

Revista Ciencia y Construcción

05-15 Análisis Tenso-Deformacional A Compresión De Muretes De Ladrillos Con El Empleo De Técnicas De Modelación Numérica

47-64 Influencia De La Carbonatación Acelerada Al Árido Fino Reciclado En Las Propiedades Del Hormigón

89-101 Construcción de Curvas de Fragilidad Sísmica para Edificaciones de Pórticos de Hormigón Armado en Cuba

Consejo Editorial

Director/Editor Técnico

Dra. Vivian Beatriz Elena Parnás, Universidad
Tecnológica de La Habana, José Antonio
Echeverría (CUJAE), Cuba

Editor Ejecutivo

Dra. Ingrid Fernández Lorenzo, Universidad
Tecnológica de La Habana, José Antonio
Echeverría (CUJAE), Cuba

Editores Asociados

Dr. Willian Cobelo Cristiá, Universidad Tecnológica
de La Habana, José Antonio Echeverría (CUJAE),
Cuba

Dra. Zenaida Paulette Frómata Salas, Universidad de
Oriente, Cuba

Dr. Rafael Larrúa Quevedo, Universidad de
Camagüey, Cuba

Dr. José Cataldo Ottieri, Universidad de la
República, Udelar, Uruguay

Comité Científico

Dra. Beatriz Camaño Schettini, Universidad Federal
de Rio Grande del Sur (UFRGS), Brazil

Dr. Carlos A. Recarey Morfa, Universidad Central de
Las Villas, Marta Abreu, Cuba, Cuba

Dr. Francisco Lamas Fernández, Universidad de
Granada, Spain

Dr. Gilberto Quevedo Sotolongo, Universidad
Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba

Dr. Geert Lombaert, KU Leuven University, Belgium

Dr. José Fernando Martirena Hernández, Universidad
Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba

Sumario

1 <i>Análisis Tenso-Deformacional A Compresión De Muretes De Ladrillos Con El Empleo De Técnicas De Modelación Numérica</i>	05-15
<i>Javier Alejandro Tejeda Carreras Alejandro Socorro Álvarez Janet Otmara Martínez Cid Nelson Fundora Sautié</i>	
2 <i>Empleo De La Ceniza De Bagazo De Caña Como Material Cementante Suplementario En Hormigones</i>	16-28
<i>Giovany Alemán Carmenate René Antonio Puig Martínez Marietta Llanes Pérez</i>	
3 <i>Reforzamiento De Mampostería Con Mortero De Cemento Y Fibras</i>	29-46
<i>Mabel Tatiana Villafuerte Vera Yordy Ivonne Míeles Bravo</i>	
4 <i>Influencia De La Carbonatación Acelerada Al Árido Fino Reciclado En Las Propiedades Del Hormigón</i>	47-64
<i>Giselle Limonte Morales</i>	
5 <i>Comportamiento De Las Estructuras De Pavimento Flexible Con Bases Tratadas Con Cemento</i>	65-76
<i>Ana Valeria Palacios Mendoza Eduardo Tejeda Piusseaut</i>	
6 <i>Evaluación Del Diseño Geométrico De La Intersección Tipo Rotonda El Aguador En La Ciudad De Machala</i>	77-88
<i>Angie Mayded Japón Nevarez Erwin Javier Oyola Estrada América Romero Valdiviezo</i>	
7 <i>Construcción de Curvas de Fragilidad Sísmica para Edificaciones de Pórticos de Hormigón Armado en Cuba</i>	89-101
<i>Kenia Mercedes Leyva Chang Grisel Morejón Blanco Eduardo Rafael Álvarez Deulofeu</i>	
8 <i>Propuesta De Diseño Geométrico Y Pavimentación Para Mejorar La Accesibilidad Vial Desde El Suroeste De Portoviejo</i>	102-115
<i>Luis Alberto Vera Lucas Emilio Matías Chon Long Parra Eduardo Tejeda Piusseaut</i>	



Artículos de Investigación

*Análisis Tenso-Deformacional A
Compresión De Muretes De Ladrillos
Con El Empleo De Técnicas De
Modelación Numérica*

