad del desplazamiento en bicicleta. En este sentido, los elementos fundamentales que deben considerarse en el diseño de una ciclovía incluyen: el ancho de la senda, el cual incide directamente en la seguridad del ciclista; una iluminación adecuada, que contribuye a mejorar la percepción de seguridad; la correcta señalización horizontal y vertical; y la separación física entre ciclistas y vehículos motorizados.



Figura 1: Bicisenda Diag. 73 entre 45 y 72, La Plata.



Figura 2: Ciclovía Diag. 79 e/ Boulevard 82 y calle 41, La Plata.

En la ciudad de La Plata la movilidad se encuentra dominada por el uso de vehículos motorizados. Sin embargo, el sistema de circulación incluye una presencia significativa de ciclistas, entre los que se destacan estudiantes universitarios, trabajadores y deportistas. En el año 2016, en el marco del denominado Plan Estratégico La Plata 2030, se formularon propuestas de implementación de una red de ciclovías en la ciudad, con el objetivo de promover un mayor uso de la bicicleta como medio de transporte. Para alcanzar dicho objetivo, resulta necesario promover un modelo de movilidad sustentable respaldado por medidas que garanticen la seguridad vial.

El objetivo del presente trabajo es evaluar el nivel de servicio y las condiciones de seguridad de la infraestructura ciclista en un tramo de la ciudad de La Plata.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Selección del tramo de estudio y revisión bibliográfica

Para abordar el análisis se instrumentan dos tareas principales, en primera instancia se realiza un relevamiento y análisis de bibliografías y experiencias internacionales que aborden la seguridad de las ciclovías, y, por otro lado, se explica la metodología para poder realizar el análisis y el cálculo de nivel de servicio (LOS en su sigla en inglés).

Se focaliza el estudio de campo en un tramo especifico de la red de ciclovías y bicisendas de La Plata (Figura 3) de la diagonal 79, construida en 2022, que comprende el recorrido entre plaza San Martín y la intersección de calle 1 y avenida 60, considerando tanto el sentido de ida como el de vuelta. La elección de este tramo responde a la conectividad, dado que constituye un eje que vincula de manera directa el área central de la ciudad con el sector Universitario, en el cual se concentra un importante flujo de usuarios. Comprende 1000 metros de longitud y atraviesa varias cuadras del casco, conectando ejes importantes como Avenida 1, Avenida 60, y cruces con calles menores como Calle 2, Calle 3, Calle 4, Calle 5, Calle 6, Calle 55, Calle 54, entre otras. El tramo analizado posee una longitud aproximada de 83,37 m, e incluye intersecciones conectando Calle 55, Calle 56 y Calle 5, lo que influye en la complejidad de movimiento de las bicicletas. Para esto se realizó un estudio apoyado en la observación directa pasiva sobre cómo circulan los ciclistas y cómo se relacionan con el resto de los modos de transporte.

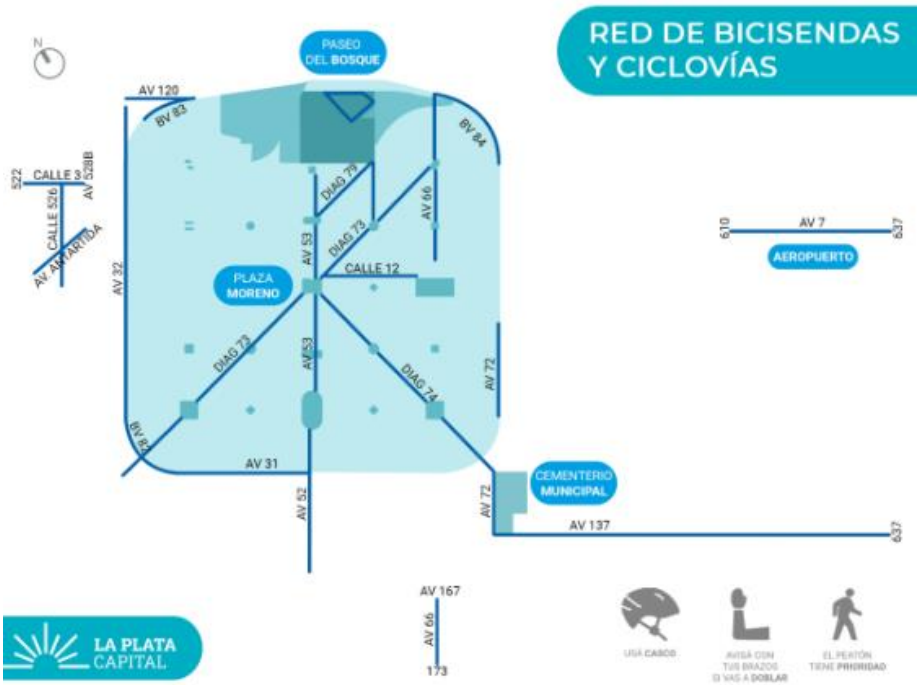


Figura 3- Red de Ciclovías y Bicisendas Ciudad de La Plata- **Fuente:** www.laplata.gob.ar

Procedimiento de toma de datos

El registro se hizo mediante una filmación continua, lo que permitió observar con claridad cómo se relacionan los distintos modos de transporte, reconocer hábitos de circulación y detectar situaciones que podían representar algún tipo de riesgo. La observación se realizó en horarios donde hay mayor movimiento en la ciudad, tanto a la mañana entre las 8.00 h y 10.00 h, y por la tarde, entre las 16.00 h y 18.00 h coincidiendo con las entradas y salidas de las actividades laborales y universitarias. Esto facilitó la apreciación general del funcionamiento cotidiano del tramo en momentos de mayor demanda, algo clave para analizar la seguridad y el desempeño de la infraestructura. Además, se revisaron los distintos flujos que circulan por la zona, prestando atención a las bicicletas y a cómo se relacionan con peatones y vehículos motorizados.

Cálculo de Nivel de Servicio

Para evaluar el nivel de servicio y la seguridad del tramo, se consideraron las siguientes variables:

- Volumen de ciclistas por sentido (ciclistas/h)
- Conflictos como ingreso de vehículos motorizados a la ciclovía
- Volumen de otros modos (peatones, motocicletas, monopatines eléctricos)
- Ciclistas circulando fuera de la senda
- Condiciones de la infraestructura
- Características del entorno urbano

Nivel de Servicio para ciclistas según HCM

El HCM 2022 [2] propone un enfoque multimodal basado en la percepción de seguridad y comodidad del usuario.

El Nivel de Servicio se determina mediante variables como:

- **Demanda horaria por sentido**, focalizada en los 15 minutos de mayor intensidad dentro de cada hora.
- **Velocidad media (Vi)** de circulación por tipo de usuario, conforme a los valores de referencia establecidos en el HCM.
- **Ancho efectivo** de la infraestructura ciclista (en metros).
- **Presencia de raya central** de separación (sí/no).

Para aplicar la formula y que sea lo más accesible el estudio, se sugiere la aplicación del siguiente calculo: [Ecuación 1]

$$Puntaje\ del\ NdeS = 5{,}446 - 0{,}00809 \cdot E - 4{,}76 \cdot IA - 0{,}287 \cdot RC - DC \qquad [Ec\ 1]$$

Donde:

- Esi= N° de eventos de sobrepaso del modo i
- Eci= N° de eventos de cruce del modo i
- E= Evento
- Qdi=demanda del modo i en la misma dirección
- Qoi=demanda del modo i en dirección opuesto
- FHP= Factor de Hora Pico
- Vi=velocidad media de los usuarios del modo i en la senda
- Vb= velocidad media de las bicicletas en la senda

EL FHP es un coeficiente que relaciona el volumen total observado en una hora con la tasa de flujo máxima registrada en el intervalo de 15 minutos de mayor demanda dentro de esa misma hora. [Ecuación 2]

$$FHP = \frac{Vt}{4 \cdot Vt(15\ min)}$$

Donde:

- Vt = Volumen total
- Vt (15 min) = Volumen total durante 15 minutos pico de la hora de análisis
- El factor 4 se define como el conteo máximo de 15 minutos

Con el objetivo de facilitar la aplicación de esta metodología, se diseñó una planilla de cálculo en Excel en la que se vuelcan todos los datos.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El estudio se focalizó en el comportamiento de la ciclovía, teniendo en cuenta sus elementos constitutivos, el entorno e interacción con otros modos de transporte, y a los ciclistas como usuarios vulnerables dentro del sistema vial.

En la figura 4 se presenta el tramo de la ciclovía en estudio, donde se observa el trazado analizado y su relación con el entorno.



Figura 4-Tramo de la ciclovía en estudio. **Fuente:** Edición propia sobre imagen de Google Maps

En la Figura 5, se presenta un esquema de las dimensiones relevadas que permite completar el cálculo del nivel de servicio. En la misma se puede observar el espacio de vinculación entre los distintos usuarios.

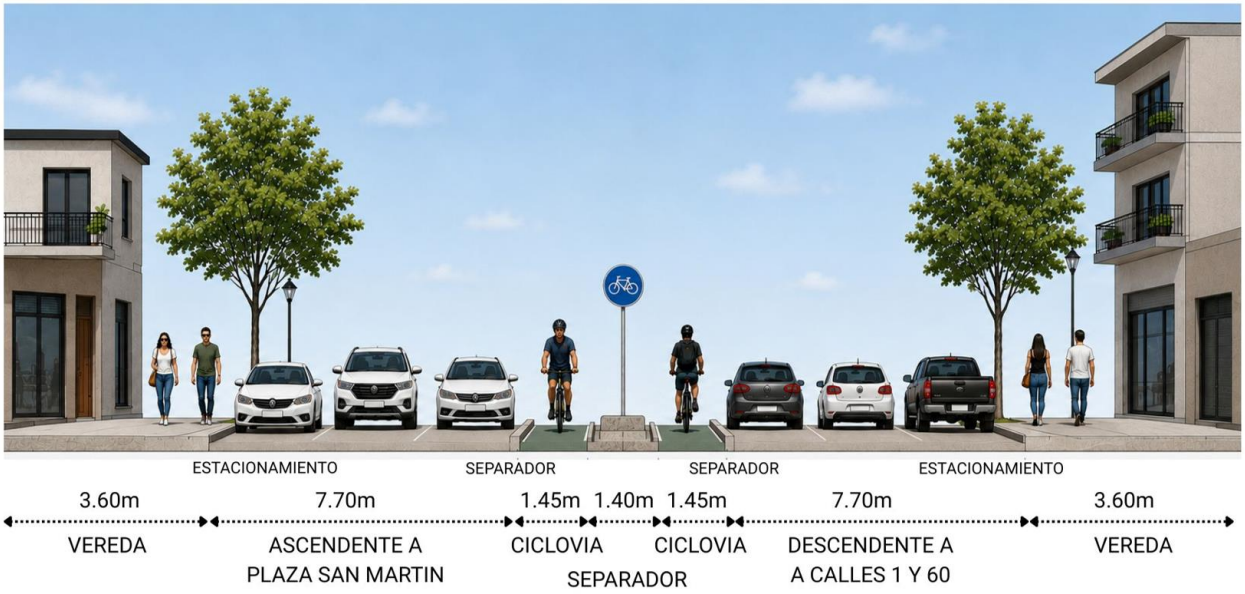


Figura 5: Dimensiones relevadas –Fuente: Imagen generada con IA

El análisis bibliográfico realizado, permite identificar problemáticas vinculadas a la delimitación continua, el ancho de la senda, el cual incide en la seguridad del ciclista, la distancia física entre separadores siendo esta no adecuada por el ingreso de vehículos motorizados a la ciclovía. [4]

El registro realizado mediante filmación continua permitió observar el comportamiento de los distintos usuarios en el tramo analizado. A partir del análisis de los registros se identificó la presencia simultánea de distintos flujos de circulación y modos de transporte, entre los que se destacaron peatones, bicicletas y vehículos motorizados, lo que evidencia un uso compartido del espacio vial.

Datos de entrada para el Cálculo de LOS

Interpretación del Nivel de Servicio y su implicancia en la seguridad vial:

El valor obtenido (≤ 2.0), el HCM clasifica al tramo en un Nivel de Servicio F. Esto refleja una infraestructura con conflictos significativos, baja calidad operativa y una experiencia poco satisfactoria para el ciclista. Si bien la cantidad de usuarios del camino no resulta elevada uno de los factores que mayor influencia ejerce en el nivel de servicio es el ancho insuficiente. De acuerdo con el modelo del HCM [2], un ancho reducido genera incomodidad e inseguridad. *"A medida que aumenta el número de otros usuarios del camino (incluidos los ciclistas), el LOS disminuye. Los caminos más anchos y la ausencia de una línea central contribuyen a un mejor LOS".*

CARACTERISTICA DE LA INFRAESTRUCTURA			
Ancho de la calzada + Diam. Rueda	9,418		m
Ancho de la calzada + Diam. Rueda	9,459		m
Raya central (1=si, 0=no)	0		-
Rambla = Si	1,4		m
Datos de entrada			
FHP	0,85		
Vi	5,5		
Vb	20,6		
MODO	BICICLETA	MOTO	PEATON
Cantidades	84	-	-
Qd(mismo sentido)	44	-	-
Qo(opuesto)	0	-	-
Esi (N° eventos sobrepaso)	37,94	-	-
Esi (N° eventos cruce)	0,00	-	-
E(eventos)	379,44	-	-
Dd	0,52	-	-
Pb	0,00	-	-
Ds	0,01	-	-
IA	0,11	-	-
Puntaje del NdeS	1,87		

Tabla 1-Datos de Entrada para el cálculo del Nivel de Servicio.

Análisis del tramo:

Este tramo forma parte de una arteria con circulación significativa tanto vehicular como ciclista. Durante la observación, se detectó que, en la infraestructura, los separadores instalados para delimitar la ciclovía presentaban una separación entre sí, generando espacios por las cuales los usuarios de motos ingresan a la senda ciclista. Esta condición compromete la seguridad de los usuarios, aumentando el riesgo y afectando la seguridad y comodidad de los ciclistas. [Figura 6]

A lo largo del tramo, también se identificaron problemas de señalización, tanto horizontal (marcas de pavimento desgastadas) como vertical. Esto reduce la visibilidad de la infraestructura por parte de los vehículos motorizados y debilita su percepción como un espacio exclusivo y seguro para los ciclistas [Figura 7].

Un aspecto importante al momento de evaluar la seguridad es la superficie de rodamiento ya que se registraron irregularidades que afectan la estabilidad del ciclista. La regularidad superficial es un parámetro que permite determinar la comodidad en la conducción y que de encontrarse en deficientes condiciones puede derivar en comportamientos que opten por utilizar otro sector por fuera de la ciclovía, aumentando la inseguridad. Debe brindar una superficie de rodadura cómoda y segura, siendo determinante la adherencia entre la rueda de la bicicleta y el Pavimento [5]. La señalización horizontal se encuentra desgastada y deteriorada con bajo nivel de visibilidad. Asimismo, se observaron tramos con ancho reducido generando situaciones de conflicto entre los usuarios.

Se registró la presencia de ciclistas que circulaban fuera de la senda delimitada, lo que indica una utilización irregular del espacio ciclista. También se observó la circulación de usuarios en monopatines eléctricos, lo que evidencia la diversidad de modos presente en la infraestructura y la necesidad de considerar estas variantes en el diseño y gestión de la red. [Figura 8]



Figura 6-Delimitacion de separadores- **Fuente:** propia



Figura 7: Problemas de señalización-**Fuente:** propia

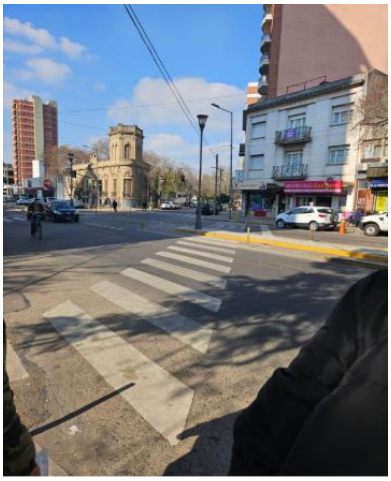


Figura 8-Ciclista fuera de la senda. **Fuente:** Propia

Las experiencias desarrolladas en distintas ciudades del mundo muestran que la seguridad vial y la movilidad sostenible avanzan de manera conjunta cuando se aplican medidas de planificación urbana, infraestructura adecuada y políticas orientadas a reducir los riesgos de siniestros. En muchos países se reconoce que los ciclistas necesitan entornos seguros, por lo que una de las primeras medidas adoptadas es disminuir la velocidad de operación de los vehículos motorizados. En las políticas internacionales también se destaca la importancia de contar con redes ciclistas continuas, señalizadas y bien conectadas entre sí. Además, se busca que las rutas ciclistas sean directas, evitando que los usuarios tengan que circular por avenidas sin infraestructura exclusiva o competir con el tráfico vehicular. Un buen diseño de las calles, junto con una señalización adecuada, ayuda a bajar las velocidades, que es uno de los principales factores de riesgo en los siniestros viales.[4]

Como recomendación en el diseño de la infraestructura de la ciclovía se agrega la conectividad continua de la red como otro elemento fundamental.

En este contexto, y con respecto a lineamientos internacionales en relación con la seguridad vial, la Asociación Mundial de la Carretera (PIARC) establece que el diseño de la infraestructura urbana debe priorizar a los usuarios vulnerables del sistema vial, entre los que se incluyen los ciclistas.

La discontinuidad de los separadores físicos, la señalización deficiente y la difícil convivencia con otros modos generan un entorno de circulación conflictivo, que se traduce en una experiencia negativa para el usuario ciclista.

A continuación, en la Tabla 2 se resumen las variables analizadas y sus consecuencias con respecto al nivel de servicio y a la seguridad vial.

Tabla 2- Resumen.

Diagonal 79 desde calle 1 y 60 a Plaza San Martin			
Variable analizada	**Observación realizada en el tramo**	**Relación con el Nivel de Servicio**	**Implicancia en la seguridad vial**
Ancho efectivo de la ciclovía	Ancho insuficiente para la demanda	Genera incomodidad y conflictos.	Aumenta la probabilidad de accidentes.
Separadores físicos	Separadores discontinuos permiten ingreso de motos	Aumenta los conflictos y reduce el desempeño de la infraestructura.	Elevado riesgo de siniestros por invasión de modos motorizados
Señalización horizontal	Marcas de pavimento desgastadas o poco visibles	Dificulta la identificación del espacio ciclista	Aumenta la inseguridad percibida por los ciclistas
Señalización vertical	Insuficiente y poco clara	Debilita el carácter exclusivo de la ciclovía	Aumenta la percepción de inseguridad
Presencia de otros modos	Peatones, motos y monopatines eléctricos circulando por la senda	Reducción del nivel de servicio	Genera interrupciones en el flujo ciclista
Comportamiento de los ciclistas	Ciclistas circulan fuera de la senda delimitada	Indica deficiencias funcionales del diseño	Usuarios expuestos al tránsito vehicular

4. CONCLUSIONES

El análisis del tramo de la ciclovía analizado de la Diagonal 79 permitió verificar que la infraestructura presenta condiciones operativas y de seguridad deficientes. La aplicación de la metodología del HCM arrojó un Nivel de Servicio (LOS, en sus siglas en inglés) F, lo que evidencia una experiencia de circulación desfavorable para el usuario ciclista y la presencia de conflictos significativos en el funcionamiento del tramo.

Los resultados obtenidos muestran que este bajo desempeño no se explica solamente por la demanda observada, sino por deficiencias de diseño y operación de la infraestructura. Entre los aspectos más relevantes se puede mencionar: el ancho de la senda ciclista resulta insuficiente en relación con la demanda existente, lo que incrementa los conflictos entre usuarios. Asimismo, se observaron separadores físicos discontinuos, situación que favorece la invasión de motos.

En relación con la señalización, se evidenció que la señalización horizontal se encuentra deteriorada, con marcas viales de baja visibilidad, mientras que la señalización vertical resulta escasa o insuficiente

Por otra parte, se observó que un número significativo de ciclistas opta por circular fuera de la senda delimitada, lo cual puede asociarse a las deficiencias geométricas de la infraestructura. Asimismo, se identificó la presencia creciente de nuevos modos de transporte, en particular monopatines eléctricos, cuya circulación no se encuentra contemplada ni regulada dentro del esquema actual de la red ciclista, lo que genera interacciones no previstas.

De esta manera, el trabajo permite concluir que la mejora del nivel de servicio de la infraestructura ciclista no depende únicamente de ampliar su capacidad, sino de reforzar su calidad funcional y legibilidad como espacio exclusivo de circulación. Para ello, se proponen las siguientes recomendaciones:

En primer lugar, se sugiere la implementación de separadores físicos continuos, que impidan el ingreso de motos al carril exclusivo de ciclistas, además, se recomienda mejorar las condiciones geométricas de la senda.

En cuanto a la señalización, resulta necesario el repintado de las marcas viales deterioradas y el refuerzo de la señalización vertical, mediante la incorporación de cartelería clara y visible.

Se destaca la importancia de que el diseño y la gestión de la red ciclista incorporen de manera explícita a los nuevos modos de movilidad, como los monopatines eléctricos, con el objetivo de ordenar los flujos, reducir conflictos y mejorar las condiciones generales de seguridad vial.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] (2016). www.laplata.gob.ar

[2] HCM (2022). highway-capacity-manual-a-guide-for-multimodal-mobility-analysis- (Transportation Research Board. (2022). Highway capacity manual 7th edition: A guide for multimodal mobility analysis. The National Academies Press.)

[3] Abraham, M.; Das Neves, G. (2023). Auditorias sobre las ciclovías y bicisendas de la ciudad de La Plata. Tesis de becarios de investigación. ISSN 2250-7221, n° 17, mayo 2023.

[4] Del Valle, J., & González, F. (2023). Seguridad vial urbana: guía de políticas públicas y herramientas para gobiernos locales.

[5] Barbudo, A., Jiménez, J. R., Ledesma, E. F., & Sierra, M. J. (2015). Regularidad superficial y adherencia en vías ciclistas - recomendaciones de diseño disponibles. Informes De La Construcción, 67(540), e124. https://doi.org/10.3989/ic.15.010

ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL IMPACTO DE LOS BITRENES EN LAS RUTAS NACIONALES

Becaria; Zoe Guillermina De La Canal Nuccetelli (dlczoe@alu.frlp.utn.edu.ar)

Director; Ignacio Zapata Ferrero (izapata@frlp.utn.edu.ar)

LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP-CIC PBA, Argentina. (lemac@frlp.utn.edu.ar)



Área: Diseño y Gestión Vial

PID Asociado: "Consideración de nuevos materiales para paquetes estructurales en vías pavimentadas y no pavimentadas en función de su categoría funcional". (TVTCLP0010032TC)

RESUMEN

La llegada de los bitrenes genera un debate importante: por un lado, representan una oportunidad para optimizar la logística y reducir costos; por otro, crean dudas sobre la capacidad de las rutas para soportar cargas más pesadas y frecuentes. Para su análisis se recurre a criterios de cálculo de pavimentos basados en metodologías de diseño con el fin de estimar el efecto de la libre circulación sobre estructuras diseñadas para el tránsito actual. En el presente trabajo se estudia el impacto de los bitrenes en las rutas argentinas para analizar el impacto generado y su deterioro. Los resultados muestran que, a pesar de que no se conoce la estructura, el deterioro para un paquete estructural diseñado para el transito actual no genera un gran impacto en la vida útil. Esto sugiere que, las intervenciones que se pueden proponer a futuro no deberían ser considerables.

Palabras clave: bitrenes, deterioro, pavimentos, libre circulación

1. INTRODUCCIÓN

Durante muchos años y en la actualidad se utilizan transportes que permiten el traslado de bienes y servicios. Las rutas argentinas son la principal infraestructura utilizada para realizarlo, por ende, se propone estudiar cómo se comporta un vehículo pesado en particular en el pavimento.

El bitren es un vehículo de transporte de cargas que está conformado por un camión tractor y dos semirremolques vinculados entre sí. Estos vehículos no son aptos para el tránsito urbano. La palabra "Bitren" es una adaptación del inglés B-train por ser un tren con acoples tipo B, o también denominada "quinta rueda" la que permite el aumento de carga transportada. Estos tipos de vehículos de transporte de carga pertenecen a la categoría de vehículos combinados de alto rendimiento.



Figura 1. Conformación del bitren

La oportunidad de transportar una mayor carga permite la adaptación de este tipo de vehículo para distintas necesidades, como bitrenes tolva, cisterna, con lona, forestal y volcable. El Peso Bruto Total (PBT) alcanza las 75 toneladas, con una tara de 22 toneladas y una capacidad de carga de 53 toneladas. Consta de 9 ejes en su configuración y, por ende, la distribución de peso por eje es más eficiente. Su longitud total es de 25 metros, superando los 20,5 metros de los modelos convencionales.

La utilización de los bitrenes genera cambios económicos, de productividad, de sustentabilidad y de seguridad. Las empresas reducen costos logísticos lo que origina un aumento de eficiencia y reducir los costos de transporte. También se disminuye la producción de dióxido de carbono (CO_2) y la seguridad de los usuarios es mejor al disminuir la cantidad de vehículos en una ruta.

En Canadá, el uso de bitrenes comenzó en los años 70 y hoy representan el 20 % del transporte en toneladas-kilómetro en dicho país. En Australia, se utilizan desde 1979 y actualmente transportan hasta 120 toneladas. En Brasil, desde 2006 circulan los de hasta 74 toneladas y 30 metros de largo. En Argentina se tienen sus primeras pruebas piloto en 2012 y en 2018 se comienzan a utilizar oficialmente.

Las rutas argentinas son la principal infraestructura de conexión entre distintas regiones y son esenciales para garantizar el traslado de bienes y servicios. En los últimos años, se impulsa a los bitrenes como una alternativa para mejorar la logística y la distribución de la producción.

En el 2019 se autoriza que los bitrenes de carga de 45 y 60 toneladas netas puedan circular por determinados corredores de las rutas nacionales argentinas, y en agosto de 2025 se aprobó una nueva resolución 1196/2025 la cual permite que los de hasta 75 toneladas netas, circulen por todas las rutas nacionales con la excepción de determinadas zonas en la provincia de Jujuy, esto se debe a que existen tramos de grandes pendientes y curvas cerradas.

Sin embargo, surgen algunas preocupaciones por los impactos que estos vehículos pueden generar. Una de ellas es cuánto afecta en la estructura de los pavimentos la incorporación de dicho transito como también en la seguridad de las personas que transitan por las rutas que están diseñadas y que no contempla la libre circulación de bitrenes.

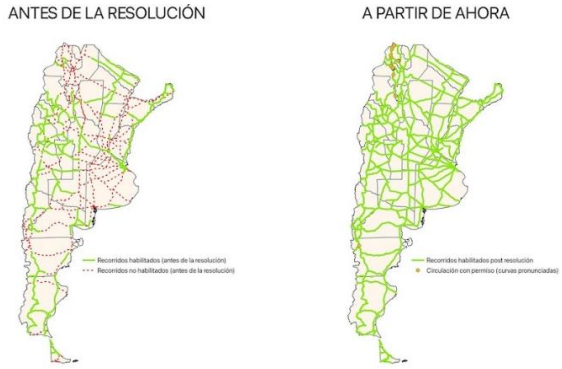


Figura 2. Cambio de libre circulación de bitrenes resolución 1196/2025

El presente trabajo se centra en analizar el efecto que pueden tener los bitrenes sobre los paquetes estructurales de las rutas nacionales, y evaluar su vida útil en diferentes escenarios de tránsito. Debido a las nuevas cargas a las que se someten las rutas, se determina el efecto que tendrán las mismas, realizándolo mediante datos extraídos de páginas gubernamentales y en determinadas rutas.

Para ello se aplican conceptos y cálculos de ingeniería vial que permiten estimar la vida útil de los pavimentos. Se trabaja con el programa BackVide, que estima la vida útil de los pavimentos en función de parámetros como los Equivalent Single Axle Load (ESALs) o carga equivalente por eje simple, la tasa de crecimiento del tránsito, los módulos y los espesores de los materiales.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

En este trabajo se evalúan tramos de rutas con un tránsito similar entre ellas, se calcula el factor destructivo de cada configuración vehicular seleccionada y la carga equivalente por eje simple.

En primer lugar, se estima la cantidad de ESALs generados por el transito medido en las progresivas elegidas. El porcentaje de bitrenes se determina observando que carga a transportar se asimila a la distribución de los ejes del bitren y la de los vehículos de la configuración de vehículos de gran porte.

Se estudia mediante el transito conocido tres posibles escenarios para evaluar la vida útil de cuatro rutas, en el primer caso se evalúa la vida útil actual del pavimento, es decir, no se considera la incorporación de los bitrenes. En el segundo y tercer caso se propone una relación de peso de la configuración de los vehículos de transporte con la configuración del bitren. Debido a ello se plantea como segundo caso el reemplazo de los bitrenes por tránsito actual. Como última alternativa se propone la suma de los bitrenes al tránsito actual.

2.1 Rutas contempladas para el estudio

A continuación se enumeran las rutas contempladas junto con las progresivas evaluadas.

2.1.1 Ruta Nacional N°3 (RN3)

La provincia de Chubut es la más afectada en cuanto a las rutas por los camiones cisterna de la industria petrolera que transportan una carga relevante constante. El tramo habilitado para los bitrenes es de los kilómetros 1509,35 a 1638,66. Para evaluar tramos homogéneos se obtuvieron datos de tránsito de los kilómetros 1515,45 a 1638,66.

2.1.2 Ruta Nacional N°9 (RN9)

Se toma como la principal conexión entre el puerto de La Plata y la provincia de Córdoba debido a que la empresa de automóviles Renault importa autopartes que son trasladados a la Planta Santa Isabel en Córdoba. El tramo habilitado por la vialidad para los bitrenes es el comprendido entre los kilómetros 74,9 a 237,09. Para evaluar tramos homogéneos se obtienen datos de tránsito de los kilómetros 162,44 a 204,94.

2.1.3 Ruta Nacional N°14 (RN14)

Se considera esta ruta en Misiones ya que en ella se genera la mayor parte de producción de yerba mate, madera, cítricos y palta. El tramo habilitado por vialidad para los bitrenes es de los kilómetros 746,35 a 952. Para evaluar tramos homogéneos se obtienen datos de tránsito de los kilómetros 790,99 a 826,1.

2.1.4 Ruta Nacional N°38 (RN38)

En la Provincia de La Rioja, una de las canteras en la ciudad de San Hector está próxima a la Ruta Nacional 38. El tramo habilitado por vialidad para los bitrenes es en el kilómetro 428,77 a 506,02. Para evaluar tramos homogéneos se obtienen datos de tránsito de los kilómetros 428,79 a 459,93.

2.2.1 Configuración de vehículos seleccionada

Para este trabajo es necesario identificar cuáles de las configuraciones vehiculares actuales resultan más representativas respecto de la configuración del Tránsito Diario Medio (TDM). Esto se debe a que la información provista por el área de Tránsito expresa el TDM asociado a una configuración vehicular específica, por lo que fue necesario seleccionar aquellas que son más afines con los datos obtenidos.

LIV: autos y camionetas
BU: ómnibus larga distancia **BU1:** Bus de 2 ejes **BU2:** Bus de 3 ejes y Bus de 4 ejes
SA: camión sin acoplado y ómnibus corta distancia **SA1:** 11 y Bus de dos ejes **SA2:** 12 y 13
CA: camión con acoplado **CA1:** 11-11 **CA2:** 11-12 **CA3:** 12-12
SE: camión con semiremolque **SE1:** 111 **SE2:** 112 **SE3:** 113 y 122 **SE4:** 123
TMD: Volumen medio diario del censo.
PRi: progresiva Inicial del **Tramo** **PRf:** progresiva final del **Tramo**

Figura 3. Clasificación vehicular.

Para el análisis se adopta la siguiente configuración de vehículos pesados.

Tabla 1. Configuración vehicular adoptada

	SA1: 11		SE1: 111
	SA2: 12		SE2: 112
	SA2: 13		SE3: 113
	CA1: 11 – 11		SE3: 122
	CA2: 11 – 12		SE4: 123
	CA3: 12 - 12		

Por ello se adopta la siguiente relación.

Tabla 2. Relación entre vehículo y bitren

	SE1: 111		Bitren
27 toneladas			
	SE4: 123	75 toneladas	
49,5 toneladas			

2.3.1 Cálculo de factor destructivo o equivalente

El deterioro de las rutas no es lineal. Por lo tanto, se calcula el factor destructivo para cada tipo de vehículo. Este factor transforma a la configuración de los ejes de los vehículos (ya sea simple, doble o trídem) en un eje equivalente estándar.

El cálculo empleado para el factor destructivo, equivalente, o LEF (Load Equivalent Factor) es:

- Para eje simple:

$$LEF = \left(\frac{Carga\ real}{Carga\ de\ referencia}\right)^4$$

- Eje tándem:

$$LEF = 2 \times 0{,}66 \times \left(\frac{\frac{Carga\ real}{2}}{Carga\ de\ referencia}\right)^4$$

- Eje trídem:

$$LEF = 3 \times 0{,}66 \times \left(\frac{\frac{Carga\ real}{3}}{Carga\ de\ referencia}\right)^4$$

En este caso se toma el siguiente criterio:

Para la carga real se consideran los siguientes valores:

- Eje simple: 6 toneladas
- Eje doble simple: 10 toneladas
- Eje tándem dual: 18 toneladas
- Eje trídem dual: 25 toneladas

La carga de referencia estándar es la que normaliza AASHTO igual a 8,2 toneladas.

Entonces, la configuración de los ejes puede convertirse en ejes equivalentes de 8,2 toneladas y así se puede realizar el cálculo de ESALs. Para la configuración adoptada, los factores son:

Tabla 3. Cálculo de factores destructivos para las distintas configuraciones

Configuración de ejes	Configuración de vialidad nacional	Factor destructivo	Configuración de ejes	Configuración de Vialidad Nacional	Factor destructivo
	Autos	0,00003	S1-D2-D1-D2	CA3	7,02348
S1-D1	Ómnibus	2,49844	S1-D1-D1	SE1	5,40422
S1-D1	SA1	3,19242	S1-D1-D2	SE2	5,10795
S1-D2	SA2	2,89616	S1-D1-D3	SE3	5,30438
S1-D3	SA3	3,09259	S1-D2-D2	SE3	4,81169
S1-D1-D1-D1	CA1	7,61601	S1-D2-D3	SE4	5,00811
S1-D1-D1-D2	CA2	7,31975	S1-D2-D3-D3	Bitren	7,12007

2.4.1 Cálculo de ESALs

El ESAL representa de numero de ejes equivalente mediante el uso de los datos de LEF, porcentaje de tipo de configuración vehicular y el transito diario medio. La fórmula utilizada para poder evaluar los ESALs de cada tramo se muestra a continuación:

$$ESALs\ anual = TMD * FT * 365 * \sum (LEF * \%\ de\ tipo\ de\ vehículo)$$

Donde:
TMD: $Tránsito\ diario\ medio$;
LEF: $Factor\ destructivo$
FT: $factor\ de\ trocha = 0{,}5$
$\%\ de\ tipo\ de\ vehículo$: proporción de cada configuración vehicular
De esta forma se obtienen los ESALS de cada uno de los tramos, para las tres alternativas propuestas.

Tabla 4. Cantidad de ESALs por tramo homogéneo estudiado

		Ejes equivalentes anuales		
Ruta	**TMDA**	**Sin bitren**	**Reemplazo de bitren**	**Suma de bitren**
RN3	1699	860.095,2	890.790,0	979.311,2
RN9	17781	7.508.186,3	7.643.962,5	8.039.598,0
RN14	1777	539.362,9	572.708,7	661.742,9
RN38	2031	1.187.947,4	1.202.771,4	1.243.368,6

2.5.1 Cálculo de vida útil con BackViDe

Para el cálculo de la vida útil se utiliza el programa BackViDe, que permite evaluar distintos parámetros de paquetes estructurales según datos ingresados, el cual fue desarrollado por el Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE).

La vida útil se estima para un paquete estructural propuesto, debido a la falta de información real de la estructura, y así poder evaluar el efecto que tendrían las nuevas cargas en ellas. Se estudian distintos espesores de capa para determinar que paquete se comporta mejor para la cantidad de ejes anuales actuales y para una vida de 15 años como mínimo.
Para la RN3, RN9, RN14 y RN38 el paquete que se comportaba mejor para las tres es el que se muestra a continuación.

Tabla 5. Espesores de pavimentos para cada ruta estudiada

	RN 3, RN 14, RN 38				RN 9		
	Estructura	Espesor (mm)	Módulo (Mpa)		Estructura	Espesor (mm)	Módulo (Mpa)
	SMA 19 AM3	50	3700		SMA 19 AM3	50	3700
	CAC D 19 CA30	150	3700		CAC D 19 CA30	200	3700
	Base granular	200	300		Base granular	250	300
	Suelo seleccionado	250	200		Suelo seleccionado	300	300
	Subrasante		100		Subrasante		100

1. RESULTADOS

Los años estimados de vida útil que se obtuvieron para las rutas estudiadas se encuentran resumidos en la Figura 4.

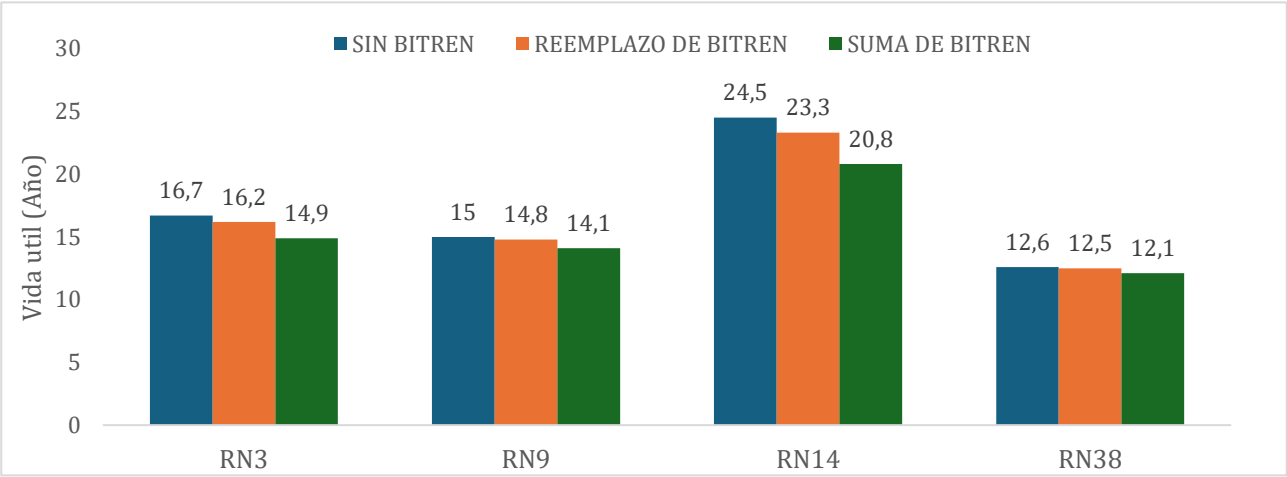


Figura 4. Estimación de la vida útil de las rutas analizadas

4. DISCUSIÓN

Se puede observar que el deterioro de la estructura depende estrictamente de la configuración vehicular elegida que es comparada con los bitrenes. Esto implica que, si se hubieran elegido otros vehículos que representen al bitren, el porcentaje sería distinto, y generar un cambio en la cantidad de ESALs.

Sin embargo, los 9 ejes de la configuración del bitren no generan un gran impacto en comparación con el tránsito actual para una estructura representativa. Al tener mayor cantidad de ejes permite que el

traslado de bienes sea en mayor cantidad y reduce el tránsito. Adicionalmente restan estudiar los problemas en la seguridad vial por sobrepaso de otros vehículos.

Los resultados permiten comparar que, de los tres casos propuestos, el más desfavorable es la suma de los bitrenes al tránsito actual, esto se debe a que se incrementa la cantidad de ejes que reducen la vida útil del pavimento. La reducción de la vida útil de la estructura puede ser menor si se realizan mantenimientos de las rutas. Esto genera que los bitrenes puedan seguir siendo un vehículo de transporte de gran porte que permite mejorar la logística.

5. CONCLUSIONES

La libre circulación de los bitrenes no afecta significativamente a la estructura por la que transitan estos vehículos ya que no disminuye la vida de servicio drásticamente. El bitren traslada mayor carga bruta y permite una buena distribución de su peso a la estructura mediante los 9 ejes que lo constituyen. El caso que más afecta la vida útil de la estructura es la suma de bitrenes al tránsito actual, aunque su impacto depende del porcentaje de tránsito implicado. Esto indica que se encuentra condicionado por el porcentaje de vehículos que sean reemplazados. En base al estudio realizado, una estructura que resiste al tránsito actual, indica que soporta el tránsito adicional de bitrenes, condicionado a un continuo mantenimiento de las rutas.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Argenports, R. (19 de Agosto de 2025). *ArgentPorts*. Obtenido de https://argenports.com/nota/el-gobierno-habilita-la-libre-circulacion-de-camiones-bitrenes-en-todo-el-pais/

Camión, P. (19 de Agosto de 2025). *Linkedin*. Obtenido de https://www.linkedin.com/pulse/el-gobierno-liber%C3%B3-la-circulaci%C3%B3n-de-bitrenes-75-toneladas-8wbnc/

campo, B. d. (27 de Mayo de 2023). *Bichos de campo* . Obtenido de https://bichosdecampo.com/aca-no-se-consiguen-en-australia-existen-camiones-que-arrastran-media-cuadra-de-remolques-y-llevan-300-vacas-por-viaje/

Caputo, L. A. (18 de 8 de 2025). *Boletin Oficial*. Obtenido de Presidencia de la Nación República Argentina: https://www.boletinoficial.gob.ar/detalleAviso/primera/330007/20250819

Efrón, A. (29 de Noviembre de 2017). *CAI - Centro Argentino de Ingenieros* . Obtenido de https://www.cai.org.ar/wp-content/uploads/biblioteca/2017/11_Transporte/Efron_A.pdf

Ensinck, M. G. (6 de Febrero de 2018). *El Cronista*. Obtenido de https://www.cronista.com/negocios/debuto-ternium-en-el-uso-de-los-bitrenes-que-prometen-reducir-hasta-70-del-costo-logistico/

Nacional, V. (s.f.). *Argentina.gob.ar*. Obtenido de https://www.argentina.gob.ar/transporte/vialidad-nacional/corredoresviales

Nicolas, C. A. (2018). *Proyecto final bitren 75 tn.*

Officials), A. (. (1993). *AASHTO Guide for Desing of Pavement Structures.* Washington D.C.: AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

Ramoneda, J. E. (2019). *Análisis de los factores de deterioro de camión y su incidencia en el diseño de pavimentos en la zona central del país.*

Soja, V. (s.f.). *Sociedad Rural de Rosario*. Obtenido de https://ruralrosario.org/detalle/13188/Habilitaron-mas-de-1000-kilometros-nuevos-de-rutas-que-se-suman-a-la-red-nacional-de-bitrenes.html

Torres, U. (21 de Agosto de 2025). *CEDAC*. Obtenido de Cámara Empresaria del Autotransporte de Cargas de Córdoba: https://cedac.com.ar/empresarias-renault-comenzo-a-usar-los-camiones-bitrenes-para-viajar-de-buenos-aires-a-cordoba/

Ullmer, F. T. (26 de Agosto de 2025). *La Nación* . Obtenido de La NAción: https://www.lanacion.com.ar/autos/sobrepaso-rutas-deterioradas-y-bitrenes-la-controversia-tras-la-decision-del-gobierno-y-el-impacto-nid25082025/

Vialidad Nacional. (s.f.). Obtenido de http://transito.vialidad.gob.ar:8080/SelCE_WEB/clasificacion.html

DISEÑO Y EVALUACIÓN PRELIMINAR DE UN ELEMENTO VIAL PASIVO FOTOLUMINISCENTE PARA CONTROL DE TRÁNSITO

Becaria; Brisa Martínez. (bdmartinez@alu.frlp.utn.edu.ar)

Directora; Verónica Mechura. (vmechura@frlp.utn.edu.ar)

LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP-CIC PBA, Argentina. (lemac@frlp.utn.edu.ar)



Área: Gestión y Diseño Vial.

PID Asociado: "Estudio de nuevas tecnologías de dispositivos de control de tránsito y su aporte a las redes viales". (Código: TVECLP0010123/ Diposición SCyT Nº 32/2023)

RESUMEN

La visibilidad nocturna constituye un aspecto fundamental para la seguridad vial. En este contexto, los materiales fotoluminiscentes representan una alternativa de señalización pasiva capaz de emitir luz luego de ser excitados por una fuente luminosa. El presente trabajo tuvo como objetivo evaluar el comportamiento lumínico de recubrimientos fotoluminiscentes con diferentes contenidos de pigmento, aplicados sobre distintos sustratos, con el fin de analizar su potencial aplicación en dispositivos de señalización vial.

Para ello se elaboraron tres formulaciones de pintura fotoluminiscente con distintos porcentajes de pigmento y se aplicaron sobre probetas de mezcla asfáltica, superficie pintada de blanco y muestras moldeadas del propio material. Asimismo, se realizó una aplicación exploratoria del recubrimiento en un prototipo de tacha vial. Las mediciones de luminancia fueron realizadas por un laboratorio externo bajo condiciones controladas de excitación lumínica, registrándose los valores iniciales y su evolución hasta los 60 minutos.

Los resultados muestran que el aumento del contenido de pigmento tiende a incrementar la luminancia inicial y la persistencia del brillo. Sin embargo, se observó que el tipo de sustrato tiene una influencia determinante en el desempeño del recubrimiento, registrándose valores menores sobre superficies oscuras como las mezclas asfálticas, mientras que los fondos claros u homogéneos favorecen una mayor percepción de la luminancia. Estos resultados evidencian el potencial de aplicación de recubrimientos fotoluminiscentes en dispositivos de señalización vial prefabricados, como tachas, donde el material puede aplicarse sobre un soporte propio que maximice su visibilidad nocturna

Palabras clave: Revestimiento fotoluminiscente. Seguridad vial. Señalización pasiva. Resina poliuretánica.

1. INTRODUCCIÓN

La visibilidad de la infraestructura vial en condiciones nocturnas o de baja iluminación constituye un factor determinante para la seguridad vial. La correcta percepción de la señalización y de los elementos de guiado permite a los conductores anticipar maniobras y reconocer la geometría de la vía, reduciendo el riesgo de siniestros. Esta problemática adquiere especial relevancia en sectores donde la iluminación artificial es limitada o inexistente, así como en entornos urbanos donde interactúan distintos tipos de usuarios vulnerables, como peatones y ciclistas.

En este contexto, los materiales fotoluminiscentes de larga persistencia han comenzado a investigarse como alternativa de señalización pasiva, ya que poseen la capacidad de absorber energía lumínica durante el período de exposición a una fuente de luz y reemitirla gradualmente en forma de luz visible durante períodos prolongados. Esta propiedad permite mejorar la visibilidad del entorno vial en

condiciones de baja iluminación sin requerir aporte energético continuo. Diversos estudios han analizado la aplicación de estos materiales en pavimentos y recubrimientos superficiales con el objetivo de mejorar la seguridad vial nocturna. En particular, Martínez et al. (2023) evaluaron distintas aplicaciones fotoluminiscentes en pavimentos —incluyendo mezclas bituminosas, morteros y pinturas— observando que los recubrimientos tipo pintura pueden alcanzar mayores valores de luminancia que otros sistemas y que tanto el contenido de pigmento fotoluminiscente como el color del sustrato influyen significativamente en la intensidad luminosa obtenida. Estos resultados evidencian el potencial de los recubrimientos fotoluminiscentes como estrategia de señalización vial pasiva.

El presente trabajo tiene como objetivo evaluar el comportamiento lumínico de recubrimientos fotoluminiscentes con distintas dosificaciones de pigmento, analizando la influencia del contenido de pigmento y del sustrato de aplicación en los niveles de luminancia obtenidos. Así, como explorar su potencial aplicación en dispositivos de señalización vial pasiva.

2. MATERIALES

2.1. Resina poliuretánica

Se emplea una resina poliuretánica monocomponente, previamente utilizada en el laboratorio como ligante de áridos en pisos drenantes (Scanferla, s. f.) y en aglomerados con caucho reciclado (Aparicio, 2020). Este tipo de resina corresponde a un prepolímero basado en isocianatos aromáticos, como el MDI (difenilmetano disocianato), y polioles, que durante el proceso de curado forma una red tridimensional termoestable con dominios rígidos y flexibles. Esta estructura confiere al material una elevada adherencia sobre matrices minerales y elastoméricas, adecuada resistencia mecánica frente a abrasión y punzonamiento, y buena estabilidad frente a condiciones de intemperie.

La experiencia previa demuestra que la resina puede desempeñarse eficazmente tanto como ligante estructural en el núcleo de la tacha como vehículo del material activo en los recubrimientos superficiales fotoluminiscentes.