1

*Tenso-Deformational Analysis Under Compression Of Brick Low
Walls Using Numerical Modeling Techniques*

Autores

Javier Alejandro Tejeda Carreras

Ing. Civil, Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)

javiertejedakremi@gmail.com

<https://orcid.org/0009-0007-8500-9395>

Alejandro Socorro Álvarez

Ing. Civil, Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)

alejandsocalv@civil.cujae.edu.cu

<https://orcid.org/0009-0009-5936-7409>

Janet Otmara Martínez Cid

Dra. Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)

jcid0716@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0003-1969-1553>

Nelson Fundora Sautié

Dr. Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana (CUJAE)

nfsautie@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0003-0452-8964>

Análisis Tenso-Deformacional A Compresión De Muretes De Ladrillos Con El Empleo De Técnicas De Modelación Numérica

1

Tenso-Deformational Analysis Under Compression Of Brick Low Walls Using Numerical Modeling Techniques

RESUMEN

La resistencia a compresión de la mampostería de ladrillo es determinada mediante la realización de ensayos de laboratorio a prismas y muretes o a través de formulaciones empíricas. El desarrollo computacional ha permitido el empleo de modelos numéricos basados en el Método de los Elementos Finitos como alternativa económicamente superior para el análisis del comportamiento de la mampostería. En el presente trabajo se obtiene un modelo matemático computacional, calibrado y validado a partir de los resultados experimentales de Thamboo en 2019 para el estudio de muretes de mampostería de ladrillo, usando el software ABAQUS. Se describen las invariantes del proceso de modelación del mismo: geometría, materiales, condiciones de borde y carga. Se realiza el análisis tenso-deformacional de los resultados derivados de la simulación computacional, donde son presentadas las tensiones verticales y transversales, las deformaciones plásticas y los desplazamientos. Se proporcionan resultados que reproducen correctamente el comportamiento estructural y el modo de falla del murete de ladrillos. Este modo de falla está caracterizado por grietas verticales paralelas a la dirección de la carga en las caras frontal y lateral de las muestras, originadas en la interfaz ladrillo-mortero y propagadas a través de los ladrillos.

Palabras Clave : Abaqus, análisis tenso-deformacional, Modelo de Daño Plástico, Muretes de ladrillo.

ABSTRACT

The compressive strength of masonry is determined by carrying out laboratory tests on prisms and wallets or through empirical formulations. Computational development has allowed the use of numerical models based on the Finite Element Method as an economically superior alternative for determining this property. In the present work, a computational model is obtained, calibrated and validated from the experimental results of Thamboo in 2019 for the study of brick masonry wallets, using the ABAQUS software. The invariants of the modeling process are described: geometry, materials, boundary conditions and loads. The stress-strain analysis of the results derived from the computational simulation is carried out, where the vertical and transverse stresses, plastic deformations and displacements are presented. Results are provided that correctly reproduce the structural behaviour and failure mode of the brick wall. This failure mode is characterized by vertical cracks parallel to the loading direction on the front and side faces of the samples, originating at the brick-mortar interface and propagating through the bricks.

Keywords: Abaqus, Brick low walls, Concrete Damaged Plasticity, Stress-Strain analysis.

Nota Editorial: Recibido: 13 de Febrero 2025 Aceptado: 10 de Mayo 2025

1. INTRODUCCIÓN

Cuba cuenta con una amplia tradición en el empleo de la mampostería de ladrillos para la construcción de viviendas y edificios sociales, con obras relevantes que datan de la primera mitad del siglo XX. En la actualidad, a pesar de no ser la pieza más utilizada en la construcción de muros, pues el bloque tiene el protagonismo, los ladrillos constituyen una vía conveniente para la construcción de viviendas dada la posibilidad del empleo de materiales locales para su conformación, así como la baja complejidad de su proceso de fabricación. Internacionalmente el ladrillo es ampliamente utilizado en América Latina por lo que se hace necesario rescatar esta técnica constructiva en Cuba, lo que obliga al desarrollo de investigaciones dirigidas a este fin.

La resistencia a compresión de la mampostería formada por ladrillos puede ser determinada a partir de ensayos experimentales en prismas o en muretes, o utilizando expresiones empíricas reflejadas en las normas [1-4]. La Norma Cubana de Mampostería NC 774: 2012 [4], si bien incluye el prisma y la ecuación empírica, no contempla la obtención de la resistencia a compresión de muros de ladrillos mediante muretes. El murete de ladrillos es un muro pequeño con varias hiladas de ladrillo y su ancho consiste, habitualmente, de tres o más ladrillos. De manera general, el murete contiene más unidades de mampostería que el prisma y permite un análisis más cercano al comportamiento de los muros con respecto al que puede alcanzarse con los prismas, ya que en los muretes se incluye la presencia de las juntas verticales de mortero. Lo anterior influye en que se reporte que la resistencia a compresión obtenida con prismas es aproximadamente un 25% mayor que la alcanzada con muretes, lo que permite definir factores de correlación entre uno y otro [5, 7].

La forma de fallo a compresión de los muretes es aproximadamente similar para diferentes espesores de los especímenes y se caracteriza por grietas verticales paralelas a la dirección de la carga en las caras frontal y lateral de las muestras, originadas en la interfaz ladrillo-mortero y propagadas a través del centro de los ladrillos. Las curvas de tensión-deformación de compresión de los muretes muestran un comportamiento aproximadamente lineal hasta el 60-70% de la resistencia máxima y, posteriormente, se observa un comportamiento no lineal hasta el fallo [7, 8]. Investigaciones han demostrado que la respuesta estructural de los muros de ladrillos depende de diversos parámetros tales como las resistencias a compresión de las unidades y del mortero, el espesor de las juntas de mortero, la forma de las unidades, el tipo de espécimen usado en el ensayo (prisma o murete) y la relación de esbeltez de la prueba [5, 6].

En las dos últimas décadas, con el empleo del Método de los Elementos Finitos, se han desarrollado modelos numéricos que permiten describir el comportamiento no lineal de la mampostería de ladrillos, así como su forma de fallo [7, 9, 10]. Por medio de estas simulaciones matemáticas, las cuales son calibradas y validadas mediante resultados experimentales en muretes bajo compresión uniaxial, se obtiene información sobre el comportamiento estructural y se realizan estudios paramétricos que derivan en un análisis tenso-deformacional y comparaciones con resultados empíricos [5, 7, 9, 11]. Se destaca el empleo del programa ABAQUS como herramienta de modelación computacional [7, 10] y el Modelo de Daño Plástico como modelo constitutivo para describir el comportamiento del material durante su rango no lineal [10].

El presente trabajo tiene como objetivo desarrollar un modelo matemático computacional con el empleo del programa ABAQUS, calibrado y validado a partir de los resultados experimentales obtenidos por Thamboo en 2019 [5] para el estudio de muretes de mampostería de ladrillo. Se describen las invariantes del proceso de modelación del mismo: geometría, materiales, condiciones de borde y carga. En la representación de los materiales se emplea el Modelo de Daño Plástico como ley constitutiva para describir el comportamiento no lineal de estos y se realiza el análisis tenso-deformacional en términos de tensiones verticales y transversales, deformaciones plásticas y desplazamientos.

Lo anterior va dirigido a realizar a futuro, a partir del modelo calibrado y validado, investigaciones con el empleo de materiales del país, que permitan la determinación de la influencia de los parámetros ya mencionados en la resistencia a compresión de muros de ladrillo. Los futuros resultados permitirán definir pautas e indicaciones actualizadas para la Norma Cubana de Mampostería NC 774: 2012 [4], que incluyan además de prismas, los muretes y que estén encaminadas a rescatar el empleo de este material y mejorar la calidad de las construcciones a partir del correcto empleo de unidades y morteros.