2.2. Pigmento fotoluminiscente

Se emplean pigmentos fotoluminiscentes inorgánicos de persistencia prolongada, basados en aluminatos dopados, como el aluminato de estroncio activado con europio y disprosio. Estos materiales presentan la capacidad de absorber radiación en el rango UV–visible, almacenar energía en trampas electrónicas metaestables y reemitirla posteriormente en forma de luz visible, generalmente en tonalidades verde-amarillentas o azul-verdosas, durante varias horas luego de finalizada la excitación lumínica.

En comparación con los pigmentos fotoluminiscentes de generaciones anteriores, basados en sulfuro de zinc, los aluminatos dopados se caracterizan por una mayor intensidad luminosa inicial, una mayor duración del fenómeno de larga persistencia (del orden de 6 a 12 horas o más, según la formulación), así como por una elevada estabilidad térmica y química, baja toxicidad y carácter no radioactivo.

2.3. Microesferas de vidrio

Las microesferas de vidrio son el mismo insumo utilizado tradicionalmente en demarcación horizontal retrorreflectante: quedan parcialmente embebidas en la capa superficial y generan un mecanismo óptico de retrorreflexión bajo iluminación incidente (faros, linterna). En el presente trabajo se emplearon microesferas de vidrio de premezclado tipo P-93. Su incorporación en la superficie del recubrimiento fotoluminiscente tiene un doble propósito: aportar retrorreflexión inmediata ante luz externa, y generar

textura superficial que proteja parcialmente el pigmento fotoluminiscente frente a desgaste por roce/rodadura.

2.4. Caucho reciclado (NFU)

Para la conformación del núcleo de la tacha se utiliza granulado de caucho proveniente de neumáticos fuera de uso (NFU), compuesto por dos fracciones granulométricas: una fracción gruesa (M1), que aporta la estructura volumétrica del elemento, y una fracción de polvo fino, destinada a rellenar los huecos internos y mejorar la compacidad del conjunto.

3. METODOLOGÍA

3.1. Formulación de las dosificaciones del recubrimiento fotoluminiscente

Se elaboraron distintas dosificaciones de recubrimientos identificados como P1, P3 y P5, destinadas a la aplicación sobre distintos tipos de muestras. Las formulaciones se definieron en función del contenido relativo de resina poliuretánica, pigmento fotoluminiscente y microesferas de vidrio, manteniéndose constante el porcentaje de microesferas en el 6 % en peso (Tabla 1).

Tabla 1. Dosificación de la pintura bituminosa

Nombre	Resina	Pigmento	Microesferas
P1	74%	20%	6%
	88,8 gr (30 gr)	24 gr	7.2 gr
P3	64%	30%	6%
	115,2 gr (42 gr)	54 gr	7,2 gr
P5	54%	40%	6%
	64,8 gr (26 gr)	48 gr	7,2 gr

Durante la preparación experimental, sin embargo, fue necesario ajustar la cantidad de resina respecto de los valores teóricos inicialmente calculados, en función de la trabajabilidad observada en las mezclas. Por este motivo, las masas efectivamente utilizadas resultaron inferiores a las previstas y se consignan entre paréntesis en la Tabla 1. En consecuencia, los resultados obtenidos deben interpretarse como correspondientes a formulaciones reales de carácter exploratorio, y no como una comparación estricta entre dosificaciones teóricas idealizadas.

3.2. Aplicación del recubrimiento sobre distintos sustratos

Una vez elaboradas las formulaciones, el recubrimiento fotoluminiscente fue aplicado sobre distintos tipos de sustratos con el objetivo de analizar cómo influye el fondo o soporte en el desempeño lumínico del material. Para ello se utilizaron probetas de mezcla asfáltica tipo Marshall, sobre cuya superficie se aplicaron las formulaciones P1, P3 y P5, representando una condición similar a la de los pavimentos reales. Asimismo, con el fin de evaluar el comportamiento del material sobre un fondo homogéneo y de mayor reflectancia, las formulaciones también fueron aplicadas sobre una probeta de hormigón previamente recubierta con pintura termoplástica blanca, lo que permitió analizar el efecto del contraste entre el recubrimiento fotoluminiscente y el sustrato. De manera complementaria, se prepararon pequeñas muestras cúbicas obtenidas a partir de la pintura fotoluminiscente vertida en moldes, permitiendo que el material solidifique sin la influencia de un sustrato, con el objetivo de evaluar el comportamiento intrínseco del material. Luego de la aplicación, todas las muestras fueron sometidas a un proceso de curado según las recomendaciones del fabricante de la resina poliuretánica, con el fin de

asegurar la correcta reacción del prepolímero y la adecuada formación de la matriz polimérica del recubrimiento.

Como complemento al análisis, se decidió plantear como alternativa una aplicación exploratoria en un dispositivo vial prototipo tipo tacha, con el fin de evaluar de manera preliminar la posible incorporación del recubrimiento desarrollado en un elemento de señalización vial prefabricado. Para la fabricación del prototipo se empleó un molde en el cual, en primer lugar, se colocó una capa del recubrimiento fotoluminiscente correspondiente a la formulación P3, seleccionada por presentar un comportamiento adecuado en términos de trabajabilidad y contenido de pigmento. Posteriormente, sobre esta capa se incorporó el material destinado a conformar el cuerpo del dispositivo, compuesto por caucho reciclado proveniente de neumáticos fuera de uso con dos fracciones granulométricas: una fracción fina en polvo y una fracción gruesa (M1). El caucho fue aglomerado mediante resina poliuretánica, aplicándose un proceso de compactación en molde plástico y curado a temperatura ambiente. Este procedimiento se basa en la tecnología previamente desarrollada y validada en trabajos del laboratorio orientados a la fabricación de tachas y elementos modulares con materiales reciclados (Borgogno et al., 2019), adaptándose en el presente estudio para permitir la incorporación del recubrimiento fotoluminiscente en la superficie del prototipo. De este modo, una vez finalizado el proceso de curado, el recubrimiento quedó integrado a la superficie del dispositivo. Cabe aclarar que esta etapa no constituye el objetivo central del trabajo, sino que se incorpora a modo de ensayo exploratorio para analizar el potencial de aplicación del material en dispositivos de señalización vial.

Las proporciones adoptadas se basaron en dosificaciones óptimas recomendadas en trabajos de tesis desarrollados previamente en el laboratorio (Borgogno et al. 2019).

Tabla 2. Dosificación de la tacha

Polvo	M1	Resina
8,8 %	79,2%	12%
12,1 gr	108,9 gr	16,5 gr

3.3. Medición de luminancia y registro de imágenes

Una vez finalizado el proceso de curado, las muestras fueron sometidas a ensayos de medición de luminancia con el objetivo de evaluar su comportamiento fotoluminiscente en el Laboratorio de Acústica y Luminotecnia (LAL-CIC). La configuración se definió tomando como referencia el procedimiento propuesto por Martínez et al. (2023), en el cual se emplearon dos lámparas de 5 W (una LED y una UV) para la carga de materiales fotoluminiscentes, adaptándose en el presente trabajo a una carga exclusivamente LED y se adoptó una distancia de modo de asegurar un nivel de iluminancia del orden de los 1000 lux sobre la superficie ensayada.

Se registró la luminancia emitida por las muestras en distintos intervalos de tiempo: inmediatamente después de finalizada la excitación (luminancia inicial) y luego a los 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50 y 60 minutos. Los valores de luminancia obtenidos en cada intervalo de tiempo fueron registrados y organizados en tablas de datos. Posteriormente, estos datos se representaron mediante gráficos comparativos (luminancia en función del tiempo) para cada formulación y tipo de sustrato, con el objetivo de visualizar la variación del brillo a lo largo del período de medición.

De manera complementaria, se realizó el registro fotográfico de las muestras mediante el uso de una cabina de ensayo con condiciones de iluminación controladas. Las imágenes fueron capturadas siguiendo los mismos intervalos temporales establecidos para las mediciones de luminancia. Este

registro permitió documentar visualmente la evolución del comportamiento lumínico del recubrimiento en el tiempo y facilitar la comparación cualitativa entre las distintas formulaciones y los sustratos evaluados.

Adicionalmente, se realizó un registro fotográfico de las muestras aproximadamente 6 horas después del proceso de excitación lumínica, con el objetivo de documentar visualmente la persistencia del efecto fotoluminiscente en un intervalo de tiempo mayor al considerado en las mediciones.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Como resultado del proceso experimental se obtuvieron muestras elaboradas a partir de formulaciones teóricas con contenidos de pigmento del 20 %, 30 % y 40 %. No obstante, como se menciona en la metodología se realizaron ajustes en la cantidad de resina. En particular, se elaboraron tres probetas de mezcla asfáltica recubiertas con las distintas dosificaciones y una probeta rectangular de hormigón, previamente pintada con pintura termoplástica blanca, subdividida en tres secciones y recubierta con cada una de las formulaciones (figura 1). Adicionalmente, se fabricaron muestras cuadradas de 3 x 3 cm mediante el uso de moldes de silicona (figura 2), así como un dispositivo vial prototipo tipo tacha (figura 3), a fin de evaluar el desempeño del material en diferentes sustratos.



Figura 1. Aplicación del recubrimiento. Sup.: Material sobre las probetas de mezcla asfáltica. Inf.: Material sobre la probeta de h° pintada.
Fuente: elaboración propia.

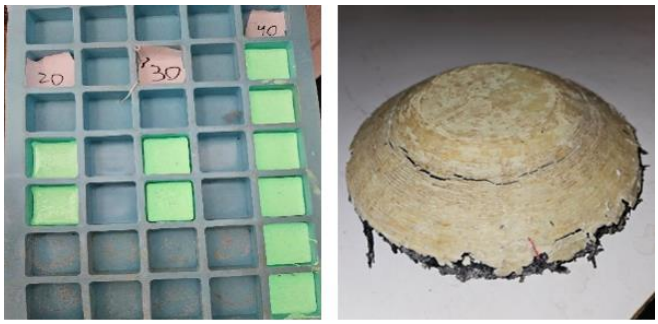


Figura 2. Izq: Muestras conformadas con molde de silicona.Der: Tacha
Fuente: elaboración propia.

4.1. Recubrimiento sobre fondo blanco

La figura 3 muestra los valores de luminancia obtenidos para las probetas de hormigón con pintura fotoluminiscente. Se observa que todas las formulaciones presentan una disminución de la luminancia con el tiempo, con una caída más pronunciada en los primeros minutos y un descenso más gradual en etapas posteriores. Este comportamiento coincide con lo observado en el trabajo de Martínez et al. (2023), donde también se registra una caída inicial rápida seguida de un descenso más progresivo en el tiempo, típico de materiales fotoluminiscentes basados en aluminatos.

En el instante inicial, los valores de luminancia alcanzan un máximo de aproximadamente 1,1 cd/m^2 para la formulación con mayor contenido de pigmento (P5), mientras que los valores más bajos se sitúan en torno a 1,0 cd/m^2 para la formulación P3.

A medida que transcurre el tiempo, las diferencias entre formulaciones tienden a reducirse, estabilizándose a partir de los 30 minutos. En esta etapa, las formulaciones P3 y P5 presentan valores cercanos a 0,2 cd/m^2, mientras que la formulación P1 alcanza valores mínimos del orden de 0,1 cd/m^2.

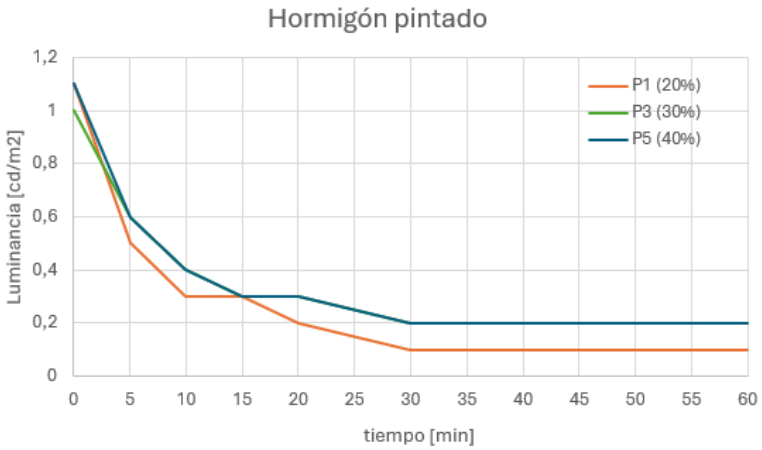


Figura 3. Valores registrados para las muestras de hormigón con fondo blanco

4.2. Recubrimiento sobre fondo oscuro

La figura 4 presenta los resultados de luminancia obtenidos para las mezclas asfálticas. En este caso, los valores registrados son significativamente menores en comparación con las probetas de hormigón.

En el instante inicial, la luminancia máxima es del orden de 0,8 cd/m^2 para la formulación P5, mientras que el valor mínimo se sitúa en torno a 0,3 cd/m^2 (P1). A lo largo del tiempo, la luminancia disminuye rápidamente, alcanzando valores nulos o cercanos a cero en los últimos minutos de medición.

Este comportamiento puede atribuirse al color oscuro de la mezcla asfáltica, que reduce la capacidad de emisión de luz. Asimismo, no se observa una mejora significativa al aumentar el contenido de pigmento, lo que indica que el sustrato tiene una fuerte influencia en el desempeño luminiscente.

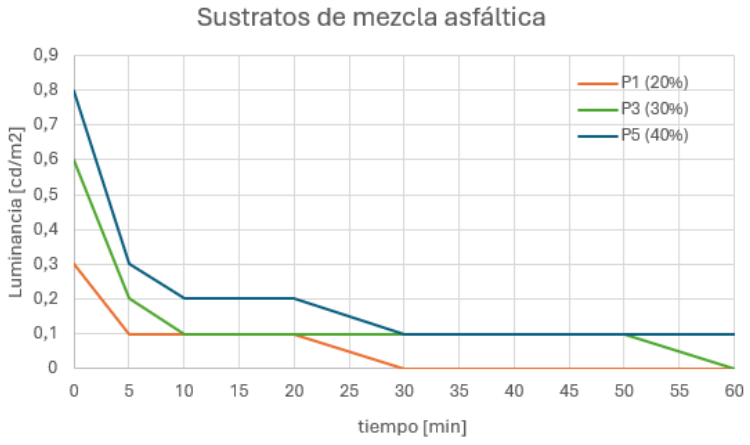


Figura 4. Valores registrados para las muestras con fondo oscuro

4.3. Muestras Moldeadas

En la Figura 5 puede observarse que las muestras cúbicas obtenidas mediante el moldeo directo de la pintura, es decir, sin la presencia de un sustrato que interfiera en la percepción del brillo, presentan los valores de luminancia más elevados entre todas las configuraciones ensayadas, lo que permite inferir que el comportamiento intrínseco del material fotoluminiscente resulta más eficiente cuando no se ve

afectado por el contraste con el soporte. En este sentido, la formulación P5 alcanza una luminancia inicial de aproximadamente 1,26 cd/m^2, disminuyendo progresivamente hasta alrededor de 0,09 cd/m^2 al final del período de medición, mientras que la formulación P1 parte de un valor cercano a 1,20 cd/m^2 y desciende hasta aproximadamente 0,07 cd/m^2, manteniendo en ambos casos la tendencia general de decaimiento observada. También se observa que los valores correspondientes a las tres dosificaciones se mantienen muy próximos entre sí a lo largo del tiempo, lo que se traduce en una mayor uniformidad en el comportamiento.

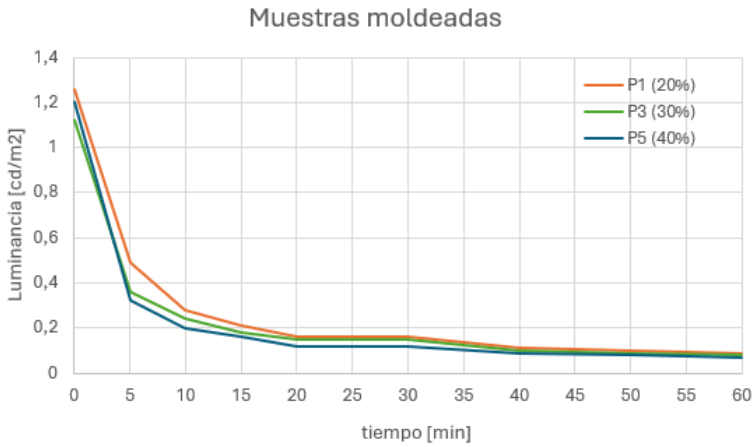


Figura 5. Valores registrados para las muestras moldeadas

4.4. Comparación de formulación P3 en los distintos sustratos

En la Figura 6 se presenta la comparación de la formulación P3 aplicada sobre los distintos sustratos ensayados, incluyendo hormigón pintado, mezcla asfáltica, muestras cúbicas y tacha. Se observa que el comportamiento de la luminancia varía significativamente según el tipo de base, evidenciando la influencia del sustrato en el desempeño fotoluminiscente.

En el instante inicial, el mayor valor de luminancia corresponde a las muestras cúbicas, con aproximadamente 1,12 cd/m^2, seguido por las muestras de hormigón con fondo blanco con valores cercanos a 1,0 cd/m^2, mientras que las tachas presentan valores intermedios del orden de 0,7 cd/m^2 y la mezcla asfáltica registra los valores más bajos, alrededor de 0,6 cd/m^2.

A lo largo del tiempo, todas las configuraciones presentan una disminución de la luminancia, con una caída más pronunciada en los primeros minutos. Sin embargo, hacia el final del período de medición, las diferencias entre sustratos se mantienen: el hormigón pintado conserva valores cercanos a 0,2 cd/m^2 siendo el sustrato que presenta la mayor luminancia hacia el final del período de medición. Mientras que las muestras cúbicas y las tachas descienden a valores del orden de 0,04–0,08 cd/m^2, y la mezcla asfáltica alcanza valores nulos.

Cabe aclarar que el recubrimiento de la tacha se vio afectado superficialmente por el desmoldante utilizado durante el proceso de fabricación. Esto podría haber modificado el comportamiento de la superficie y, en consecuencia, influido en los valores de luminancia obtenidos en la medición. Por este motivo, los resultados deben interpretarse teniendo en cuenta esta posible alteración.

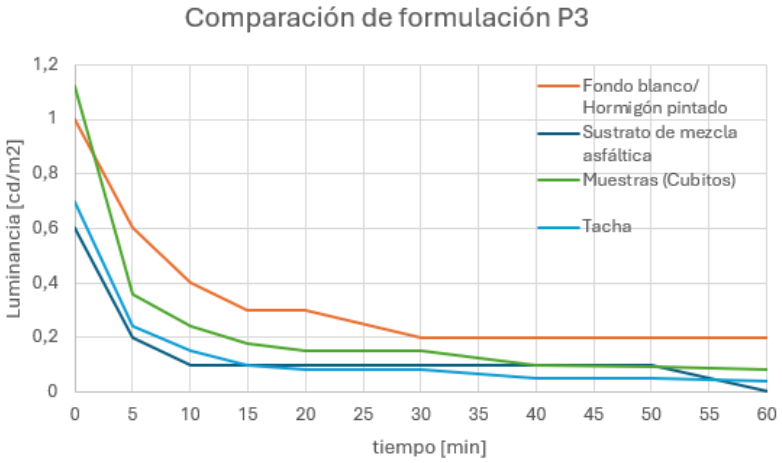


Figura 6. Comparación de la formulación P3 sobre las distintas muestras

Estos resultados permiten inferir que la aplicación de recubrimientos fotoluminiscentes directamente sobre pavimentos asfálticos podría presentar limitaciones en términos de visibilidad, debido al efecto de absorción y contraste por el sustrato generado oscuro. En este contexto, la utilización del material en dispositivos prefabricados, como tachas fotoluminiscentes, resulta una alternativa favorable, ya que permite conformar un soporte propio para el recubrimiento activo, evitando su interacción directa con el fondo del pavimento y favoreciendo una mayor percepción del brillo emitido.

Las imágenes obtenidas mediante el registro fotográfico en la cabina de ensayo permiten complementar el análisis cuantitativo de luminancia, evidenciando visualmente las diferencias entre formulaciones y sustratos. En particular, se observa una mayor intensidad lumínica y uniformidad en las muestras moldeadas, mientras que en las probetas asfálticas el recubrimiento aparece más atenuado y con menor contraste respecto al fondo.

5. CONCLUSIONES

A partir de los ensayos realizados se pudo evaluar el comportamiento lumínico de recubrimientos fotoluminiscentes con diferentes contenidos de pigmento aplicados sobre distintos sustratos, con el objetivo de analizar su posible aplicación en sistemas de señalización vial pasiva.

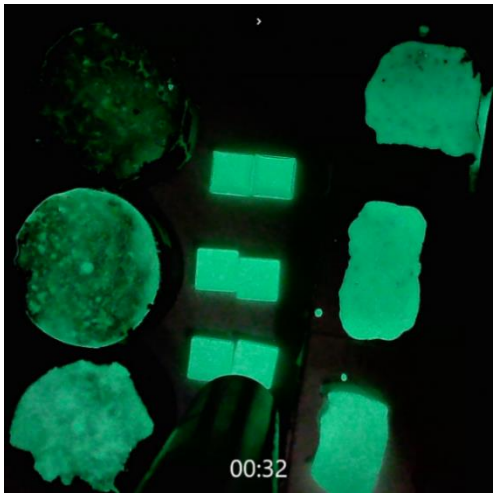


Figura 7. Fotografía obtenida inmediatamente después de la excitación Izquierda: muestras asfálticas; centro: muestras cubicas; derecha: muestra con fondo blanco
Fuente: elaboración propia.

En relación con las formulaciones analizadas, se observó que el incremento del contenido nominal de pigmento fotoluminiscente tiende a aumentar los valores de luminancia inicial y a mejorar la persistencia del brillo en el tiempo. Sin embargo, las diferencias entre formulaciones resultaron menos significativas que las generadas por el tipo de sustrato sobre el cual se aplica el recubrimiento.

El sustrato demostró tener una influencia determinante en la percepción de la luminancia. En particular, los sustratos oscuros, como las probetas de mezcla asfáltica,

presentaron valores de luminancia menores debido al contraste con el fondo y a la absorción de la luz emitida. En cambio, las superficies claras y homogéneas favorecieron una mayor percepción del brillo del material fotoluminiscente.

En función de estos resultados, se identifica un potencial de aplicación de los recubrimientos fotoluminiscentes en dispositivos de señalización vial, especialmente en elementos prefabricados como tachas u otros dispositivos de demarcación. Este tipo de soluciones permitiría incorporar el material fotoluminiscente sobre un soporte propio, evitando la influencia directa del fondo oscuro del pavimento y favoreciendo una mayor visibilidad nocturna. En este sentido, la aplicación exploratoria realizada en un prototipo de tacha permitió evidenciar la viabilidad de esta alternativa como complemento a los sistemas de señalización vial tradicionales. No obstante, se observó que el recubrimiento aplicado sobre la tacha presentó alteraciones superficiales asociadas al uso de desmoldante, lo cual podría haber influido en los valores de luminancia obtenidos. Por lo tanto, este resultado debe considerarse como preliminar, siendo necesario optimizar las condiciones de aplicación para evaluar con mayor precisión el desempeño del sistema.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece especialmente al Laboratorio de Acústica y Luminotecnia de la Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires (LAL CIC PBA) por haber hecho posible la medición de la luminancia de las muestras.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Borgogno, D., Huespe Mercado, A. N., Orellana, A., & Ortega, N. (2019). *Elementos de demarcación horizontal ecológicos con neumático reciclado para la economía social*. Tesis de Becarios de Investigación, (13). LEMaC – Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional La Plata. LEMaC. (2019). *TESIS BECARIOS INVESTIGACION 2019.* Argentina, UTN FRLP.

Borgogno, D., Orellana, A., & Ortega, N. (2020). *Utilización de neumáticos fuera de uso en elementos de demarcación y su difusión en la comunidad*. Tesis de Becarios de Investigación, (14). LEMaC – Centro de Investigaciones Viales, Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional La Plata.

MARTÍNEZ, A.H.; LÓPEZ-MONTERO, T.; MIRÓ, R.; PUIG, R. (2023). *Photoluminescent Applications forUrban Pavements*. Sustainability 2023, 15, 15078. https://doi.org/10.390/su152015078. España, Barcelona.

Scanferla L. J. (s. f.). *Evaluación De Mezclas De Resina Poliuretanica Conbcanto Rodado Para La Utilización En Pisos Drenantes.* Argentina, UTN FRLP.

Aparicio, L. (2020). *Desarrollo de baldosas con caucho reciclado de neumáticos fuera de uso.* Tesis de maestría, Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional La Plata.