2. DESARROLLO

Implementación del modelo numérico

Para el análisis tenso-deformacional realizado al murete de ladrillos se toma como patrón de comparación los ensayos realizados por Thamboo, (2019) [5]. Se ensayaron durante la investigación un total de 50 prismas y 40 muretes; en el caso de los muretes, fueron construidos según las indicaciones del Eurocódigo 6 [3] manteniendo los espesores de juntas de mortero en 10mm. Para las pruebas se utilizaron cinco tipos diferentes de ladrillos y dos tipos de mortero; de las unidades utilizadas, tres eran ladrillos de arcilla y dos de tierra comprimida.

La prueba se llevó a cabo en una máquina universal con una capacidad de carga de 350 kN con bisagras para evitar la desalineación de la carga. Se colocaron transductores de desplazamiento en las muestras para medir la deformación vertical de los muretes bajo compresión como se muestra en la figura 1.



Fig. 1- Ensayo de compresión del murete. Fuente: [5].

Los muretes fallaron debido a grietas verticales, tanto en las caras frontales como laterales. Las fisuras se iniciaron en la interfaz unidad-mortero en la etapa del 70-85% de la falla final. Las pruebas se detuvieron después de la caída de aproximadamente 20-50% de la carga máxima por la seguridad de la instrumentación, ya que se manifestaron aberturas severas. En la figura 2 se muestra el modo de fallo de los muretes ensayados.



Fig. 2- Formas de ruptura mostrados en los ensayos experimentales realizados. Fuente: [5]

En el actual trabajo se estudian los muretes construidos con el ladrillo CLB2 debido a que sus propiedades geométricas y mecánicas tales como dimensiones, densidad y resistencia a compresión se corresponden con el rango aceptado por las normas cubanas [4, 12, 13]. En la tabla 1 se referencian las propiedades de utilidad para esta investigación. Como se menciona anteriormente, se utilizaron dos tipos de mortero en combinación con los cinco tipos de unidades para el estudio. Para el mezclado del mortero los autores [5] designaron las proporciones de cemento a arena de 1:3 y 1:5, denominados MO1 y MO2 respectivamente. Ambos casos son de interés para este trabajo, el primero para la calibración matemática y el segundo para la validación del modelo. Las propiedades de los morteros se muestran en la tabla 1.

Tabla 1- Propiedades de la unidad de mampostería y de los morteros. Fuente: [5] .

Elemento	Densidad (kN/m^3)	Resistencia a compresión (MPa)	Módulo de elasticidad (MPa)
CLB2 (210x100x60mm)	20,15	15,8	5294
MO1 (1:3)	19,29	6,46	4572
MO2 (1:5)	18,27	3,98	3537

Los resultados medios obtenidos durante el ensayo experimental al murete de mampostería con el ladrillo CLB2, con el coeficiente de variación entre paréntesis, son mostrados en la Tabla 2.

Tabla 2- Datos experimentales obtenidos en el murete. Fuente: [5].

Ladrillo	Dimensiones (mm)	Resistencia a compresión (MPa)		Módulo de elasticidad (MPa)		Deformación pico	
		MO1	MO2	MO1	MO2	MO1	MO2
CLB2	430x100x410	6,8 (4,1)	6,51 (4,8)	3951 (3,7)	3629 (5,5)	0,0023 (8,9)	0,0025 (8,6)

Geometría

Para la modelación numérica del murete de mampostería en ABAQUS/CAE 2017, se tuvieron en cuenta las partes componentes necesarias para concebir una micromodelación detallada que reproduzca todas las interacciones entre unidad y mortero. Además, es colocada una plancha sobre el murete, definida como un sólido indeformable, similar al ensayo experimental. Estas partes son referenciadas en la figura 3, junto a sus dimensiones en mm.

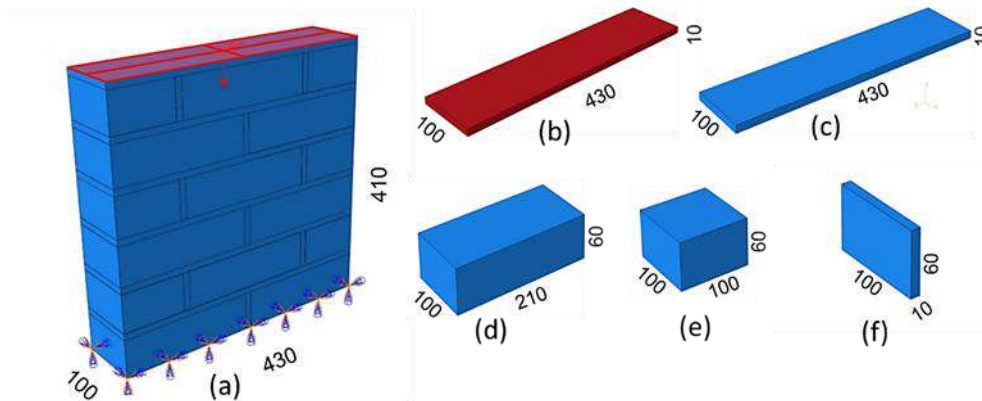


Fig. 3- Dimensiones en mm de las partes del modelo: a) Modelo ensamblado, b) Plancha, c) Mortero horizontal, d) Ladrillo, e) Medio ladrillo, f) Mortero vertical. Fuente: Elaboración propia.

Material

En la definición del comportamiento a compresión de los materiales componentes empleados (ladrillo y mortero), en el software son definidas la densidad y módulo de elasticidad, reportadas en la tabla 1 para la representación del régimen elástico. En el caso del coeficiente de Poisson fue empleado un valor de 0,2 [6, 9, 11, 14-16]. Para la descripción del comportamiento inelástico de estos materiales fue empleado el Modelo de Daño Plástico, ampliamente implementado en estudios de comportamiento de la mampostería [5, 7, 9, 11], en especial porque asume los principales mecanismos de fallo: agrietamiento por tracción y aplastamiento por compresión.

Como parte de la implementación del modelo de daño plástico, se considera la región elástica del material hasta el 30% de la carga final., además de las curvas de comportamiento a compresión y tracción uniaxial de los materiales que componen el modelo, son definidos en ambos materiales los parámetros ángulo de dilatación $\psi = 36^\circ$, factor de forma $K_c = 0,667$ y un factor que relaciona la resistencia a compresión biaxial y uniaxial $\sigma_{b0}/\sigma_{bc} = 1,16$ [9, 10, 17, 18].

Para la definición de la curva de tensión-deformación del material ladrillo CLB2 se utilizó la curva a compresión obtenida por [16] para este caso (Figura 4). En el caso de los morteros MO1 y MO2, las curvas empleadas fueron obtenidas a partir de las formulaciones propuestas por Guo, (2014) [19] (Figura 5).

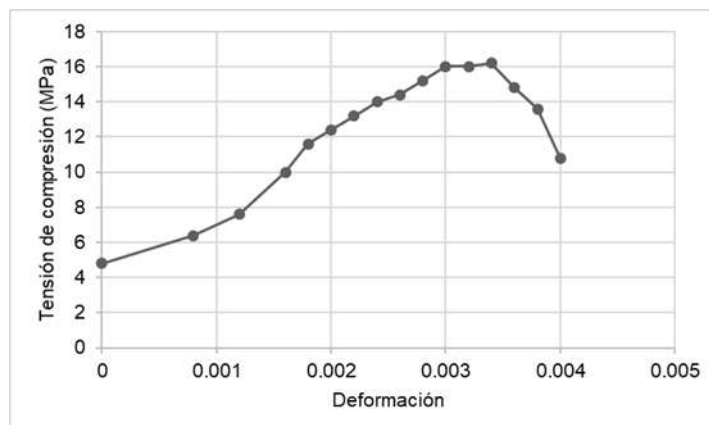


Fig. 4- Curva de comportamiento a compresión del ladrillo CLB2. Fuente: [16].