ESCALADO DEL PROCESO DE FABRICACIÓN ADITIVA, A PARTIR DE MATERIALES EN PASTA, PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LADRILLOS MACETEROS EN MAMPUESTO DE JARDINES VERTICALES

Becaria; Marisol Chaira (marisolchaira94@gmail.com)

Director; Adrián Mariano Oviedo (diadrianoviedo@gmail.com)

LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP-CIC PBA, Argentina.
(lemac@frlp.utn.edu.ar)



Área: Materiales Viales.

RESUMEN

Actualmente la fabricación aditiva aplicada a la construcción representa una alternativa innovadora dentro de la producción eficiente y personalizada. En este marco, la tesis desarrolla el escalado del proceso de impresión 3D con materiales en pasta, enfocado en la producción de ladrillos maceteros para jardines verticales. Se emplean pastas 3D obtenidas a partir de masas cerámicas, ajustando su contenido de agua para lograr condiciones adecuadas de extrusión. La cerámica 3D se utiliza como material principal por su versatilidad y disponibilidad. El sistema de impresión integra un equipo dosificador a pistón y una impresora 3D, considerando variables como dimensiones de mangueras, cartuchos y relación de dosificación para su aplicación en distintas escalas.

Palabras clave: impresión 3d, pastas 3d, cerámica 3d.

1. INTRODUCCIÓN

En Argentina la fabricación aditiva a partir de materiales en pasta a gran escala, como por ejemplo la construcción de viviendas, recién se está iniciando con las primeras experiencias 3D. En cuanto a la pequeña escala, para productos como vasos, tazas o jarrones, se viene trabajando desde hace varios años con la impresión de materiales en pasta, siendo habitual el uso de material cerámico. Lo que no es frecuente de ver son las impresiones a partir de materiales en pasta en escala mediana, como por ejemplo la impresión de un banco de plaza, siendo esta escala la que se propone desarrollar en la presente tesis. De esta manera, resulta imprescindible, como etapa preliminar, comenzar con pruebas a pequeña escala e inmediatamente aumentarla.

Esquema del sistema de impresión a partir de materiales en pasta

El sistema de impresión 3D consiste básicamente en un equipo dosificador de pastas y una impresora 3D. El dosificador cumple la función de alimentar con material en pasta, a través de una manguera, a la impresora. Fijando la manguera al cabezal de la impresora 3D, la misma se moverá en sus ejes X, Y y Z para resolver la construcción de una pieza u objeto impreso con el material.

El proceso de escalado que se propone en este trabajo es pasar de la fabricación de objetos de pequeña escala (20 cm x 20 cm x 20 cm de altura) a mediana escala (80 cm x 80 cm x 50 cm de altura). Siendo las dimensiones mencionadas referidas a la capacidad en volumen de las impresoras Chimak 3D provistas por 3D Insumos y disponibles en el Centro LEMaC.

El escalado del proceso de fabricación aditiva con materiales en pasta presenta desafíos e inconvenientes que deben ser superados. En cuanto a los desafíos, las impresoras para materiales en pasta presentan la particularidad de que tanto su estructura como los motores de movimiento de ejes deben ser más robustos que en la impresión con filamento termoplástico. Esto se debe a que se requiere desplazar el peso de la manguera dosificadora cargada de material, a diferencia de mover un filamento plástico estándar de diámetro 1,75 mm.

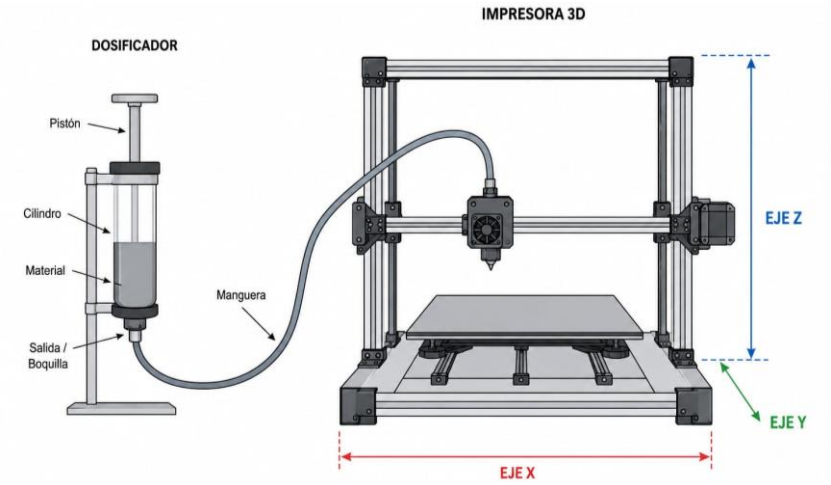


Figura 1. Esquema de los equipos del proceso de impresión 3D con pastas

El cambio de escala del sistema de impresión mediante materiales en estado de pasta implica, entre otras cosas, pasar de una manguera dosificadora de pasta de dimensiones: 6 mm de diámetro interno y 70 cm de largo a una de: 12 mm diámetro interno por 2 m de largo. Por consiguiente, habría mayor flujo de pasta desplazándose por la manguera, mayor fricción en la interfaz con la manguera y mayor peso de la misma cuando se encuentra cargada. Este aumento de resistencia se podría compensar agregando un aditivo fluidificante/defloculante. Teniendo la consideración que un exceso del mismo podría provocar falta de cohesión con la consecuente generación de fisuras o fracturas en el estado seco de la pieza impresa. A la vez, se prevé que el contenido de agua excesivo también puede ser causante de fracturas debidas a la mayor contracción por la disminución del volumen durante el secado.

Considerando todo lo expuesto es que se decide trabajar sobre las variables antes mencionadas (dimensiones de manguera y cartucho dosificador), en lugar de modificar la potencia del dosificador de pasta, puesto que, de reemplazar el motor, podría ocasionar daño a los mecanismos de reducción (engranajes y sus soportes). Por otro lado, el aumento en dimensiones escalares del procesamiento podría presentar variables en el comportamiento de la pasta y del objeto impreso.

La posibilidad de adquirir el equipo dosificador, específico y diseñado para pastas 3D importándolo resulta costosa por lo que se opta por fabricar un dosificador a partir de la modificación de un equipo del rubro gastronómico. Por lo tanto, se utiliza una embutidora a la cual se le realizan reformas, se fabrican y prueban cartuchos contenedores de diferentes capacidades, émbolos, soportes, conectores, mangueras y picos.

Objetivos:

Objetivo general

- Lograr imprimir en 3D a mediana escala a partir de pastas cerámicas, con el equipamiento disponible.

Objetivos específicos

- Ajustar las masas (estado fresco) de cerámica industrial y comercial para que cumplan de manera apropiada como pasta de impresión 3D.

- Imprimir en pequeña escala con pastas cerámicas ajustadas a 3D (utilizando la impresora pequeña de 20 x 20 cm).
- Lograr dosificar las pastas cerámicas ajustadas a 3D, en la mediana escala, para alimentar la impresora grande.
- Imprimir en mediana escala con pastas cerámicas ajustadas a 3D
- Obtener y definir datos tanto de la pasta ajustada a 3D como del proceso de impresión.

Propuesta de intención

La intención del trabajo consiste en escalar el proceso de impresión 3D con la posibilidad a futuro de construir un jardín vertical. En principio se estima en un muro de dimensiones aproximadas a 3 x 2 m, factible de ser emplazado en áreas de la Facultad como prueba in situ del prototipo funcional. El mismo resultaría en ornamento a la vez de contribuir con el medio ambiente en la expansión de jardines.

Como requerimiento se considera la posibilidad de que el ladrillo impreso, una vez instalado, permita la eventual remoción de la planta y de la tierra o compost alojado. Un requerimiento adicional es que permita su desarme en el caso de ser necesario su reubicación sin tener que destruirlo. Lo expuesto representa posibilidades funcionales, como ventajas, que ofrecería un muro con ladrillos 3D.

2. MATERIALES, MÉTODOS Y RESULTADOS

En esta sección se abordan distintas etapas que se van desarrollando, con resultados correspondientes a cada una de estas.



Figura 2. Muro construido a partir de ladrillos fabricados con impresión 3D. Fuente: Studio rap

Primero se preparan las pastas 3D a partir de masas cerámicas. Luego, en una segunda instancia se inician las pruebas de impresión a pequeña escala con el fin de verificar el comportamiento del material y realizar el ajuste correspondiente en cuanto a la cantidad de agua incorporada. Como tercera etapa, y una vez obtenida una pieza impresa de manera óptima, se pasa a la mediana escala, en la cual, al no lograr imprimir en los primeros intentos, se trabaja en reformas del equipo dosificador. Cumplido el objetivo de imprimir a mediana escala, se caracteriza la pasta 3D utilizada. Como última etapa, se realizan ensayos y mediciones para obtener datos del proceso productivo.

2.1 Etapa de fabricación de pastas 3D a partir de masas cerámicas de uso industrial.

Las pastas 3D de cerámica se pueden fabricar partiendo de 3 maneras diferentes. Una formulada a partir de la mezcla de sólidos en polvo (cerámica en polvo) y luego incorporar la cantidad de agua necesaria. La segunda opción, a partir de adquirir barbotina (cerámica líquida) y agregarle sólidos en polvo hasta lograr la consistencia deseada. Por último, y la que utilizamos en este desarrollo, resulta a partir de material en masa que se utiliza para moldear o modelar (masa cerámica comercial a la cual se le ajusta la cantidad de agua). A esta última, se la corta en trozos y utilizando una mezcladora orbital se le incorpora más agua, hasta obtener una pasta con características óptimas para la impresión 3D. (Figura3)

En esta etapa resulta crucial verificar el contenido de agua presente en la pasta 3D que permita tanto su dosificación a la impresora como el crecimiento capa por capa, en la construcción de un objeto, sin riesgo de que el mismo colapse.



Figura 3. Amasadora orbital

Para las primeras prácticas de escala pequeña y las siguientes de escalado, se utilizan masas de cerámica de uso industrial y cerámica roja comercial, se determinan sus contenidos de agua y se ajustan para conformidad como insumo 3D. Se debe considerar que para la fabricación de pastas a mediana escala sería conveniente contar con un equipo de amasado que permita preparar tandas de pastas de mayor cantidad, agilizando el proceso y la optimización asociada al desperdicio.

A continuación, se realizan los ajustes de las masas de cerámica con la que se desea imprimir. Los datos mencionados se obtienen a partir de la determinación de pérdida de masa (evaporación de agua), utilizando una estufa de secado a 100°C durante algunas horas hasta lograr peso constante.

Ajuste de la formulación de la masa industrial

Partiendo de desperdicios de masa cerámica industrial, (con contenidos de agua variable), se selecciona una parte y se determina la cantidad de agua incorporada (Figura 4). Posteriormente, se compara con la pasta ajustada a 3D y se determina que el contenido de agua necesario para conformarse como pasta 3D, aproximadamente 40 %.



Figura 4. Pesaje de la cerámica industrial en estado fresco y en estado seco

Figura 5. Pesaje de la cerámica roja en estado fresco y en estado seco

Ajuste de la formulación de la masa comercial de cerámica roja

Partiendo de una masa comercial roja, a la cual se le determina su cantidad de agua, Figura 5 (con un contenido de agua del 19 %), se le agrega 9 % más de agua para conformarse como pasta 3D, con lo cual se determina que el contenido total de agua necesario debiera ser de alrededor del 28 %.

2.2 Etapa de impresión 3D a pequeña escala

Una vez preparada la pasta 3D se introduce en un cartucho plástico con capacidad de 300 $cm,^3$ por medio del cual se dosifica (Figura 6a), mediante un equipo a pistón, a la impresora 3D (Figura 6b).

Para la impresión se utiliza una impresora 3D y un dosificador de pastas ambos marcan CHIMAK, con tubuladura de PVC Cristal de 70 cm de largo y diámetro interno 6 mm con pico de 4 mm.

En las pruebas a pequeña escala se determinó que los tubos de teflón resultan los indicados en cuanto a la menor fricción que se produce durante la circulación de la pasta. Sin embargo, se decide utilizar manguera de PVC Cristal para el escalado, debido a que las de teflón (mayor diámetro) carecen de la flexibilidad necesaria que permite los movimientos de la impresora.



Figura 6a. Cartucho contenedor de pasta, manguera y pico

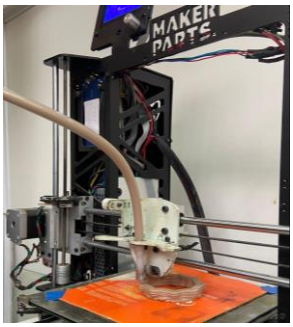


Figura 6b. Impresora de pequeña escala

Para tomar como referencia, se determina una relación de dosificación dividiendo el diámetro del cartucho por el diámetro de la manguera.

Se elige para imprimir, un modelo 3D de un contenedor cilíndrico sin base, de superficie con relieve ondulado con dimensiones de 6 cm de diámetro y altura 5 cm. En la Figura 7a se muestra cómo se va imprimiendo la pieza con una relación de cartucho/manguera de 7.6 y en la figura 7b se muestra la pieza ya terminada y seca.



Figura 7a. Impresión de la pieza



Figura 7b. Pieza terminada y seca

Tabla 1. Relación de dosificación en la impresora de pequeña escala

-Cartucho de 300 ml, con diámetro interno 46 mm -Manguera de 6 mm de diámetro interno **-Relación 7,6.**

Resultados de la impresión a pequeña escala

La consistencia de las pastas, con las cantidades de agua indicadas anteriormente, resulta n adecuada para permitir, con una correcta dosificación y construcción del objeto sin colapsar. Considerando que en pequeña escala se logra imprimir tanto con la pasta blanca (industrial) como con la roja (comercial).

2.3 Etapa de impresión 3D a mediana escala

Preparación de maquetas

Se diseñan y preparan maquetas simples, simulando posibles modelos de ladrillos para realizar las primeras experiencias en el escalado de impresión con pasta. Las mismas resultan útiles para dimensionar el volumen, la vinculación entre los mismos y su funcionalidad. Aunque todas las mejoras susceptibles de ser aplicadas se dejarán para una etapa posterior, una vez cumplido con el objetivo de imprimir en mediana escala.

De la experiencia con las maquetas se propone ver la posibilidad de realizar una sustracción en altura que facilite la colocación de tierra y plantas, con la posterior evaluación de factibilidad resolutiva mediante modelado e impresión 3D. Si bien el diseño ya posee una saliente hacia afuera que permite el crecimiento de las raíces de una planta, este podría no ser suficiente para la eventual remoción de la tierra.

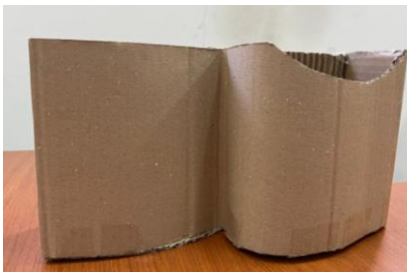


Figura 8a. Maqueta del ladrillo



Figura 8b. Simulación para la construcción de un muro

Si bien el diseño definitivo y la construcción funcional del bloque o ladrillo 3D no son objetivos de esta tesis, se tuvieron que analizar algunas mínimas cuestiones. Por ejemplo, el ancho que debería tener el ladrillo para cumplir como sostén en el caso de construir un paredón autoportante de jardín vertical, siendo que se adhieran entre sí con pegamento o por encastre.

Se decide conformar el ladrillo masetero sobre una base cerámica ya preformada a manera de optimizar tiempos y material del cartucho dosificador. Además, se crean opciones con sobre relieve para realizar pruebas generando variables en la impresión.

Al modelo se le genera una pared transversal, resuelta con un pliegue, para aumentar su resistencia mecánica. Aunque en las primeras pruebas se trabajara sin pliegue, economizando el material del cartucho.

Construcción CAD (Computer Aided Desing) de ladrillos maceteros

Para laminar el modelo 3D se utiliza el programa Prusa Slicer configurado por CHIMAK 3D para material en pasta con pico de 12 mm y altura de capas de 9 mm.

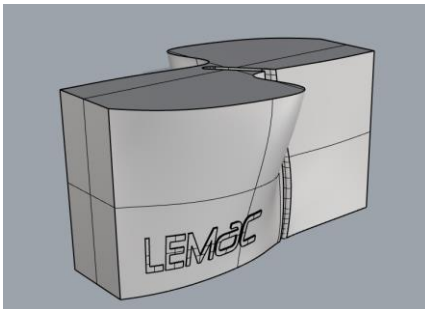


Figura 9a. Render de un modelado *CAD*

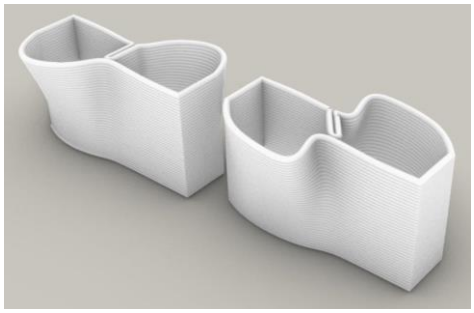


Figura 9b. Render de distintos diseños

La Figura 10 muestra cómo se resuelve el objeto por capas, generando un primer perímetro de prueba (en color verde) para el purgado previo del material. Se utiliza el "modo jarrón" del Slicer, siendo que resuelve la impresión de manera espiralada, con movimiento continuo, sin generar costuras ni defectos por exceso de material en alguna zona.

Para la mediana escala se utiliza una impresora CHIMAK 3D con dimensiones 1 m x 1 m x 0,9 m de alto (Figura 11a) y una embutidora gastronómica (Figura 11b) con capacidad de carga de 20 litros a la cual se le fabrican y adaptan cartuchos de menor capacidad a fin de compensar la fuerza de empuje. En cuanto a la manguera de dosificación se elige de PVC cristal de 12 mm de diámetro interior y 2 m de largo.

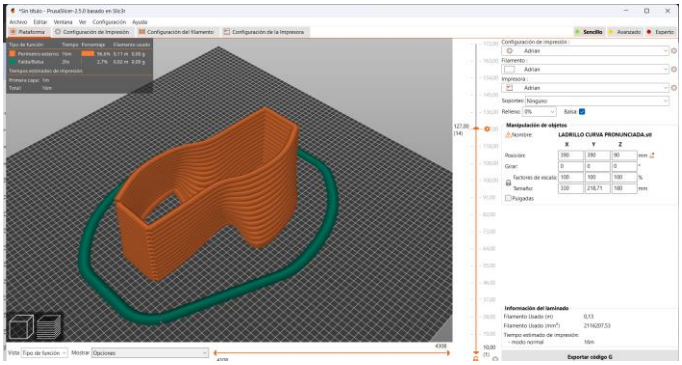


Figura 10. Render de un modelado *CAD*

Adaptación de la dosificadora 3D

En esta sección se discute cómo se realiza la adaptación y reforma de la embutidora eléctrica para transformarla en dosificadora de pastas del tipo cerámica o porcelana.

En el primer intento de impresión con la embutidora comercial de 20 litros no se logra dosificar la pasta debido a falta de fuerza de empuje del pistón, con lo cual, se decide fabricar cartuchos de diámetro menor y así obtener más fuerza por unidad de área.

Se estima la potencia del motor de la embutidora que estaría alrededor de los 220 W, determinada midiendo el consumo de corriente, el cual varía entre 0.3 y 1 A dependiendo de la velocidad. Inspeccionando y evaluando el mecanismo de engranajes que transfieren la fuerza electromecánica al pistón de empuje, se determina no modificar el mismo ni tampoco el motor ante el riesgo de que no soporte el aumento de fuerza aplicado a los componentes.

La característica de estas pastas es que son muy viscosas y en caso de la dosificadora de pistón se requiere una fuerza de empuje importante en comparación con las mezclas alimenticias para lo cual fue diseñada la embutidora gastronómica.

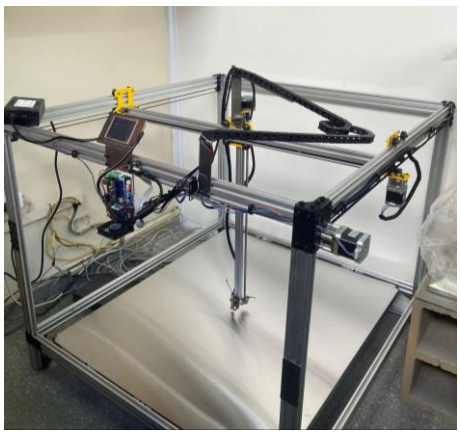


Figura 11: Impresora 3D



Figura 11b: Embutidora gastronómica



Figura 12. Cartuchos de diversos diámetros con sus émbolos correspondientes

Como punto de partida se toma como referencia la relación de dosificación DE 7,6 que se utilizó exitosamente con el equipamiento a pequeña escala. Este dato resulta de utilidad para determinar los

tamaños de cartuchos y tubuladuras a utilizar a mediana escala en función de los espesores perimetrales o paredes de los objetos 3D a construir (considerando siempre objetos huecos).

Tabla 2. Relaciones de dosificación en la impresora de mediana escala

Cartucho de 20 litros	**Cartucho de 5,5 litros**	**Cartucho de 2,34 litros**
-Diámetro interno 245 mm -Manguera de diámetro interno de 16 mm **-Relación 15,3**	-Diámetro interno 144 mm -Manguera de diámetro interno 12 mm **-Relación 12** -Con manguera de 16 mm **-Relación 9** (aunque luego se reduce el pico a 14 mm, requiriendo mayor fuerza de empuje)	-Diámetro interno 95 mm -Manguera de diámetro interno de 12 mm **-Relación 7,9** -Con manguera de 16 mm **-Relación 5,9**

Con los cartuchos que obtienen mayor número de relación de dosificación, indicando que podrían no funcionar, se verifica de todas maneras su comportamiento en la práctica dado que se desea evitar que se reduzca la capacidad de carga (de pasta disponible para imprimir).

Prueba de impresión del ladrillo macetero con el cartucho dosificador de 144 mm de diámetro

En esta instancia, inicialmente se decide comenzar las pruebas de impresión con la pasta industrial.

Resultados

No se logra imprimir toda la pieza debido a la falta de fuerza de empuje de la dosificadora (Figura 13ª).

Al secarse al aire se generan fracturas que podrían referir a exceso de defloculante y/o exceso de agua (Figura 13b).

Utilizando una manguera de PVC cristal de hasta 3 mm de espesor, para dosificar la pasta hasta la impresora, la misma se deforma, con lo cual puede ocasionar flujo variable.

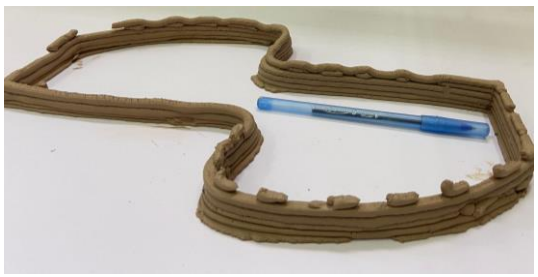


Figura 13 a. Primeras impresiones 3D a mediana escala (estado fresco)

Prueba de impresión con el cartucho de 95 mm de diámetro

La impresión se obtiene utilizando una manguera de PVC de 16 mm de diámetro y pico de 10 mm, pero con una pasta con exceso de agua.

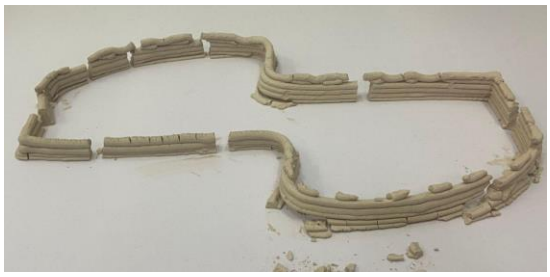


Figura 13 b. Primeras impresiones 3D a mediana escala. (estado seco)

Resultados

Si bien se logra obtener un crecimiento de la pieza en altura (15 cm), la misma colapsa debido a la falta de sostén por exceso de agua incorporada a la pasta.

A temperatura ambiente, de alrededor de 20 °C, el tiempo de secado del material durante la impresión no se considera, siendo que se espera trabajar con espesores de capa cercanos a 10 cm. En el caso de las impresiones continuas y en pequeña escala, la temperatura ambiente sí podría influir en el secado del material, pero con espesores de capa inferiores a 2 o 3 mm aproximadamente.

En este caso, como se muestra en la Figura 14, se prueba imprimir sobre una base de masa cerámica de 1 cm de espesor con la intención de troquelar el sobrante externo a la pieza. El colapso de la pieza puede referir a varios factores relacionados entre sí



Figura 14. Primer crecimiento en altura, capa por capa, de la pieza impresa. Izq. pieza en estado fresco, Der. colapso de la impresión.