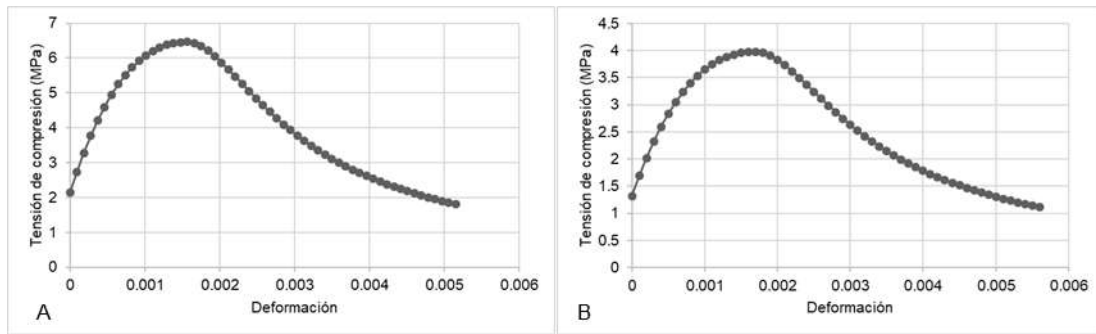


Fig.5– Curva de comportamiento a compresión de los morteros: A) MO1, B) MO2. Fuente: Elaboración propia.

Para la definición del comportamiento a tracción, en el caso del ladrillo CLB2, se utilizó la curva genérica que considera el 10% de la resistencia a compresión como resistencia a tracción (Figura 6).

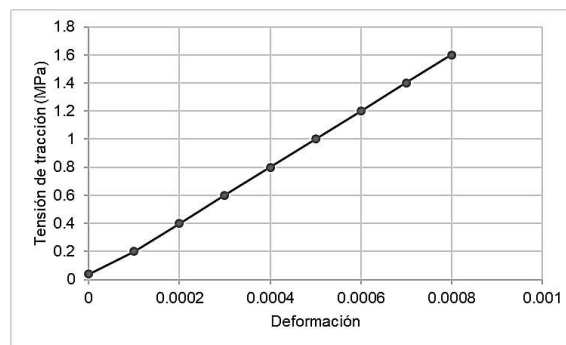


Fig. 6- Curva de comportamiento a tracción del ladrillo CLB2. Fuente: Elaboración propia.

Para los morteros MO1 y MO2 se emplearon las curvas obtenidas a partir de las formulaciones de [19], (Figura 7).

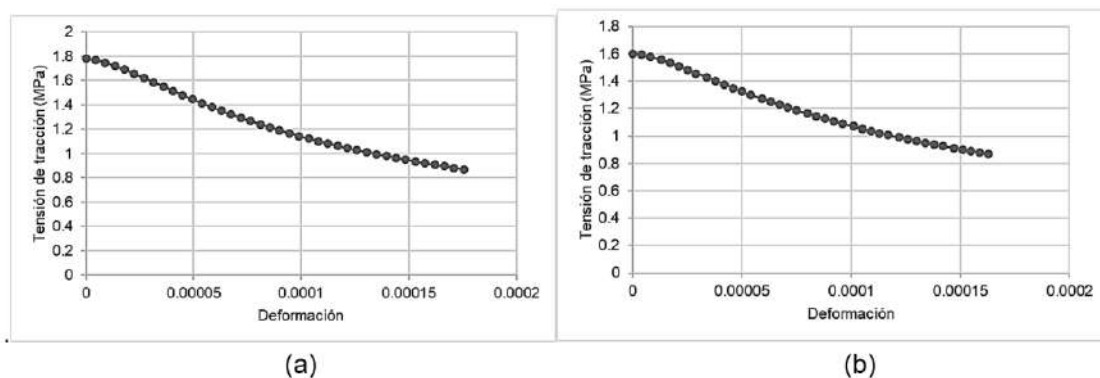


Fig. 7- Curva de comportamiento a tracción de los morteros: a) MO1, b) MO2. Fuente: Elaboración propia.

Condiciones de borde, carga aplicada e interacciones

Siguiendo las indicaciones del ensayo experimental al murete de mampostería realizado por [5], se establecieron las condiciones de borde que restringen, en la base del murete, los desplazamientos verticales y horizontales, así como los movimientos rotacionales. Además, se aplicó una carga puntual de 344 kN, que genera una presión de 8 MPa en la parte superior de la plancha para recrear el ensayo de compresión uniaxial donde la tensión de rotura obtenida fue de 6,8 MPa. Fueron definidas restricciones tipo "Tie", que permiten unir dos regiones, aunque el mallado de esas superficies sea distinto y no tiene en cuenta la presencia fricción entre las regiones en que se emplea (Figura 8).