- El estado fresco. Cuanta más cantidad de agua presenta la pasta, más riesgo de deformaciones y colapso.
- El peso. En relación con la capacidad de las capas inferiores de soportarlo sin sufrir mayores deformaciones.
- Los ángulos o pendientes de los laterales de la pieza 3D. Siendo que, a mayor pendiente, mayor riesgo de colapso.
- Velocidad de impresión. Dependiendo de la temperatura ambiente y el tiempo de secado capa por capa o si se utiliza un equipo adicional externo de secado.

Prueba de impresión con una pasta ajustada para su mejor impresión, reduciendo su cantidad de agua, en comparación con la anterior.

Para lograr la dosificación, primero se extrae el pico de 10 mm y se imprime directamente con la manguera de diámetro 16 mm sobre una base plana de masa cerámica a la cual se troquela el excedente. Esta base podría imprimirse directamente, aunque se elige la opción de planchas para facilitar y acelerar el proceso de fabricación.



Figura 15. Pieza impresa en estado fresco, sobre plancha del mismo material en el mismo estado.

Resultados

Se logra imprimir la pieza, aunque el espesor de las paredes supera considerablemente los 10 mm esperados. Esto implica una limitación del sistema de impresión (dosificadora/cartucho/impresora), para este tipo o formulación de la pasta (pasta blanca proveniente de desperdicio industrial). Para imprimir correctamente se podría modificar el sistema utilizando una dosificadora que posea mayor fuerza de empuje del pistón o émbolo.

Si bien se venían utilizando mangueras de PVC cristal que permite ver el desplazamiento de la pasta, las mismas tienden a hincharse por exceso de presión soportada. Debido a esto, se probó con mangueras

con malla interna para sistemas que requieren soportar mayores presiones. El inconveniente resultó al cambiar la interfaz entre pasta y material de la manguera, produciendo un aumento del roce y en consecuencia una reducción del flujo por falta de fuerza del equipo dosificador.

Las fisuras pueden atribuirse a varios factores:

- Exceso de agua en la pasta
- Exceso de aditivo defloculante
- Falta de aditivo que provea plasticidad
- Secado muy rápido (no siendo este el caso)



Figura 16. Pieza impresa seca con fisuras que atraviesan las capas perimetrales y la base.

En el caso de la utilización de desfloculante se requeriría continuar con pruebas y ensayos que aporten datos referidos a su interacción con la pasta, el desempeño de esta, y conveniencia. Por este motivo se decide continuar sin utilizar el mismo.

Prueba con pasta 3D de cerámica roja

Con la pasta de cerámica roja se logra imprimir utilizando una manguera de PVC cristal de 19 mm de diámetro interno y 23 de diámetro externo, con reducción al final de 15 mm (pico). Aunque la misma se deforma y se hincha aumentando su diámetro externo a 28 mm aprox.



Figura 17. Pieza impresa de pasta roja. Izq. pieza impresa en estado fresco, en el centro ampliación de detalles, der. pieza impresa en estado seco.

Resultados

También se prueba con una manguera de doble capa y malla textil en el medio (utilizadas comúnmente para riego) a fin de evitar su hinchamiento, aunque posiblemente aumenta la fricción de la pasta, puesto que no se logra la dosificación.

Los detalles de la imagen central de la figura 17 pueden ser causados por altura de capa demasiado alta (en el caso de falta de material en la primera capa de esa zona) o flujo de impresión discontinuo.

En la imagen de la derecha, se observa la pieza ya seca con continuidad del material, sin presencia de fisuras.

2.4 Etapa de caracterización de la pasta 3D de cerámica roja comercial

Ensayo de consistencia normal para pastas utilizando aguja de vicat (IRAM 1619)

Para este ensayo se requiere la utilización de un equipo Vicat (Figura 18a y 18b).

Procedimiento

Se llena el molde de Vicat con la pasta, hasta el final y sin compactación ni vibración excesiva. Se quita el exceso de pasta, de manera que se llene completamente el molde y tenga una superficie superior lisa. Se coloca el molde y la placa base en el aparato de Vicat, ubicándolos centrados debajo de la aguja. Se baja la aguja suavemente hasta alcanzar la pasta (Figura 18a). Se sueltan, rápidamente, las partes móviles y la aguja debe penetrar verticalmente en la pasta. Finalmente, se toman los datos que marca la escala antes y al final de la penetración.



Figura 18a. Ensayo de Vicat con aguja (nivelación).



Figura 18b. Ensayo de Vicat con aguja (penetración).

Penetración

Se registra la lectura de la escala, que indica la distancia de penetración, repitiendo el ensayo sobre la misma probeta en posiciones convenientemente separadas (Figura 18b).

Debido a que la aguja de 1,5 mm de diámetro penetra la pasta hasta llegar al fondo, se repite el procedimiento reemplazando la misma por un cilindro recto con un largo efectivo de 50 mm y un diámetro de 50 mm, como se muestra en la Figura 19a y 19b.

Medición de penetración, estado inicial y final del equipo vicat con cilindro



Figura 19a. Estado inicial (ajuste de 0)



Figura 19b. Estado final (penetración)

Resultados

Utilizando el accesorio cilíndrico, la penetración en la pasta 3D roja resulta en 12 mm. Siendo que con esa formulación se logra imprimir una pieza correctamente, el valor de penetración medido se podría tomar como referencia para pastas 3D.

Respecto a los resultados obtenidos en la instancia de secado al horno, durante la determinación del porcentaje de agua, los mismos requerirán su continuidad. Siendo que se observan cambios en la muestra en estado seco, como ser: diferencias dimensionales y/o la aparición de fisuras dependiendo de la formulación.

2.5 Etapa de pruebas y mediciones de parámetros del proceso de impresión 3D a mediana escala

Ensayo de determinación de la fuerza de empuje requerida para lograr dosificar la pasta roja

El objetivo de este ensayo consiste en determinar la fuerza mínima de empuje que requeriría un sistema dosificador a pistón para trabajar con pasta cerámica 3D. Para ello se utilizan los parámetros del proceso tal cual se logra imprimir de modo aceptable con la pasta roja.

El ensayo se ajusta a baja velocidad, siendo que a mayores velocidades la fuerza requerida sería mayor y podría no compatibilizar con las prestaciones de la impresora 3D de mediana escala (con la que se cuenta actualmente).

Se utiliza el cartucho de 95 mm de diámetro interno, manguera de PVC de 19 mm (diámetro interno) x 2 m de largo con un pico de 15 mm. Se coloca en la máquina EMIC para ensayos de compresión y se le aplica una fuerza axial.



Figura 20. Ensayo de determinación de la fuerza de empuje con Equipo EMIC

Condiciones del ensayo de determinación de la fuerza de empuje

Compactación previa

La pasta introducida en el cartucho se compacta previamente con golpes para quitar el aire. Este procedimiento es importante, puesto que, de quedar la pasta con aire incorporado, los valores de fuerza máxima informados serían muy inferiores respecto de la pasta sin aire.

Parámetros del ensayo

Se fija una velocidad de 30 mm por minuto de empuje del pistón sobre la pasta dentro del cartucho. Durante el procedimiento se graba un video del cual se toman datos de tiempo y distancia que recorre la pasta por la manguera (Figura 20). Esto es posible dado a que se utiliza como referencia una burbuja de aire que queda atrapada dentro del sistema, desplazándose junto con la pasta. De esta manera, se estima la velocidad del flujo entre 6 y 7 mm por segundo.

Resultados

La fuerza máxima aplicada para obtener la dosificación, con flujo relativamente continuo del material, se establece en 632 kg, para un área de 70,84 cm^2, dando como resultado 8,9 Kg/cm^2. Teniendo la consideración de que la manguera de PVC, con pared de 2 mm de espesor, soporta el ensayo, aunque con deformación en su diámetro (de 23 mm a 28 mm). Con lo cual, para futuros ensayos podría no soportar el esfuerzo y provocar alteración del flujo.



Figura 21. Imagen del registro para la determinación de la velocidad del flujo

3. DISCUSIÓN

Discusión final de la experiencia realizada y sus resultados finales (pieza impresa a mediana escala)

- Para dosificar con pasta industrial el equipo dosificador debería tener mayor potencia que el utilizado, y por consiguiente, la manguera debería resistir la presión de la pasta sobre la misma, sin deformarse.

- Si bien, considerando la pasta industrial, se podría ajustar con aditivo defloculante, esto no sería recomendable como primera instancia, sino como de optimización final, siendo que, tanto el equipo dosificador como la impresora 3D deberían estar aptas técnicamente para trabajar en un rango acotado de viscosidad, alejado de los límites de exigencia que permita el sistema. Un ejemplo de uso de defloculante podría ser: en caso de estar imprimiendo piezas correctamente, manteniendo el mismo equipamiento y sistema, se desea aumentar notablemente la velocidad del proceso.

4. CONCLUSIONES

En base a la experiencia realizada y los datos obtenidos, se plantean los siguientes comentarios con la intención de que sirvan de referencia y a tener en consideración para trabajos a futuro.

Es importante considerar la procedencia del material con el que se pretende trabajar puesto que, a diferencia de una masa comercial, que mantiene un rango acotado de su contenido de agua, la masa proveniente del desperdicio industrial requeriría mayor cuidado, medición y ajuste de cada tanda o *batch*.

El ajuste de una masa, para acondicionarla como pasta 3D, podría corresponder al rango cercano de entre 28 % y 40 % de agua, dependiendo de la procedencia de la masa.

Contar con un dosificador con fuerza de empuje mayor a 2,12 Kg/cm^2 y contenedor de pasta o cartucho de dimensiones superior a 20 litros. Teniendo en cuenta que los valores obtenidos son con pico de 15 mm de diámetro interno, con lo cual, para reducciones de este, la fuerza requerida sería mayor.

Contar con una Impresora 3D reforzada en sus mecanismos para soportar el peso e inercia del movimiento de la manguera cuando la misma está llena.

Agradecimientos

Al laboratorio de Ing. Mecánica de la UTN FRLP que colaboró en las reformas de los cartuchos de la dosificadora de pastas.

A la Dra. Mercedes Ana Peltzer, Investigadora Independiente CONICET. Laboratorio de Obtención, Modificación, Caracterización y Evaluación de Materiales (LOMCEM). Departamento de Ciencia y Tecnología-Universidad Nacional de Quilmes, por sus correcciones y sugerencias.

A la Dis. Ind. Micaela Terrein, UNLP FDA Diseño Industrial, por su aporte en diseño CAD.

Al Arq. Gustavo Das Neves. LEMaC, por su aporte desde el campo de la arquitectura.

A mis compañeros del Centro de investigaciones viales LEMaC.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Rúa, E. B., Jiménez, F., Gutiérrez, G. A., & Villamizar, N. I. (2018). Impresión 3D como herramienta didáctica para la enseñanza de algunos conceptos de ingeniería y diseño. *Ingeniería*, *23*(1), 70-83.

Díaz, F. J., Villamizar, N. I., Arcos, D. F. A., Maldonado, D. F., & Molina, C. A. G. (2020). Diseño y construcción de un extrusor de arcilla para impresión 3d. *Ingenio Magno*, *11*(2), 29-44.

Centro de Estudios en Diseño y Comunicación. (2024–2025). Cuaderno 220, 45–77. ISSN 1668-0227

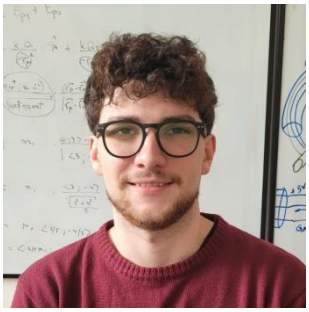
Avila-Navarrete, J. J., & Muñoz-Gómez, J. A. (2025). Pasta cerámica de bajo costo para impresión 3D. *Revista Ciencia Aplicada*, *1*(1), 10-22.

AVANCES EN EL DESARROLLO DE UN EQUIPO DE PLACAS CALIENTES CON CONTROLES AUTOMÁTICOS PARA MEDIR CONDUCTIVIDAD TÉRMICA EN MUESTRAS DE PAVIMENTOS

Becario; Maximiliano Neyen Martínez. (maximilianoneyenmartinez@gmail.com)

Director; Pablo Cabrera (pcabrera@frlp.utn.edu.ar)

LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP-CIC PBA, Argentina. (lemac@frlp.utn.edu.ar)



Área: Pavimentos.

PID Asociado: "Pavimentos y pisos ecoeficientes que contribuyan a mejorar el microclima urbano". (LPMAECI258)

RESUMEN

En este trabajo se presentan los avances en el desarrollo de un aparato de placa caliente con guarda destinado a evaluar, en régimen estacionario, la transferencia de calor por conducción a través de probetas con forma de prisma de caras paralelas y determinar indirectamente su conductividad térmica. El sistema se basa en una unidad calefactora y dos unidades de enfriamiento, incorporando un sistema de control automático mediante Arduino Uno R3. Para su diseño se aplicaron las normas IRAM 11559, IRAM 11549 e IRAM 11601 válidas en Argentina.

Palabras clave: conductividad térmica; placa caliente con guarda; control automático; Arduino.

1. INTRODUCCIÓN

El crecimiento sostenido de la población urbana constituye uno de los principales factores que condicionan la evolución térmica, energética y ambiental de las ciudades modernas. Al aumentar la densidad poblacional, se incrementa la demanda de infraestructura, vivienda y servicios, lo que conlleva una expansión del entorno construido y una intensificación en el uso de recursos energéticos (1).

El crecimiento sostenido de la población urbana es uno de los principales factores que condicionan la evolución térmica, energética y ambiental de las ciudades modernas. Al aumentar la densidad poblacional, se incrementa la demanda de infraestructura, vivienda y servicios, lo que conlleva una expansión del entorno construido y una intensificación del uso de recursos energéticos (1). Esta mayor densidad de edificios y calles implica la implementación de mayores materiales con bajo albedo solar y alta emisividad infrarroja, lo que favorece una mayor absorción y almacenamiento de energía térmica durante el día, elevando la temperatura superficial urbana y determinando su disipación hacia el medio. Esta variable influye en el aire de las capas más bajas de la atmósfera urbana y resulta clave para evaluar las condiciones bioclimáticas en los edificios y los intercambios de calor con el entorno, aspectos que repercuten en el confort de los habitantes (2). A esto se suma el calor antropogénico por tráfico y sistemas de aclimatación. En invierno, el aumento de temperatura urbana reduce la carga de calefacción y el consumo energético vehicular; en verano, en cambio, eleva la demanda de refrigeración y reduce el enfriamiento pasivo nocturno. Estos efectos convergen en un excesivo consumo de energía y un incremento de la temperatura de la ciudad respecto a zonas aledañas, fenómeno conocido como Isla de Calor Urbana (ICU) (3).

La propiedad que define la capacidad de un material sólido para transferir calor es la conductividad térmica. Se trata de una propiedad específica de cada material y representa la medida de la velocidad a

la que el calor se transmite unidireccionalmente a través de una unidad de área de un material homogéneo de espesor unitario ante una diferencia de temperatura de un grado (4). Dicha propiedad se puede calcular, para un sistema unidireccional utilizando la ley de Fourier, utilizando la ecuación 1.

$$\lambda = \frac{Q}{A \frac{dT}{dx}}$$

En donde λ es la conductividad térmica, A el área superficial, d el espesor, $\frac{dT}{dx}$ es el gradiente térmico a lo largo de la dirección x.

Por otro lado, para conocer la conductividad térmica de las muestras se utiliza la ecuación 1, la cual es la fórmula correspondiente a un sistema de paredes planas.

$$\lambda = \frac{d\,\phi}{A\,(T_1 - T_2)}$$

En este caso, ϕ es la potencia media suministrada a la sección de medición de la unidad calefactora en watts, A es el área de medición en metros cuadrados, d es el espesor promedio de las probetas en metros, T_1 la temperatura media del lado caliente en kelvin y T_2 la temperatura media del lado frío en Kelvin (5).

La determinación precisa de la conductividad térmica resulta fundamental para el diseño y evaluación de materiales en construcciones urbanas, lo que ha incrementado la necesidad de contar con métodos experimentales confiables que permitan obtener propiedades de transporte con alta exactitud (6). Existen diversas investigaciones orientadas al desarrollo de dispositivos experimentales para este fin, particularmente mediante métodos en régimen estacionario como la placa caliente con guarda. En este contexto, Díaz et al. (2021) desarrollaron el aparato HD20, diseñado para evaluar la transferencia de calor por conducción en probetas prismáticas de hormigón de aproximadamente 30 cm × 30 cm y espesor variable entre 4 cm y 4,5 cm, compuesto por una unidad calefactora y una unidad de enfriamiento. En este sentido, el presente trabajo se orienta al desarrollo de una versión mejorada del HD20, incorporando sistemas de control automático para optimizar la estabilidad térmica, reducir errores experimentales y mejorar la precisión en la determinación de la conductividad térmica (7).

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL APARATO

El sistema calefactor de placa con guarda ensamblado responde a un “aparato de placa caliente con guarda”. El aparato en estudio posee un sistema de placas calientes con guarda, con una calefactoras y dos unidades de enfriamiento. Por otro lado, todo el aparato se encuentra protegido mediante un sistema de seguridad eléctrica.

2.1.2. UNIDAD CALEFACTORA

El aparato se trata de una placa caliente con guarda, para probetas aproximadamente iguales cuya forma es de un prisma cuadrangular recto, con una unidad de enfriamiento por cada probeta. La distribución de flujo de calor es uniforme y unidimensional, teniendo un sentido perpendicular respecto a las probetas, con un régimen estacionario (5).

La placa caliente posee una sección calefactora central y una sección con guarda. Ambas partes están conformadas por una única PCB (Printed Circuit Board) de pertinax, de la cual se retiró la superficie de cobre mediante un raspado mecánico, cuenta con dimensiones de 30 cm x 30 cm. Dicha PCB sostiene un bobinado de alambre nicrom (aleación de 80% de Níquel y 20% de Cromo) de 0.8 mm de diámetro. Las secciones y el bobinado de la placa se pueden apreciar en la figura 1.



Figura 1. Placa caliente del aparato.
Fuente: Elaboración propia.

Por otro lado, con el objetivo de uniformar la temperatura sobre las caras de las probetas se presentan, entre estas y sistema calefactor, una placa de aluminio de 1.5 mm de espesor. La unidad calefactora, a su vez, está aislada eléctricamente de la placa de aluminio mediante una película de tereftalato de polietileno.

2.1.3. SISTEMA DE ALIMENTACIÓN ELÉCTRICA Y MEDICIÓN EN LA UNIDAD CALEFACTORA

Los extremos del bobinado resistivo se conectan, mediante terminales conductores, a un dimerizador de corriente alterna. Este dispositivo es controlado por un microcontrolador Arduino Uno R3 y regula la potencia suministrada a la unidad calefactora mediante un control por cruce por cero. Por otro lado, la medición de temperatura se emplean seis termocuplas tipo K, cada una acoplada a un módulo MAX6675 que digitaliza la señal para su procesamiento en el microcontrolador. La corriente que atraviesa el bobinado se convierte en señal analógica mediante un sensor de efecto Hall ACS712. Ambos sistemas de medición están integrados al Arduino, lo que permite la adquisición simultánea de todas las variables.

2.1.4. UNIDAD DE ENFRIAMIENTO

Cada probeta posee una unidad de enfriamiento. Se trata de una caja metálica de acero inoxidable de 30 cm de alto, 30 cm de ancho y 3 cm de espesor, en contacto directo con la cara fría de la probeta. Por el interior de cada caja circula agua destilada impulsada por una bomba. El agua ingresa a la caja metálica extrayendo el calor que atraviesa la probeta, para luego, mediante un intercambiador de calor tipo radiador, disipar el calor extraído hacia el medio ambiente. El circuito es cerrado mediante una pileta, con el objetivo de optimizar el uso del agua por ensayo.

2.1.5. SISTEMA DE PROTECCIÓN FRENTE A RIESGOS ELÉCTRICOS

Con el objetivo de garantizar condiciones seguras de operación, proteger al operador y a los componentes del equipo se incorporó un sistema de protección eléctrico integrado. Este sistema está compuesto por un interruptor termomagnético TM SICADIN 26, un disyuntor diferencial SICA 785626 y un transformador de aislamiento de 25 V.

2.2. MÉTODOS

2.2.1 HIPÓTESIS DE INVESTIGACIÓN

El mecanismo automatizado para controlar las temperaturas tiene como objetivo proporcionar resultados precisos y comparables a los obtenidos mediante métodos tradicionales que requieran la intervención de un operador (8).

2.2.2 LAZO DE CONTROL

La generación de calor en la unidad calefactora se produce por efecto Joule: la energía eléctrica disipada en la resistencia del bobinado se transforma en energía térmica. Por su parte, el caudal de líquido refrigerante que circula por cada unidad de enfriamiento actúa como sumidero del calor generado. El sistema de control implementado sigue un esquema de lazo cerrado: la temperatura medida en cada unidad se compara continuamente con un valor de referencia, generando una señal de error (9) La lógica del control aplicado para nuestro aparato se puede observar en la Figura 1

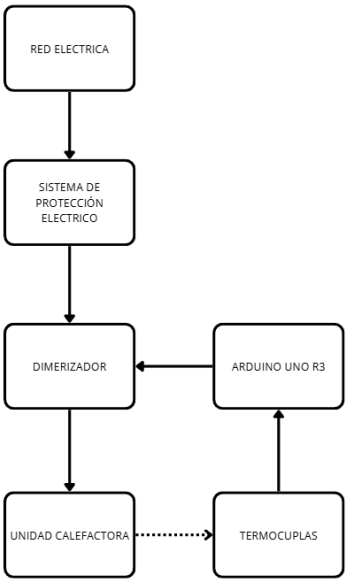


Figura 3. Lógica del lazo de control. Fuente: Elaboración propia.

La lógica es idéntica para ambas unidades, aunque aquí se explica aplicada a la calefactora. Primero se fija en el Arduino una temperatura de referencia. El Arduino obtiene las temperaturas de la placa caliente mediante las termocuplas y calcula el error entre la referencia y la medida. Mediante una función algebraica, ese error se transforma en un valor de corriente. El dimerizador recibe esa señal y regula la cantidad de corriente proveniente de la red eléctrica. La unidad calefactora recibe y disipa esa corriente regulada. Las termocuplas miden la temperatura resultante y la envían de vuelta al Arduino, cerrando el lazo. Cuando la temperatura de la unidad calefactora se mantiene constante, el error es nulo y el sistema alcanza el equilibrio térmico. De esta manera, la implementación del Arduino permite mantener las temperaturas de cada zona de medición constantes, lo que se traduce en obtener mediciones de la conductividad térmica más precisa debido a que se miden valores con poca desviación respecto a la impuesta en las unidades.

3. RESULTADOS

En la presente etapa del trabajo tenemos en disposición el sistema de alimentación eléctrica y el sistema de medición destinada a la unidad calefactora, sin embargo, no se logró terminar de presentar el bobinado sobre la placa PCB, por lo que no disponemos del escenario necesario para poder iniciar con las mediciones necesarias.

4. DISCUSIÓN

El presente trabajo es un informe de avance. El bobinado sobre la PCB requiere más tiempo para completarse debido a la dificultad de fijar el alambre nicrom de forma uniforme. El aparato se conformará de una caja que contenga la unidad calefactora, la unidad de enfriamiento y el sistema de medición. Por lo tanto, una vez que se termine el bobinado, se deberá de presentar la unidad y el sistema de control dentro de la caja.

5. CONCLUSIONES

En este trabajo se avanzó en la construcción de un aparato de placa caliente con guarda con la intención de implementar un sistema de control automático. Como trabajo futuro se deberá terminar el ensamblado de aparato y, a partir de esto, realizar las primeras pruebas experimentales de mediciones de conductividad térmicas.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

(1) Forero, L. G., & Rodríguez, C. C. (2013). *Estudio del crecimiento urbano con respecto al efecto isla de calor para establecer lineamientos de gestión energético ambiental en Bogotá*. In procedente del 11th Latin American and Caribbean Conference for Engineering and Technology, Cancún, México

(2) Sarricolea Espinoza, P., & Martín-Vide, J. (2014). *El estudio de la isla de calor urbana de superficie del área metropolitana de Santiago de Chile con imágenes Terra-MODIS y análisis de componentes principales.* Revista de Geografía Norte Grande, (57), 123-141.

(3) Correa Cantaloube, E. N., Flores Larsen, S. E., & Lesino, G. (2003*). Isla de calor urbana: efecto de los pavimentos. Informe de avance.* Avances en Energías Renovables y Medio Ambiente, 7.

(4) (Gandage A., Vinayaka R. (2013). *Effect of Perlite on Thermal Conductivity of Self-Compacting Concrete*. Procedia - Social and Behavioral Sciences 104,188 – 197).

(5) IRAM 11559.

(6) Côté, J., & Konrad, J. M. (2005). *A generalized thermal conductivity model for soils and construction materials*. Canadian Geotechnical Journal, 42(2), 443–458.

(7) Díaz, A. E., Hernández, A. L., Quiñonez, J. E., Ortiz, H. G., & López, F. H. (2021). *HD20: Aparato de placa caliente con guarda para la medición de las propiedades de transferencia de calor por conducción en hormigones*.

(8) Daza, D. D., & Villegas, D. A. (2024). *Prototipo para la automatización de la medición de temperatura interna de arepas en el proceso de horneado en la empresa Arepas Manizalitas*.

(9) Ogata, K. (2010). *Modern control engineering*. Prentice hall.

ANÁLISIS COMPARATIVO DEL USO DEL NOMOGRAMA DE HEUKELOM CON EL VISCOSÍMETRO ROTACIONAL

Becaria; Julieta C. Diaz (julietadiaz@alu.frlp.utn.edu.ar)

Director; Oscar R. Rebollo (orebollo@frlp.utn.edu.ar)

LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP-CIC PBA, Argentina. (lemac@frlp.utn.edu.ar)



Área: Materiales viales

PID Asociado: Uso de mezclas asfálticas frezadas conteniendo geosintéticos reciclados en la rehabilitación de pavimentos (LPTVCI703)

RESUMEN

El presente trabajo de investigación evalúa la precisión del nomograma de Heukelom como herramienta de estimación de las temperaturas de mezclado y compactación de mezclas asfálticas en caliente, a partir de los ensayos de penetración y punto de ablandamiento. Los resultados obtenidos mediante este método gráfico se comparan con los derivados del ensayo de viscosidad rotacional, a partir del cual, mediante una ecuación obtenida por retrocálculo lineal, se determinan dichas temperaturas considerando las propiedades reológicas del ligante asfáltico. El análisis comparativo de distintas muestras permite identificar las diferencias entre ambos enfoques y establecer el grado de confiabilidad del nomograma en la práctica profesional. Asimismo, se determina si las variaciones observadas se encuentran dentro de los rangos de tolerancia aceptables para el diseño y control de mezclas asfálticas en caliente, validando su vigencia operativa frente a métodos de mayor precisión. También analizaremos la susceptibilidad térmica de los asfaltos por medio de Índice de Penetración Pheiffer.

Palabras clave: Nomograma Heukelom; Viscosidad; Asfaltos; Susceptibilidad Térmica

1. INTRODUCCIÓN

En las obras viales para realizar la dosificación de las mezclas asfálticas en caliente debemos conocer las temperaturas de mezclado y compactación que dependen del asfalto utilizado, para eso debo realizar un barrido de temperatura de viscosidades por medio del uso del viscosímetro rotacional, bajo la Norma IRAM 6837, volcando los datos de las viscosidades en un gráfico de temperatura-viscosidad obtengo por medio de la línea de tendencia una recta y la ecuación correspondiente a la misma, a partir de esta, por regresión lineal obtengo la ecuación con la que puedo calcular las temperaturas de mezclado y compactación, a partir de las viscosidades 1,7 Poise y 2,8 Poise respectivamente, viscosidades propuestas por Asphalt Institute.

Asimismo, con la utilización del Nomograma de Heukelom, una herramienta gráfica que permite relacionar los parámetros del ensayo de Penetración, según Norma IRAM 6576 y el ensayo de Punto de Ablandamiento, con la Norma IRAM 6841, obtengo una recta uniendo los valores de estos dos parámetros representados en el diagrama. A partir de la intersección de dicha recta con las rectas horizontales trazadas correspondientes a las viscosidades previamente mencionadas en la escala logarítmica de temperatura – viscosidad, puedo determinar las temperaturas de mezclado y compactación.

Aunque el Nomograma de Heukelom es una herramienta eficiente, su naturaleza visual involucra una componente de error humano y redondeo de valores, lo que puede interferir con los resultados, a

diferencia de los obtenidos producto de ecuaciones por retrocálculo de métodos empíricos a través del uso del viscosímetro rotacional el cual mide propiedades reométricas del asfalto.

Comparando los valores obtenidos con ambos métodos para las temperaturas de compactación y mezclado, podemos evaluar la precisión que se obtiene usando el Nomograma de Heukelom.

También con el Nomograma de Heukelom, si trazamos una paralela a la recta obtenida del asfalto que pase por el punto de Penetración Pfeifer obtenemos el valor del mismo, y también podemos calcular los valores del índice de penetración Pfeifer con los resultados de los ensayos de Penetración y punto de Ablandamiento, por medio de la ecuación de Índice de Penetración que establece la Norma IRAM 6836, inciso 5.1.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Materiales

Se utilizaron 9 muestras de ligantes asfálticos convencionales. Las muestras incluyen cementos asfálticos clasificados por viscosidad como CA-20, CA-30 y CA-40, enumerados en la Tabla 1**.** La clasificación se realiza de acuerdo con la Norma IRAM 6835 Clasificación por Viscosidad – Requisitos.

Tabla 1. Clasificación de las muestras ensayadas.

Muestras	Viscosidad [Poise]	Tipo de Ligante
M1	2250	CA-20
M2	2144	CA-20
M3	1630	CA-20
M4	2900	CA-30
M5	2928	CA-30
M6	3069	CA-30
M7	2928	CA-30
M8	3345	CA-30
M9	4302	CA-40

2.2. Metodología de desarrollo

La caracterización de las muestras se obtuvo mediante los siguientes ensayos: Ensayo de Viscosidad Rotacional Norma IRAM 6837; Ensayo de Penetración Norma IRAM 6576; Ensayo de Punto de Ablandamiento Norma IRAM 6841.

2.2.1. Ensayo de Viscosidad Rotacional (IRAM 6837):

Por medio de la ejecución de un barrido de viscosidad rotacional podemos determinar las temperaturas de mezclado y compactación para cada ligante asfaltico. Por cada asfalto seleccionado, se obtuvieron cuatro viscosidades por cada temperatura adoptada, las cuales son 60°C; 135°C; 150°C y 170°C, se utilizaron los promedios individuales de estas, los que se muestran en la Tabla 2, puntos tales que permiten diseñar un gráfico semilogarítmico a través de la relación viscosidad-temperatura, obteniendo así los Gráficos del 1 al 9.

A partir de estos gráficos, se aplica un regresión lineal con el objetivo de obtener el coeficiente de determinación R^2 y los coeficientes de ajuste a y b, los cuales representan la pendiente y la ordenada al origen de la recta de regresión.

Tabla 2. Viscosidad de las muestras ensayadas.

Viscosidad Rotacional [Poise] a Temperatura adoptada [°C]				
Muestra	**60**	**135**	**150**	**170**
M1	2250	686	317	164
M2	2144	822	389	188
M3	1630	668	339	168
M4	2900	670	357	175
M5	2928	629	312	156
M6	3069	672	339	161
M7	2928	629	312	156
M8	3345	753	369	175
M9	4302	783	390	182

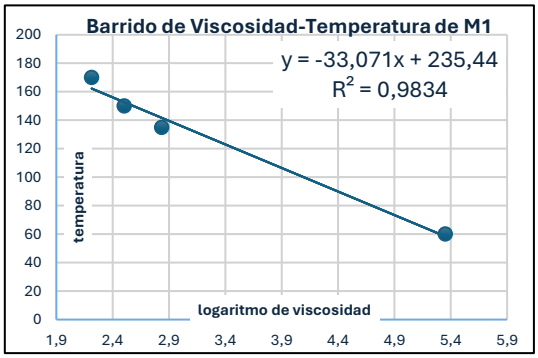


Gráfico 1: Gráfico de barrido de viscosidad-temperatura. M1.

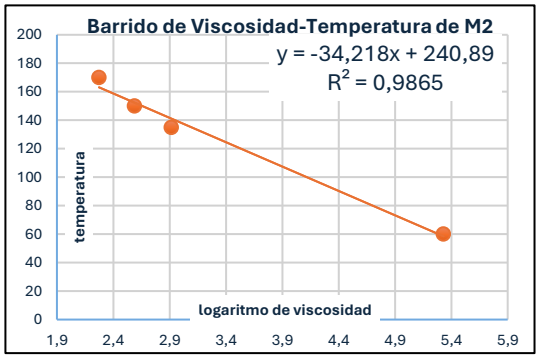


Gráfico 2: Gráfico de barrido de viscosidad-temperatura. M3.

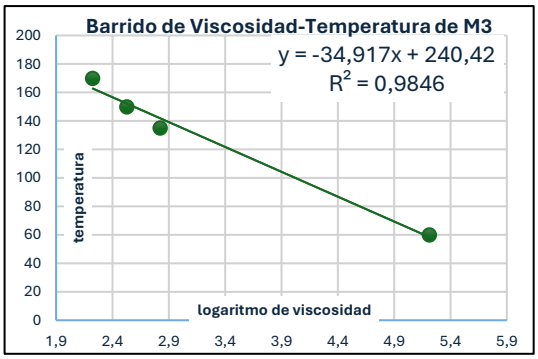


Gráfico 3: Gráfico de barrido de viscosidad-temperatura. M3.

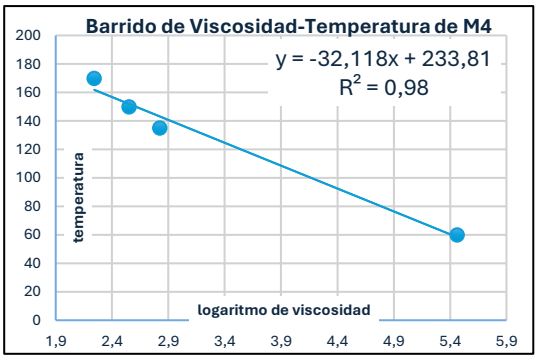


Gráfico 4: Gráfico de barrido de viscosidad-temperatura. M4.

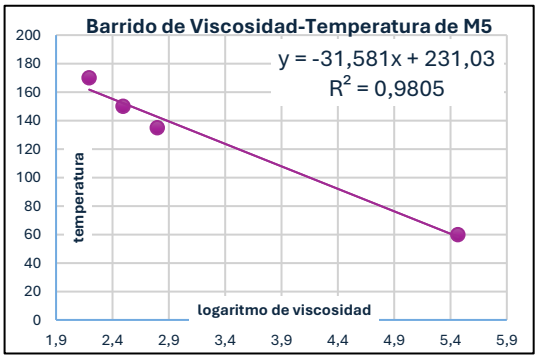


Gráfico 5: Gráfico de barrido de viscosidad-temperatura. M5.

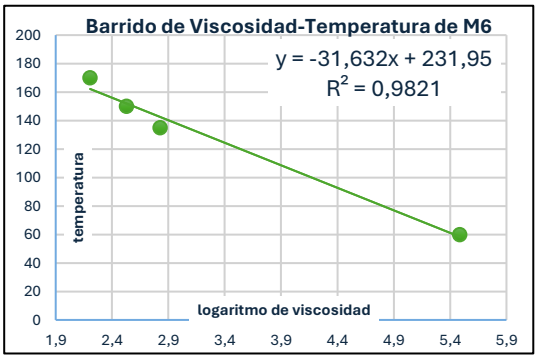


Gráfico 6: Gráfico de barrido de viscosidad-temperatura. M6.

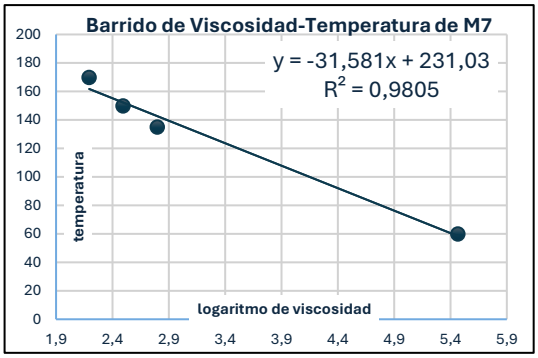


Gráfico 7: Gráfico de barrido de viscosidad-temperatura. M7.

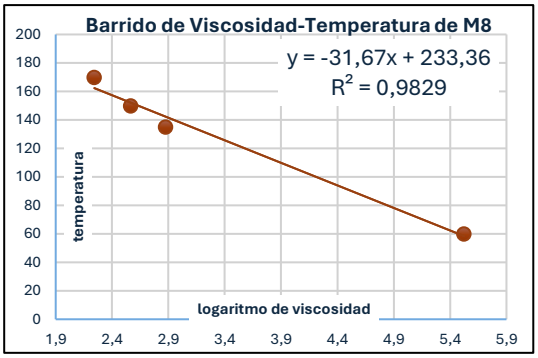


Gráfico 8: Gráfico de barrido de viscosidad-temperatura. M8.

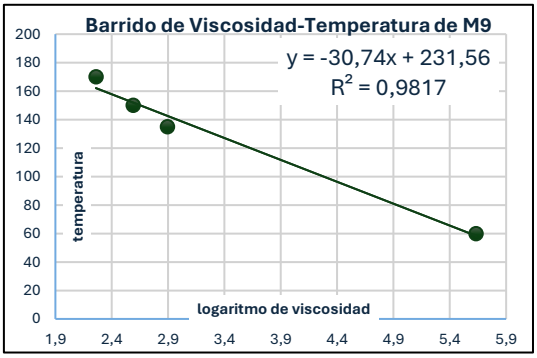


Gráfico 9: Gráfico de barrido de viscosidad-temperatura. M9.

Mediante el uso de la función logarítmica y los coeficientes obtenidos por retrocálculo, se determinan las temperaturas de mezclado y compactación con la siguiente fórmula:

$$TT = a * \log_{10}(\text{Viscosidad}) + b$$

Fórmula (1)

En la Fórmula 1 se ingresan los valores de los coeficientes obtenidos a y b para cada muestra ensayada, y los valores de las viscosidades de referencia propuestas por el Asphalt Institute, 1,7 ± 0,2 Poise para el mezclado, y 2,8 ± 0,3 Poise para la compactación de las mezclas asfálticas, obteniendo así las temperaturas de mezclado y compactación, las cuales se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3. Temperaturas de mezclado y compactación de las muestras ensayadas.

	Temperatura de [°C]	
Muestra	**Mezclado**	**Compactación**
M1	162	155
M2	165	157
M3	163	155
M4	162	155
M5	161	154
M6	161	155
M7	161	154
M8	163	156
M9	163	156

2.2.2. Ensayo de Penetración (IRAM 6576):

Este ensayo define la consistencia de los ligantes asfalticos. El valor de penetración es la distancia, expresada en décimas de milímetro, que una aguja normalizada penetra verticalmente en la muestra bajo condiciones específicas de carga, tiempo y temperatura, expresada en las siguientes unidades 100gr, 5seg, 25°C, los resultados obtenidos para cada muestra se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4. Resultados del ensayo de Penetración de las muestras ensayadas.

Muestra	Penetración [dmm]
M1	73
M2	44
M3	40
M4	56
M5	47

Muestra	Penetración [dmm]
M6	64
M7	62
M8	50
M9	37

2.2.3. Ensayo de Punto de Ablandamiento (Anillo y Esfera) (IRAM 6841):

Este ensayo determina la temperatura a la cual un ligante asfáltico alcanza un estado de fluidez determinado bajo condiciones normalizadas de laboratorio, los resultados obtenidos para cada muestra se expresan en la Tabla 5.

Tabla 5. Resultados del ensayo de Punto de Ablandamiento de las muestras ensayadas.

Muestra	Punto de Ablandamiento [°C]
M1	51
M2	53
M3	55
M4	53
M5	55

Muestra	Punto de Ablandamiento [°C]
M6	52
M7	53
M8	51
M9	55

2.2.4. Nomograma de Heukelom para obtención de las temperaturas de mezclado y compactación de una mezcla asfáltica en caliente.

Es un método gráfico que se utiliza para determinar la susceptibilidad térmica de los asfaltos, por medio de los ensayos de Penetración, Punto de Ablandamiento y Viscosidad.

Para construir el grafico se necesitan dos puntos, uno de ellos se obtiene a partir del estudio realizado en el año 1936 por Pfeiffer y Van Doormaal postulando que, para la mayoría de los ligantes asfalticos convencionales, la penetración obtenida a la temperatura del punto de ablandamiento es un valor constante de 800 dmm, el otro punto se obtiene mediante la penetración medida a 25°C, a partir de ellos trazamos la recta que los une. En el eje opuesto se encuentran graficadas las viscosidades en escala logarítmica, si ingresamos con la viscosidad de 1,7 Poise, y desde allí trazamos una recta horizontal interceptando la recta obtenida anteriormente, obtenemos la temperatura de mezclado, realizando el mismo procedimiento para la viscosidad de 2,8 Poise obtenemos la temperatura de compactación. Este procedimiento se repite para cada asfalto ensayado, los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6. Resultados obtenidos en el Nomograma de Heukelom.

	Temperatura de [°C]	
Muestra	**Mezclado**	**Compactación**
M1	165	153
M2	151	142
M3	160	149
M4	162	152
M5	163	152

	Temperatura de [°C]	
Muestra	**Mezclado**	**Compactación**
M6	165	153
M7	166	154
M8	150	144
M9	157	147

A modo de ejemplo, siguiendo los pasos expuestos anteriormente, se muestra el Gráfico 10 del Nomograma de Heukelom realizado para la M1.

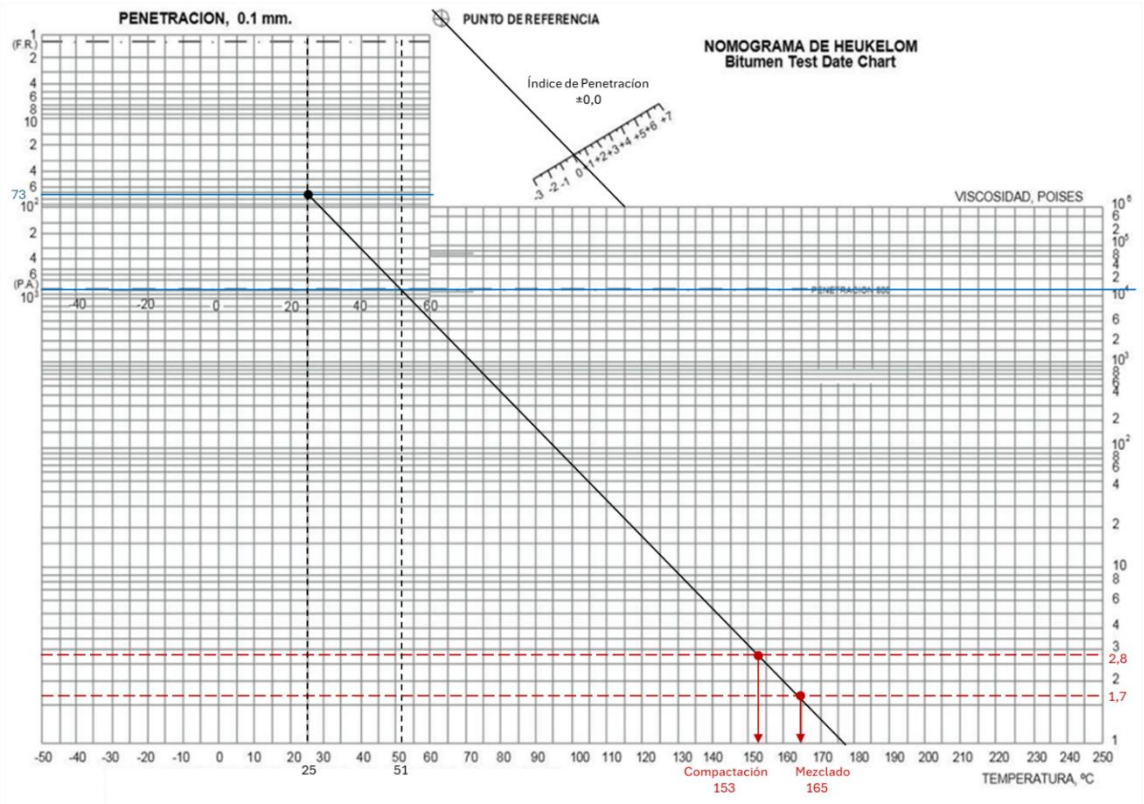


Gráfico 10: Nomograma de Heukelom para M1.

2.2.5. Nomograma de Heukelom para obtención del Índice de Penetración Pfeiffer

A partir de la recata obtenida del asfalto en estudio se traza una paralela de esta que pase por el Punto de Referencia del Índice de Penetración Pfeiffer, interceptando la recta oblicua obtenemos el valor de este en forma gráfica. Los valores obtenidos ara cada asfalto se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7. Resultados del Índice de Penetración Pfeiffer por Nomograma de Heukelom.

Muestra	Índice de Penetración por Nomograma
M1	0,0
M2	-0,8
M3	-0,5
M4	-0,2
M5	-0,2

Muestra	Índice de Penetración por Nomograma
M6	-0,1
M7	0,0
M8	-0,9
M9	-0,6

2.2.6. Obtención del Índice de Penetración Pfeiffer por formula.

El Índice de Penetración (IP) Pfeiffer nos da un criterio de la susceptibilidad térmica de los ligantes asfálticos, para calcularlo se deben determinar los ensayos de Punto de Ablandamiento y de Penetración, con los valores obtenidos se puede calcular β por medio de la Formula (2), y con este valor, ingresándolo en la Formula (3) obtenemos IP. Los resultados obtenidos para cada asfalto adoptado se detallan en la Tabla 8.

$$\beta = \frac{\log 800 - \log P}{1.8\,T_a - 45}$$

Formula (2)

$$IP = \frac{30}{1+90\beta} - 10$$

Formula (3)

Tabla 8. Resultados del Índice de Penetración Pfeiffer por formulas.

Muestra	Índice de Penetración
M1	0,001
M2	-0,767
M3	-0,531
M4	-0,204
M5	-0,169

Muestra	Índice de Penetración
M6	-0,103
M7	0,056
M8	-0,952
M9	-0,697

3. RESULTADOS

3.1. Comparación de Temperaturas de mezclado y compactación por los dos métodos.

En los gráficos siguientes analizaremos los resultados obtenidos con ambos métodos con el fin de obtener la presión del Nomograma de Heukelom, en el Gráfico 11 se muestran los valores obtenidos para las temperaturas de mezclado para las 9 muestras y en la Gráfico 12 las temperaturas de compactación.

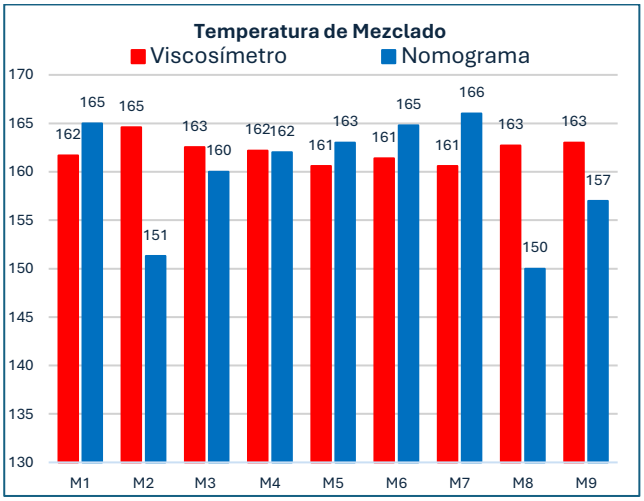


Gráfico 11. Temperatura de Mezclado.

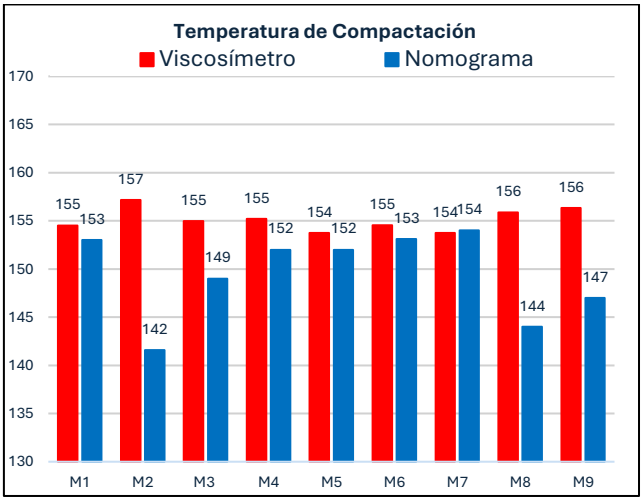


Gráfico 12. Temperatura de Compactación.