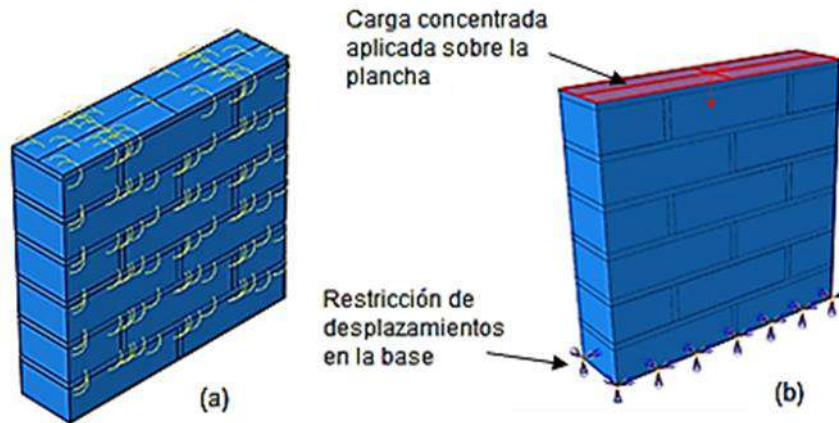


Fig. 8- Condiciones de borde, carga e interacciones establecidas en el modelo: a) Interacciones tipo "tie" b) Condiciones de borde y carga. Fuente: Elaboración propia.

Calibración matemática y validación del modelo

A partir de la geometría del murete, para la discretización del dominio de simulación fue utilizado un mallado estructurado con el empleo del tipo de elemento C3D8. La densidad óptima de malla obtenida generó tamaños de elementos de 14mm y 5mm para el ladrillo y mortero respectivamente. Se obtuvo un error relativo de 1,76% con respecto al ensayo experimental del murete con mortero tipo MO1 tomado como patrón de calibración, (Figura9).

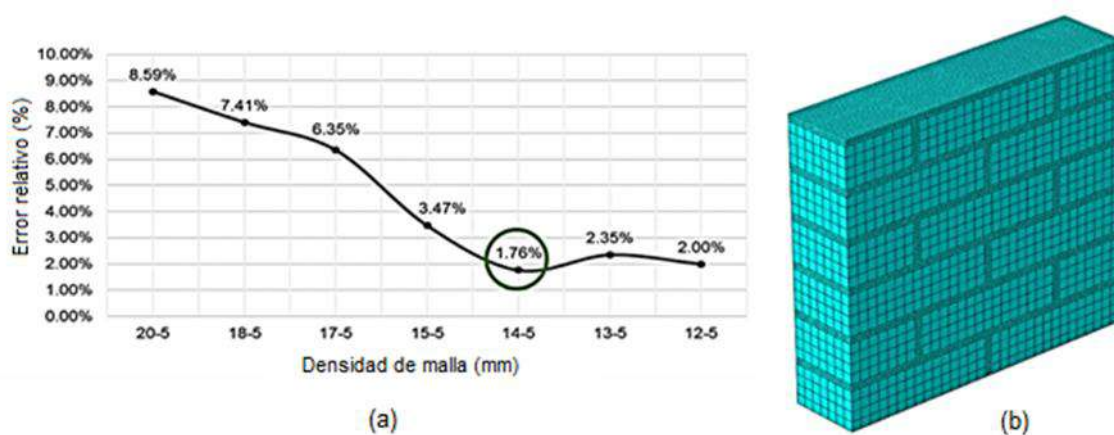


Fig. 9- Obtención de la densidad óptima de malla: a) Diferentes densidades de malla evaluadas para los tamaños de elementos mortero-ladrillo(mm) con su respectivo error relativo. b) Densidad de malla óptima 14-5 con el tipo de elemento C3D8. Fuente: Elaboración propia.