Al observar el Gráfico 11 se puede apreciar un rango de variación de entre 0,2 y 13,3°C lo que indica una certeza relativa del 96,64%. Si analizamos el Gráfico 12 el rango de variación esta entre 0,3 y 15,6°C que infiere en una certeza relativa del 96,38%.

3.2. Comparación del Índice de Penetración (IP) por los dos métodos.

En la Tabla 9 se detallan los valores calculados mediante las ecuaciones de Pfeiffer y los obtenidos por lectura directa en el Nomograma de Heukelom.

Tabla 9. Comparación de resultados de Índice de Penetración.

	Índice de Penetración	
Muestra	**IP Pfeiffer**	**IP Nomograma**
M1	0,00	0,0
M2	-0,77	-0,8
M3	-0,53	-0,5
M4	-0,20	-0,2
M5	-0,17	-0,2
M6	-0,10	-0,1
M7	0,06	0,0
M8	-0,95	-0,9
M9	-0,70	-0,6

A partir de los datos obtenidos, se observa que el Nomograma tiende a redondear los valores de IP. No obstante, la certeza relativa promedio es del 99,92% lo que señala una correlación casi exacta entre ambos métodos.

4. CONCLUSIONES

4.1. El método del Nomograma de Heukelom sirve para determinar las temperaturas de compactación y mezclado, ya que posee una certeza elevada con el método del Viscosímetro Rotacional.

4.2. La precisión del Nomograma de Heukelom para la obtención del IP tiene una precisión prácticamente del 100%.

4.3. Se debe tener mucho cuidado en el marcado de los puntos para trazar la recta en el Nomograma de Heukelom, ya que la desviación del mismo podría representar un mayor error.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] Puesta a punto del equipo de penetración y punto de ablandamiento; susceptibilidad térmica de asfaltos para uso vial; Autores: Agustina Gelsi; Tatiana Marianela Obregón Hug. Tutor: Esp. Ing. Oscar Raúl Rebollo. Publicado: Revista de Becarios. Año 2020.

[2] Introducción a los cementos y ligantes asfálticos: caracterización, reología y producción. Autores: MSc, PhD, Luis Guillermo Loría-Salazar; MSc, MBA, José Manuel Cuadrado-Valbuena, M. Eng, PhD Candidate, Rafael Ernesto Villegas-Villegas, MSc, PhD, Elvis Alexander Castillo-Camarena. Congreso IberoLatinoamericano del Asfalto (CILA), Granada, España. Año 2024.

[3] Normas IRAM

EVALUACIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL CEMENTO ASFÁLTICO MODIFICADO CON POLVO DE NEUMÁTICO FUERA DE USO PRETRATADO.



Becaria; Peters, Johanna (jpeters@alu.frlp.utn.edu.ar)

Director; Zapata Ferrero, Ignacio (izapata@frlp.utn.edu.ar)

LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP-CIC PBA, Argentina. (lemac@frlp.utn.edu.ar)

Área: Materiales Viales.

PID Asociado: "Evaluación de mezclas asfálticas con polvo de NFU incorporado por vía seca, húmeda y predigerido. Consideraciones sobre aspectos constructivos." Código de Proyecto: (TVTCLP 0008589TC).

RESUMEN

La problemática principal de los Neumáticos Fuera de Uso radica en su elevado impacto ambiental por acumulación; se trata de un residuo que es difícil de reciclar por su composición no biodegradable. Una de las soluciones que se plantea es su reutilización mediante la incorporación del caucho triturado en mezclas asfálticas, para reducir el impacto ambiental y obtener una mejora en el desempeño. Cuando se habla de altas tasas de incorporación al modificar el asfalto, se presenta el inconveniente de la estabilidad al almacenamiento, lo cual conlleva a la perdida de homogeneidad del material. De esta forma surge el neumático fuera de uso pretratado, metodología para incorporarlo vía seca. La adición del NFU pretratado modifica las propiedades de la mezcla asfáltica al adicionarlo como un agregado añadido. El interés de este estudio es analizar el comportamiento respecto a los cambios físicos y reológicos que le aporta la incorporación del NFU pretratado al asfalto convencional.

Palabras clave: Asfalto; NFU Pretratado; Caucho Triturado; Residuo

1. INTRODUCCIÓN

Las variaciones extremas de temperatura y los efectos del cambio climático someten a las estructuras del pavimento a ciclos térmicos cada vez más severos. Dado que los asfaltos convencionales presentan una alta susceptibilidad térmica (pierden rigidez en verano y se vuelven frágiles en invierno), se enfrentan esta problemática de difícil solución. Una alternativa es la incorporación de caucho de neumático fuera de uso. Esta modificación busca mejorar su comportamiento viscoelástico ante las condiciones climáticas adversas.

Desde una perspectiva del desempeño, esta modificación ofrece beneficios sustanciales a largo plazo, siendo la resistencia térmica, en climas cálidos, la mayor rigidez del ligante modificado incrementa la resistencia a la deformación permanente (ahuellamiento). Por otra parte, la naturaleza elástica del caucho mejora la resistencia del agrietamiento por fatiga. Por último, el comportamiento ante bajas temperaturas, y la sostenibilidad es el uso de NFU no solo cumplen la función ambiental, sino que mejoran la durabilidad de las carreteras, lo cual reducen potencialmente los costos del mantenimiento.

La modificación de asfalto con Neumáticos Fuera de Uso (NFU) no es simplemente una mezcla física. El proceso implica de dispersión en el cual los componentes livianos del asfalto migran hacia las partículas de caucho, y se genera un ligante con propiedades superiores. En particular, el uso del caucho pretratado surge como una evolución tecnológica para mitigar la inestabilidad de almacenamiento y garantizar un

desempeño uniforme en la mezcla asfáltica resultante. Existen tres procedimientos para la incorporación del NFU en las mezclas asfálticas.

Por Vía Húmeda (VH) consiste en dispersar el NFU en polvo con el cemento asfáltico, donde ambos materiales reaccionan a altas temperaturas cuando se aplica un proceso de dispersión durante un tiempo de digestión. Durante el proceso de la dispersión del mismo, el cemento asfaltico se somete a altas temperaturas (180ªC).

Por Vía Seca (VS) el NFU triturado reemplaza una fracción del agregado fino que se incorpora de manera directa en la etapa de mezclado. Esto tiene un largo periodo de digestión durante la elaboración de la mezcla asfáltica ya que la interacción entre el cemento asfáltico y el caucho es baja.

Por Via Semihumeda (VSH) se utiliza el caucho Predigerido o Pretratado. En este caso se tiene un tratamiento previo del NFU. Primero se lo tritura hasta obtener una granulometría fina, se mezcla con asfalto y/o mineral activo el cual le aporta una mejora en la compatibilidad entre sí, y se evita su segregación. En la reacción controlada, el asfalto y el caucho reaccionan y queda preparado para la incorporación directa a la mezcla asfáltica. Esto permite que su incorporación sea directa a la mezcla sin necesidad de equipos especiales ni los tiempos de digestión prolongados.

Bajo este marco tecnológico, surge el interés por aplicar dicha técnica de pretratado en ligantes de uso convencional para potenciar sus prestaciones. En consecuencia, el presente trabajo se propone analizar los cambios en las propiedades físicas y el comportamiento reológico del cemento asfaltico CA-30 caracterizado por viscosidad, tras ser dispersado mediante esta variante de NFU pretratado.

Dado que este ligante convencional no presenta componentes poliméricos en su matriz que le aporten elasticidad o capacidad de recuperación por sí solo. La investigación busca evaluar como la incorporación de caucho modifica dichas facultades e identificar variaciones significativas en su desempeño.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. MATERIALES

2.1.1. Asfalto

Se adopta un asfalto convencional caracterizado por viscosidad rotacional como CA-30, el cual constituye el ligante de mayor utilidad y su aplicación en la infraestructura vial de la República Argentina. Es de amplia disponibilidad en el mercado local.



Figura 1. Cemento Asfaltico CA-30

2.1.2. NFU Pretratado.

El NFU pretratado contiene un 99% de NFU y 1% de aditivo para el pretratado según la cartilla técnica del fabricante. Para la caracterización del polvo NFU Pretratado se le realiza el ensayo de granulometría con el fin de determinar la distribución de tamaños de las partículas del material. Este parámetro es crítico ya que influye directamente en la homogeneidad de la dispersión final.

Los límites establecidos en la gráfica corresponden a los brindados por el proveedor del material.

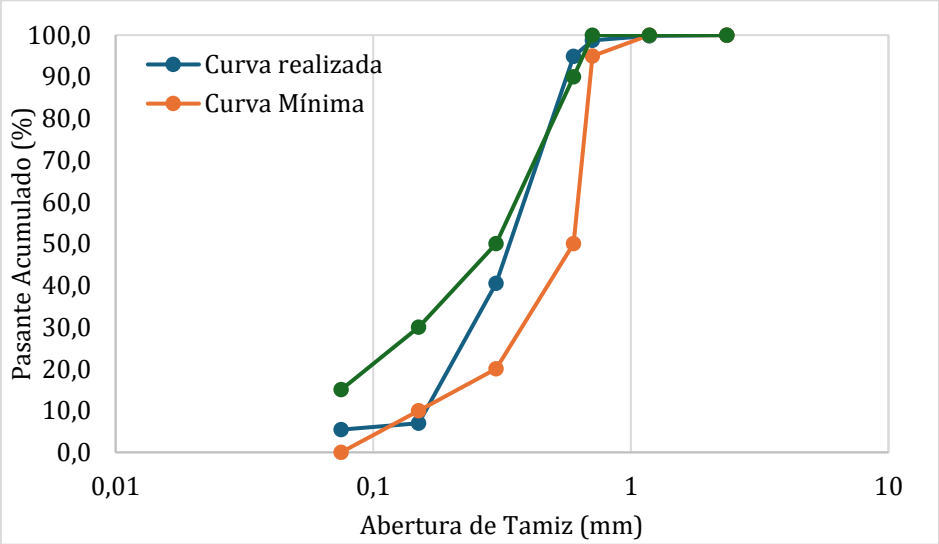


Figura 2. Curva granulometría del NFU pretratado

2.2. METODOS

2.2.1. Dispersión del NFU Pretratado

Para realizar la modificación del asfalto convencional CA-30, se lleva a cabo el proceso de dispersión con incorporación de NFU Pretratado.

En primer lugar, se calienta el cemento asfaltico a una temperatura de 160°C, con el objetivo de lograr un comportamiento fluido que permite incorporar el NFU Pretratado de manera adecuada para su mezclado cuidadosamente con el ligante, asegurando una buena dispersión dentro del asfalto convencional CA-30, para modificarlo.

En este trabajo se realizan tres dispersiones, en las cuales se coloca contenido creciente de NFU Pretratado. Las muestras se designan con la denominación 0,8% PRE NFU, 1,2% PRE NFU y 1,5% PRE NFU.



Figura 3. Dispersión del NFU Pretatado

2.2.2. Evaluación de los asfaltos con NFU Pretratado

Sobre el asfalto convencional caracterizado como CA-30 con incorporación de NFU Pretratado se ejecutan los ensayos punto de ablandamiento (IRAM 6841), penetración (IRAM 6576), recuperación elástica por torsión (IRAM 6830) y ductilidad (IRAM 6579). Para la muestra base de cemento asfaltico se repitieron los ensayos a excepción de la recuperación elastica, ya que no es un ensayo requerido para los asfaltos convencionales.

En forma adicional se realizan mediciones del comportamiento reológico de las muestras generadas. Para ello se realiza el barrido de temperatura de 58 °C a 82 °C junto con la evaluación del módulo complejo de corte (G*) y el ángulo de fase (δ), los cuales combinados forman G*sen δ, indicador del ahuellamiento según SUPERPAVE.

3. RESULTADOS

3.1. Ensayo Punto de Ablandamiento

A continuación, se grafican en la Figura 4 los resultados obtenidos del ensayo de punto de ablandamiento de las muestras en estudio.

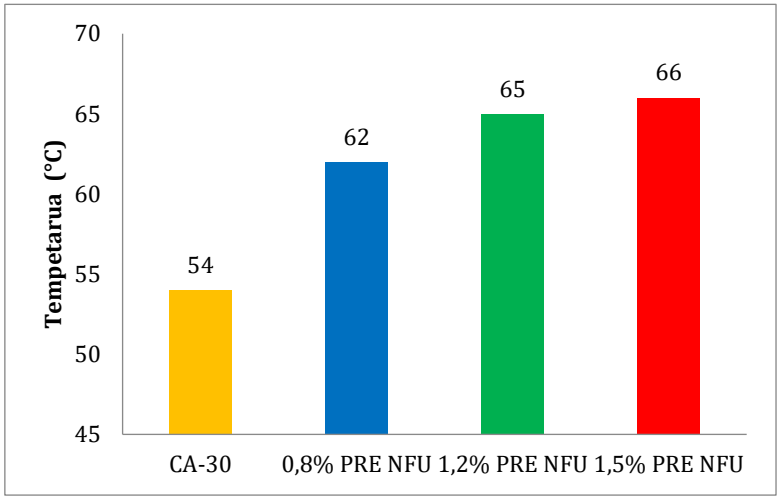


Figura 4. Ensayo Punto de Ablandamiento

Los resultados muestran un aumento con la incorporación del NFU Pretratado con sus respectivos porcentajes. Esto indica que el material modificado requiere una temperatura mayor para reducir su rigidez, lo que demuestra que hay una mejora en la resistencia térmica y la estabilidad del ligante frente a temperaturas elevadas. Se observa que las muestras con incorporación del NFU evidencian que la temperatura aumenta de manera progresiva.

3.2. Ensayo de Penetración

A continuación, se grafican en la Figura 5 los resultados obtenidos del ensayo de punto de ablandamiento de las muestras evaluadas.

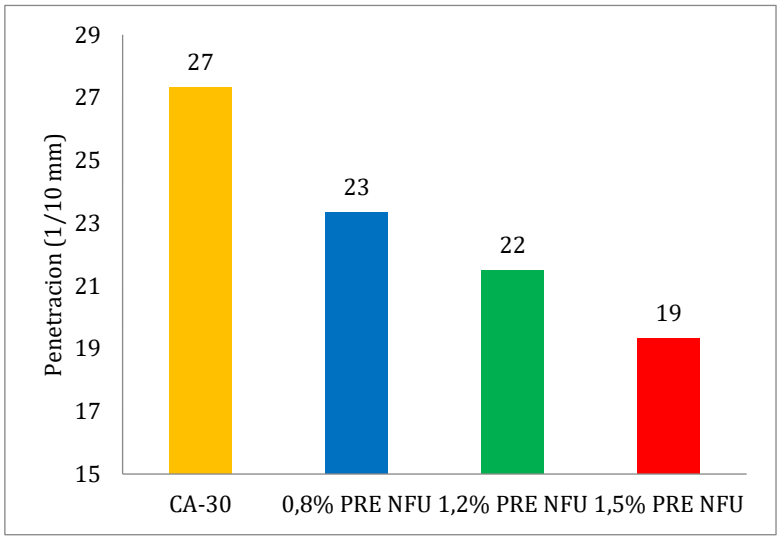


Figura 5. Ensayo de Penetración

La incorporación del NFU Pretratado produce una disminución progresiva en los valores de penetración a medida que aumenta el contenido de caucho. Esta tendencia indica un incremento en la rigidez del ligante. De este modo, el asfalto modificado con 1,5% de NFU presenta el menor valor de penetración evidenciando una mayor rigidez respecto a las otras muestras.

3.3. Ensayo de Recuperación Elástica por Torsión

A continuación, se grafica en la Figura 6 los resultados obtenidos del ensayo recuperación elastica de las muestras evaluadas.

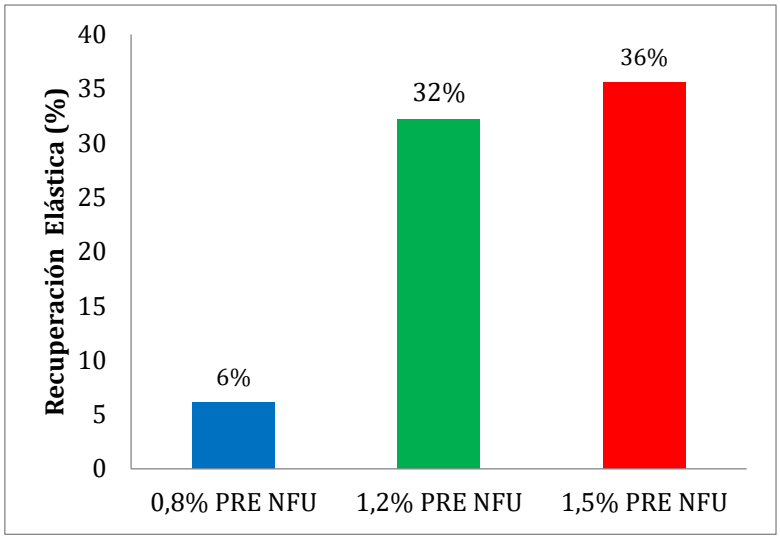


Figura 6. Ensayo de Recuperación Elástica por Torsión

En este caso la incorporación del NFU Pretratado le aporta al ligante una capacidad de recuperación después de una deformación aplicada, siendo que su elasticidad se relaciona por la incorporación del caucho. El comportamiento es notorio a medida que se incrementa el porcentaje de NFU, destacando el contenido de 1,2% y el de 1,5%.

3.4. Ensayo de Ductilidad

En la Figura 7 se observan los resultados obtenidos por medio del ensayo de ductilidad.

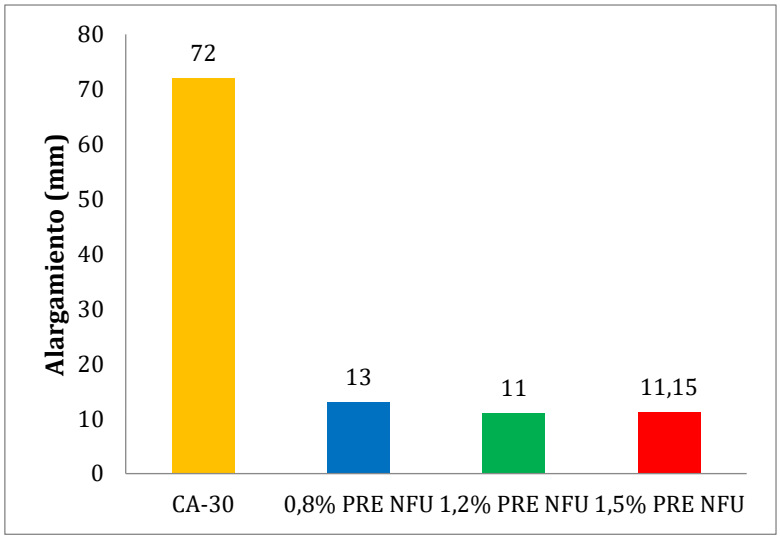


Figura 7. Ensayo de Ductilidad

Comparando la muestra del asfalto convencional CA-30 con las muestras que tiene incorporado el NFU con el porcentaje que se incrementa, podemos observar como el ligante se rigidiza al añadirle el NFU.

3.5. Desempeño Reológico

En la Figura 8 se aprecian las evaluaciones reológicas de las muestras consideradas

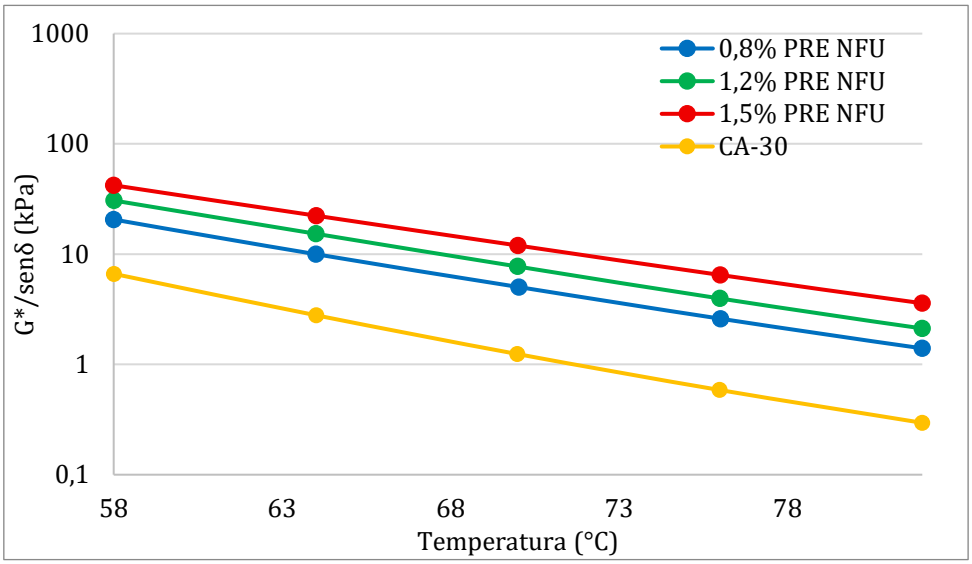


Figura 8. Resultados del barrido temperatura.

Como puede observarse, las curvas correspondientes al asfalto con NFU Pretratado se sitúan sistemáticamente por encima de la curva del asfalto base CA-30. En función del desempeño reológico del asfalto, esto indica que la incorporación del caucho pretratado aumenta la rigidez, permitiéndole soportar mayores esfuerzos antes de su deformación.

4. DISCUSIÓN

El análisis integral de los resultados permite evidenciar que la incorporación de NFU Pretratado modifica al asfalto convencional físicamente, con una mejora sustancial en la rigidez y la estabilidad térmica.

La disminución de la penetración en las muestras con NFU (en particular CA-30 + NFU 1,5%) tiene una pequeña correlación con el incremento G*, debido al aumento del módulo complejo representa una mayor resistencia a la deformación.

El incremento en los valores del Punto de Ablandamiento demuestra una mejora en la estabilidad del ligante frente a la temperatura. Mientras que el asfalto convencional CA-30 experimenta una pérdida de firmeza a temperaturas más bajas, el asfalto modificado con NFU pretratado mantiene una mayor consistencia ante niveles térmicos elevados.

Los resultados del ensayo de recuperación elastica, muestran que la incorporación de NFU otorga al ligante una respuesta elástica que se incrementa con el porcentaje de adición. Este aumento sostenido de la recuperación muestra que el ligante modificado se opone con mayor eficacia a la deformación permanente, mejorando la resiliencia del material.

El análisis del desempeño reológico mediante el barrido de temperatura confirma la mejora en la rigidez del ligante modificado. Como se observa en los resultados, las curvas correspondientes a las muestras con NFU pretratado se sitúan por encima del asfalto base CA-30. Este incremento en el parámetro G*/senδ indica que la incorporación del caucho mejora la capacidad del ligante para soportar esfuerzos sin sufrir deformaciones permanentes.

5. CONCLUSIONES

El desarrollo de esta investigación permite profundizar en el conocimiento de las mezclas asfálticas modificadas por vía semihúmeda. A partir de los resultados obtenidos en el laboratorio sobre el asfalto CA-30 con incorporación de NFU pretratado

A través de los ensayos convencionales, se observa que la incorporación del material incrementa el punto de ablandamiento y reduce la penetración del asfalto. Estos resultados indican que el ligante modificado adquiere una mayor firmeza, comportamiento que se valida con el aumento del Módulo Complejo (G*) obtenido en el reómetro, sugiriendo una mejora en la resistencia al ahuellamiento.

A diferencia del asfalto convencional CA-30, el cual presenta un comportamiento viscoso ante temperaturas de servicio, el ligante modificado con NFU pretratado desarrolla una notable capacidad de recuperación elástica. Esto demuestra que la presencia del caucho permite al material almacenar energía elástica y recuperar su forma original tras ser sometido a una deformación.

Si bien se observa una disminución en los valores de ductilidad debido a la rigidización del material, este cambio representa una transición hacia un ligante con mejor desempeño ante solicitaciones de esfuerzos a la deformación.

El uso del NFU Pretratado además de ofrecer una mejora en las propiedades mecánicas en el cemento asfaltico, también ofrece una solución sostenible para la gestión de residuos no biodegradables, reduciendo el impacto ambiental por su acumulación y potencialmente extendiendo la vida útil de la infraestructura vial.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Silva, A. G. (2018). “Introducción a los cementos y ligantes asfálticos: Caracterización, reología y producción. Universitas”.

Gelsi, A., Zapata Ferrero, I. (2024). “Análisis de la concentración crítica de filler cal en dispersiones de asfalto con polvo de neumático fuera de uso”.

Chavez, F., Marcobal, J., & Gallego, J. (2017). “Evaluación en laboratorio de las propiedades mecánicas de mezclas asfálticas con caucho incorporado mediante los procesos húmedo, seco y semihúmedo. Materiales de Construcción”.

Segura, A. N. (2024). “Asfaltos altamente modificados con polvo de NFU en mezclas asfálticas retardantes de la fisuración refleja”

SIMULACIÓN DE TEMPERATURAS PARA DETERMINAR EL PG GEOGRÁFICO

Becaria; Ariana Rosbaco. (rosbacoariana@gmail.com)

Directores; Pablo Cabrera y Oscar Rebollo (pablo.a.cabrera.o@gmail.com)

LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP-CIC PBA, Argentina. (lemac@frlp.utn.edu.ar)

Área: Materiales Viales



PID Asociado: "Pavimentos y pisos ecoeficientes que contribuyan a mejorar el microclima urbano". (LPMAECI258)

RESUMEN

El diseño de pavimentos asfálticos exige seleccionar adecuadamente el Grado de Desempeño (PG). El método tradicional LTPP utiliza modelos estadísticos que omiten variables climáticas como el viento y la radiación, sobrestimando las temperaturas. Esta tesis propone utilizar el simulador térmico PML-Term para predecir las temperaturas del pavimento de forma mecanicista. Utilizando datos de NASA POWER, se calcularon los PG para cinco regiones de Argentina al 98% de confiabilidad. Los resultados confirman que el simulador evita la sobre exigencia de ligantes en altas temperaturas, optimizando el diseño estructural y logrando un ahorro económico significativo en las obras viales.

Palabras clave: Grado de Desempeño (PG), Superpave, Simulación térmica, Modelo LTPP, Ligantes asfálticos, Confiabilidad estadística, Climatología vial.

1. INTRODUCCIÓN

La correcta determinación geográfica del Grado de Desempeño (PG) es indispensable para seleccionar el ligante asfáltico adecuado en un proyecto vial, ya que determina la capacidad de la mezcla para resistir solicitaciones extremas y solicitaciones climáticas a lo largo de su vida útil. Tradicionalmente, este cálculo se apoya en los modelos empíricos desarrollados por el programa SHRP (Strategic Highway Research Program) y consolidados en las ecuaciones del sistema LTPP (Long-Term Pavement Performance) bajo la metodología Superpave. Si bien estas ecuaciones estadísticas ofrecen un 98% de confiabilidad empírica, presentan la limitación de considerar únicamente la temperatura del aire y la latitud geográfica como variables referidas a la ubicación de la obra. Al omitir factores físicos determinantes como la radiación solar neta y la velocidad del viento, las ecuaciones pierden precisión en zonas con altitudes variables o regímenes eólicos severos, incrementando el riesgo de una selección de ligante inadecuado.

Como solución, se propone implementar el software PML-Term, un simulador térmico desarrollado en el LEMaC (Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP – CIC PBA). Este programa resuelve balances de energía mediante el método de diferencias finitas, permitiendo modelar numéricamente los flujos de energía por conducción, convección y

radiación, y así predecir las temperaturas superficiales e internas de un paquete estructural multicapa [*Simulador térmico de pavimentos urbanos con interfaz accesible para el usuario. ASADES*]. El objetivo de este estudio es aplicar el procedimiento estándar de cálculo del PG adoptando las premisas de la metodología LTPP [*Introducción a los cementos y ligantes asfálticos: caracterización, reología y producción.]*, pero sustituyendo las ecuaciones de estimación empírica por los perfiles térmicos precisos simulados por el software PML -Term. Para ello, se propone utilizar un único paquete estructural para simular y comparar las temperaturas superficiales e internas (a 2 cm) en las distintas locaciones de Argentina. Previamente el simulador térmico fue validado rigurosamente mediante el contraste con datos experimentales reales medidos in situ en un tramo de ruta instrumentado en Paine Huelquén, Chile, asegurando así la robustez y la representatividad física del modelo numérico frente a condiciones operacionales reales.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

La metodología de esta investigación se estructura en dos enfoques paralelos para la obtención de las temperaturas de diseño y la posterior clasificación del Grado de Desempeño (PG) del ligante asfáltico: i) el método estadístico actual (SHRP, Superpave) y ii) la simulación térmica con PML-Term.

1. Cálculo del PG mediante ecuaciones estadísticas (LTPP / Superpave)

Actualmente, la metodología Superpave determina el Grado PG procesando series históricas de datos meteorológicos (usualmente abarcando un período de 20 años como mínimo). El procedimiento empírico se basa en las temperaturas del aire para estimar las temperaturas del pavimento:

1.1 Cálculo del PG de Alta Temperatura

Se evalúa el registro histórico identificando la temperatura máxima del aire correspondiente a los 7 días consecutivos más calurosos de cada año, y se calcula el promedio de estos. Luego, se calcula el promedio de esos valores máximos promedios anuales a lo largo de los 20 años. A partir de este dato, se calcula la temperatura máxima del pavimento a una profundidad de diseño (típicamente 20 mm o 2 cm) mediante la ecuación LTPP:

$$T_{pav(max)} = 54.32 + 0.78\,T_{air} - 0.0025\,Lat^2 - 15.14\,Log_{10}(H+25) + Z\,(9 + 0.61\,\sigma_{air}^2)^{0.5}$$

Donde $T_{pav(max)}$ es la temperatura máxima del pavimento a 2 cm de profundidad, T_{air} es la temperatura del aire, Lat es la latitud, H la profundidad en mm, σ_{air} la desviación estándar, Z el factor para un 98% de confiabilidad con un valor de 2,0537.

El término $Z\,(9 + 0.61\,\sigma_{air}^2)^{0.5}$ representa el ajuste por confiabilidad estadística. Si se omite, el cálculo refleja únicamente la temperatura promedio histórica (50% de confiabilidad), dejando un 50% de riesgo de que años más calurosos superen ese valor y dañen la obra. Al sumar este término, se introduce un margen de seguridad que absorbe las variaciones

climáticas extremas o años atípicos, elevando la confiabilidad al 98% para asegurar que el asfalto no sufra deformaciones ante picos inusuales de temperatura.

1.2 Cálculo del PG de Baja Temperatura

De manera análoga, se identifica el día con la temperatura mínima del aire de cada año y se calcula el promedio de esos registros históricos. Con dicho valor, se estima la temperatura mínima del pavimento en la superficie (H=0) utilizando la ecuación LTPP de baja temperatura:

$$T_{pav(min)} = -1.56 + 0.72\,T_{air} - 0.004\,Lat^2 + 6.26\,Log_{10}(H+25) - Z\,(4.4 + 0.52\,\sigma_{air}^2)^{0.5}$$

Donde $T_{pav(min)}$ es la temperatura mínima del pavimento en la superficie, T_{air} es la temperatura del aire, Lat es la latitud, H la profundidad en mm, σ_{air} la desviación estándar, Z el factor para un 98% de confiabilidad con un valor de 2,0537.
El último término cumple la misma función que en el PG de Alta, de protección frente a la variabilidad climática, pero se resta, resguardando al pavimento ante descensos térmicos extremos que puedan provocar fisuración.

2. Cálculo del PG mediante Simulador Térmico (PML-Term)

El segundo enfoque propone prescindir de las conversiones empíricas y utilizar el simulador para predecir las temperaturas del pavimento. Esta fase consta de las siguientes etapas:

2.1 Fase de Validación

Previo a su uso, fue necesario validar la precisión del simulador. Para ello, se utilizaron datos térmicos reales registrados en un tramo de ruta instrumentado en Paine Huelquén, Chile. Las características conocidas de este paquete estructural consistían en una capa de rodamiento de 5 cm de espesor (mezcla asfáltica en caliente tipo HMA semidensa) apoyada sobre una base también semidensa de 27 cm de espesor. Dado que se desconocían los parámetros térmicos exactos de las materiales in situ, se adoptaron valores típicos de densidad, conductividad térmica y calor específico para cada capa. Estos parámetros se sometieron a un proceso iterativo de ajuste hasta lograr que la curva de temperaturas arrojada por el simulador coincidiera fielmente con las mediciones reales del tramo, logrando así la validación del modelo. Además, se propuso una subrasante con propiedades térmicas tipo y se determinó el espesor de esta evaluando la inercia térmica que esta le aporta a los valores de temperatura en el interior de las primeras dos capas.

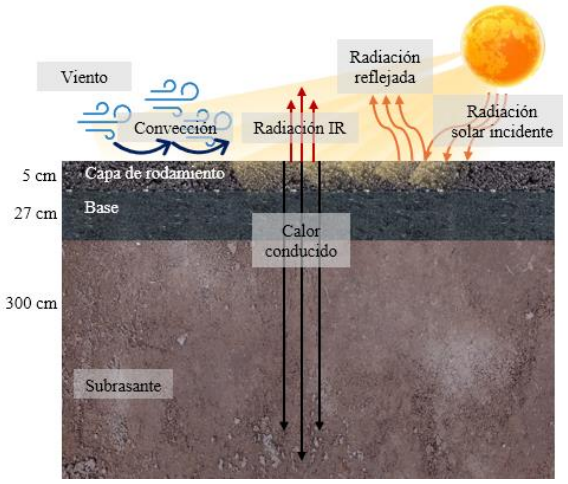


Figura 1. Paquete estructural utilizado.

Las temperaturas medidas in situ se registraron a 6 profundidades distintas: 1, 6, 11, 16, 21 y 26 cm. Con estos datos se validó la simulación extrayendo de la misma las temperaturas a iguales profundidades y ajustando el espesor de la subrasante para que en las últimas profundidades la variación térmica fuese la misma que la registrada, dando el mismo de 3 metros.

- Conductividad térmica: capa 1 - 1,3 W/(m.K); capa 2 - 1,4 W/(m.K); capa 3 - 1,3 W/(m.K)
- Densidad: capa 1 - 2350 kg/m^3; capa 2 - 2350 kg/m^3; capa 3 - 1900 kg/m^3
- Calor específico: capa 1 - 920 J/(kg. K); capa 2 - 920 J/(kg. K); capa 3 - 1000 J/(kg. K)

Fase de Simulación Regional

Con el simulador validado, la metodología consistió en adoptar ese mismo paquete estructural calibrado para simular su evolución térmica en cinco regiones representativas de la Argentina (Norte, Sur, Centro, Este y Oeste). El uso de un paquete estructural idéntico para todos los casos elimina la variabilidad geométrica y de materiales, garantizando que los resultados sean directamente comparables y reflejen exclusivamente el impacto climático.

Localidad	***Latitud***	***Longitud***	***Período de años***
Paine, Huelquén, Chile	-33.8619	-70.6392	20
Corrientes, Argentina	-29.7899	-58.0761	20
Formosa, Argentina	-23.9448	-60.9854	20
San Juan de Oros, Jujuy, Argentina	-22.216	-66.3886	20
San Salvador, Jujuy, Argentina	-24.1796	-65.3092	20
Cordoba, Argentina	-31.4051	-64.1737	20
Mendoza, Argentina	-32.8779	-68.8646	20
Buenos Aires, Argentina	-34.9019	-57.9512	20
Paso de los Indios, Chubut, Argentina	-43.8644	-69.0466	20
Ushuaia, Argentina	-54.7925	-68.2678	20

Tabla 1. Localidades intervinientes en el cálculo de PG.



Figura 2. Localidades intervinientes en el cálculo de PG.

2.2 Cálculo Comparativo del PG

Finalmente, se calculó el grado PG para estas localidades argentinas aplicando ambos métodos (Superpave y simulación). Cabe destacar que el procedimiento analítico del PG es idéntico en ambos casos: en los dos se procesan los 7 días consecutivos más calurosos y el día más frío del año. La diferencia metodológica fundamental radica en el origen de los datos térmicos: mientras que el método Superpave utiliza ecuaciones estadísticas para transformar la temperatura del aire en temperatura de pavimento, el enfoque propuesto utiliza el simulador, alimentado con los datos meteorológicos históricos obtenidos de la plataforma NASA POWER (https://power.larc.nasa.gov/data-access-viewer/), para extraer directamente la temperatura predicha a 2 cm de profundidad para el PG de alta, y la temperatura superficial para el PG de baja.

3. RESULTADOS

3.1 Validación

Comparación de temperaturas a las profundidades registradas en el tramo de ruta con capa de rodamiento HMA: 1, 6, 11, 16, 21 y 26 cm

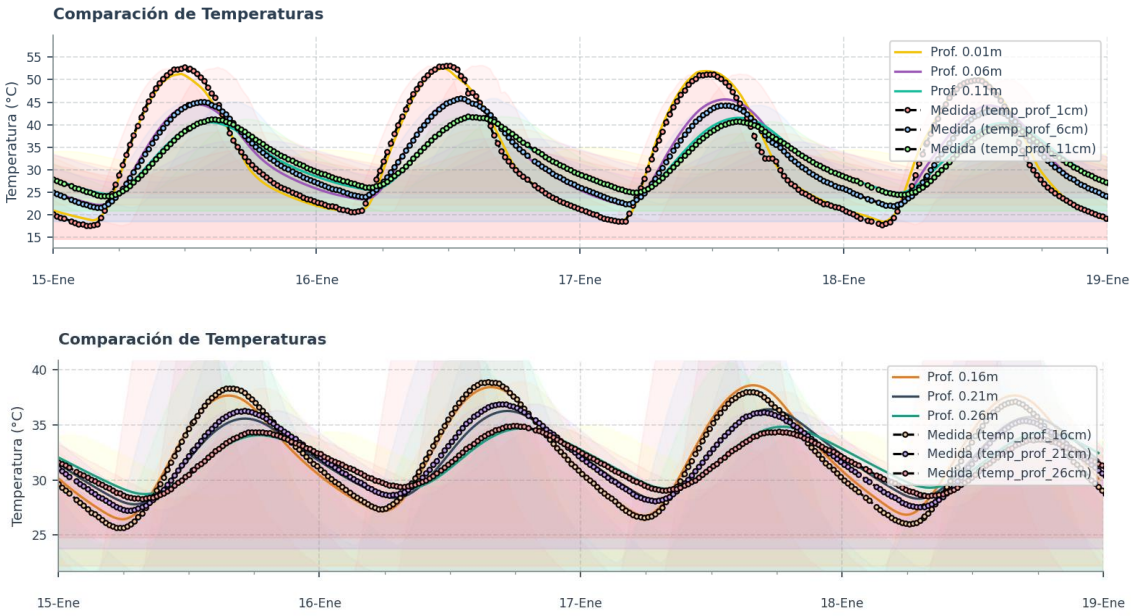


Figura 3. Comparación entre temperaturas internas simuladas y medidas.

Validación de datos simulados vs datos medidos mediante cálculo de R^2

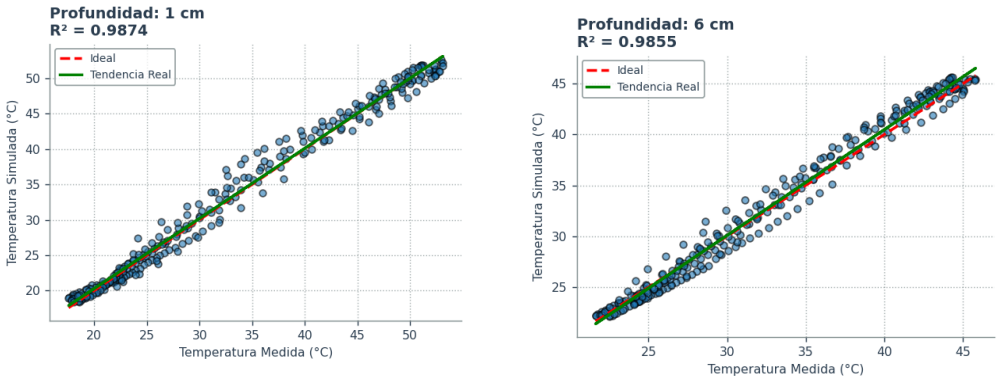


Figura 4.a. Validación del modelo (R^2) a las profundidades de 1 y 6 cm.

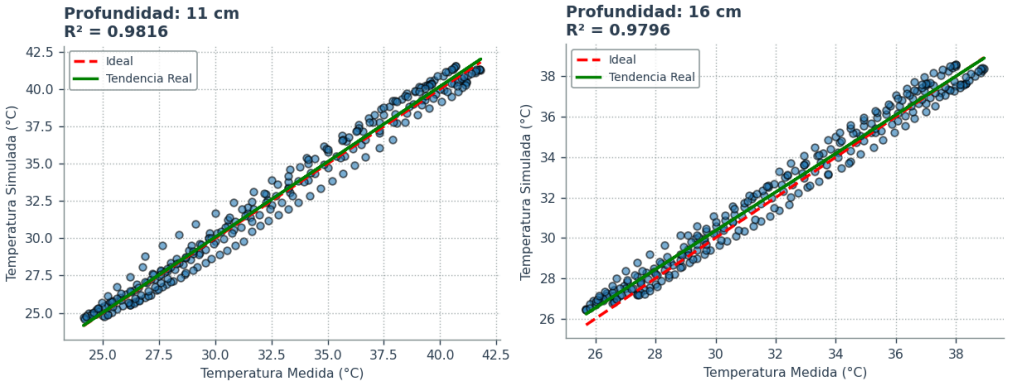


Figura 4.b. Validación del modelo (R^2) a las profundidades de 11 y 16 cm.

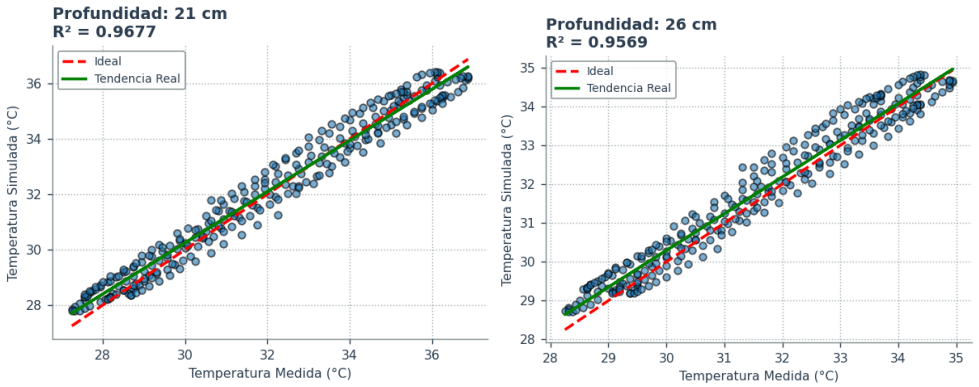


Figura 4.c. Validación del modelo (R^2) a las profundidades de 21 y 26 cm.

3.2 Cálculo del PG mediante ecuaciones estadísticas (LTPP / Superpave) y Simulador Térmico (PML-Term)

En la Tabla 2 se presentan los resultados comparativos de los grados PG calculados.

El simulador PML-Term determinó inicialmente las temperaturas para un Grado PG con un nivel de confiabilidad del 50%. Debido a que este nivel implica una alta probabilidad de que la estructura experimente temperaturas mayores o menores a las calculadas (lo que podría

requerir ajustar un grado más o menos en la práctica), se procedió a analizar la totalidad de los datos térmicos simulados. A partir del cálculo de la desviación estándar de la serie, se aplicó la ecuación de intervalo de confianza para obtener el PG definitivo al 98% de confiabilidad, cubriendo así las fluctuaciones térmicas extremas.

$$T_{98\%} = T_{50\%} + Z \cdot \sigma$$

Donde $T_{98\%}$ es la temperatura de diseño del pavimento para un 98% de confiabilidad, $T_{50\%}$ es la temperatura media del pavimento calculada al 50% de confiabilidad, σ Desviación estándar de la serie de temperaturas analizada, Z el factor para un 98% de confiabilidad con un valor de 2,0537.

Al contrastar este PG al 98% arrojado por el simulador frente al PG al 98% obtenido mediante el método empírico LTPP, se observa una tendencia clara: para las altas temperaturas, el método LTPP arroja sistemáticamente un grado PG mayor al que predice la simulación.

			Simulador		LTPP
Localidad	**T min**	**T máx.**	**PG (50 %)**	**PG (98%)**	**PG (98%)**
Paine, Huelquén, Chile	-5.25	53.45	58-10	64-10	58-10
Corrientes, Argentina	-1.01	62.81	64-10	70-10	64-10
Formosa, Argentina	3.12	63.47	64-10	70-10	70-10
San Juan de Oros, Jujuy, Argentina	-7.75	49.25	52-10	58-10	58-10
San Salvador, Jujuy, Argentina	0.23	53.44	58-10	58-10	64-10
Cordoba, Argentina	-2.92	59.7	64-10	64-10	64-10
Mendoza, Argentina	-3.39	53.69	58-10	58-10	64-10
Buenos Aires, Argentina	-1.31	57.05	58-10	64-10	64-10
Paso de los Indios, Chubut, Argentina	-9.04	49.22	52-10	58-16	58-16
Ushuaia, Argentina	-9.23	25.46	46-10	46-16	46-16

Tabla 2. Resultados obtenidos mediante los dos métodos.

4. DISCUSIÓN

El análisis de los resultados revela que el método estadístico LTPP tiende a subestimar la temperatura en los casos de Corrientes y Paine Huelquén. También se observa que en otros casos como San Salvador de Jujuy o Mendoza se sobreestima la temperatura. Al exigir un grado PG de alta que no es el que realmente se requiere según se observa en las simulaciones que utilizan los datos climáticos de la zona, se puede estar exigiendo utilizar un ligante asfáltico de calidad superior al necesario, o peor aún se puede estar exigiendo utilizar un ligante asfáltico cuya calidad no es la suficiente para soportar elevadas temperaturas en la zona geográfica en donde se implantará el pavimento.

Esta discrepancia cobra mayor sentido al evaluar locaciones con particularidades topográficas y climáticas, como son los casos de Jujuy y Mendoza. Al comparar las altitudes de estas locaciones, la velocidad del viento y la radiación (contempladas por el simulador, pero ignoradas por LTPP) se evidencia que esto afecta directamente la temperatura del paquete estructural.

5. CONCLUSIONES

La implementación del software PML-Term para la determinación del Grado PG muestra resultados ligeramente diferentes a los obtenidos con el método tradicional LTPP. El análisis demuestra que las ecuaciones estadísticas actuales pueden subestimar o sobreestimar la solicitación de ligante asfáltico en altas temperaturas al no contemplar variables como el viento o la altitud.

Utilizar este simulador térmico aporta un beneficio técnico y económico directo: al predecir con mayor exactitud la temperatura real del pavimento, se evita la especificación de ligantes con grados PG innecesariamente elevados o bajos. Esto se traduce en una optimización del diseño y un ahorro económico significativo en los costos de los materiales asfálticos para el proyecto vial, garantizando al mismo tiempo el correcto desempeño estructural.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] Saleh, A. M. M., y Trad, M. A. (2011). *Generation of asphalt performance grading map for Egypt based on the SUPERPAVE program.* Construction and Building Materials, 25, 2248-2253.

[2] Loría-Salazar, L. G., Cuadrado-Valbuena, J. M., Villegas-Villegas, R. E., y Castillo-Camarena, E. A. (2024). *Introducción a los cementos y ligantes asfálticos: Caracterización, reología y producción*. Editorial Universidad Isaac Newton.

[3] Cabrera, P., Martínez, M., Botasso, G., y Castro Luna, A. M. (2025). *Simulador térmico de pavimentos urbanos con interfaz accesible para el usuario.* Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional La Plata, LEMaC Centro de Investigaciones Viales UTN FRLP – CIC PBA. Avances en Energías Renovables y Medio Ambiente - AVERMA, 29, 451-459.

[4] Federal Highway Administration. (1998). *LTPP Data Analysis: Improved Low Pavement Temperature Prediction* (Publication No. FHWA-RD-97-104). U.S. Department of Transportation.

[5] Abo-Hashema, M. A., Mousa, R. M., Al-Zedjali, S. A., Al Balushi, Q. A., Metwally, M., & Al-Rashdi, M. H. (2016). *Development of Oman Performance Grade Paving Map for Superpave Asphalt Mix Design.* International Journal of Pavement Engineering & Asphalt Technology.

[6] Mohseni, A. (1998). *LTPP seasonal asphalt concrete (AC) pavement temperature models* (Report No. FHWA-RD-97-103). Federal Highway Administration.

LEMAC, CENTRO DE INVESTIGACIONES VIALES CIC-PBA
AV. 60 Y 124 S/N- BERISSO BUENOS AIRES, ARGENTINA
TEL. +54 9 221 4890413.
E-MAIL: LEMAC@FRLP.UTN.EDU.AR