Para la validación del modelo computacional se utilizaron los resultados obtenidos para los muretes confeccionados con el MO2 que tuvieron una tensión de rotura de 6,51 MPa . En este caso se obtuvo un valor de tensión de rotura de 6,06 MPa en el modelo lo que representó un error relativo de 6,97%. En los procesos de calibración y validación los errores relativos obtenidos no superaron el 7% por lo que se considera el modelo calibrado y validado.

3. RESULTADOS

Se analizan las tensiones verticales y transversales del murete, así como los desplazamientos verticales y el ensanchamiento del mismo.

Tensiones verticales y transversales.

En la figura 10 se presenta la distribución de tensiones verticales (S22) y transversales (S11) de tracción y compresión en el murete y se destacan los máximos valores en tracción obtenidos y su ubicación en cada caso.

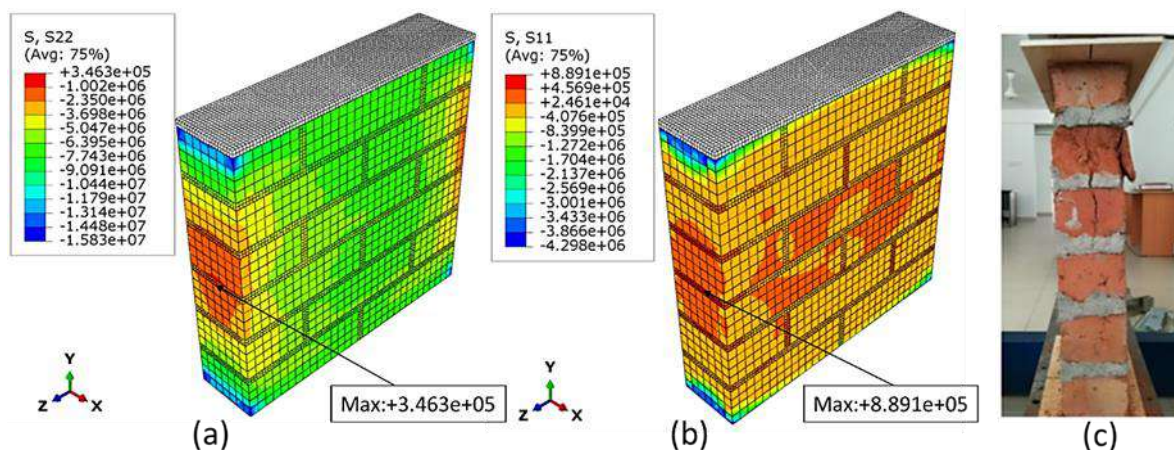


Fig. 10- Tensiones verticales y transversales en el murete: a) Tensiones verticales, b) Tensiones transversales c) Fisura vertical del ensayo experimental [5]. Fuente: Elaboración propia.

Existen tensiones de compresión en la mayor parte del contorno y los máximos valores fueron obtenidos en las zonas de contacto del murete con las planchas producto del confinamiento que estas ejercen cuando actúa la carga, típicas de este tipo de ensayo y que no son consideradas a los efectos del análisis del comportamiento. En la zona central del murete se destacan máximos valores de tracción originadas en la interfaz ladrillo-mortero con valor de 0,35 MPa, que da inicio al mecanismo de fallo y que coincide con lo descrito por varios autores [8].

Con respecto a las tensiones transversales S11, se evidencia una distribución de tensiones de compresión en las hiladas extremas del murete con valores similares. En las hiladas centrales existen concentraciones de esfuerzos de tracción fundamentalmente en las juntas de mortero verticales y horizontales con un valor máximo de 0,89 MPa. Este comportamiento concuerda con los modos de fallo de la mampostería de ladrillo, en los cuales surgen grietas causadas inicialmente por la incompatibilidad entre las propiedades del ladrillo y el mortero, creándose planos de debilidad en su interfaz y desarrollando tensiones de tracción que inducen a grietas que se inician en la junta y avanzan a través de las piezas de ladrillo en la zona central del murete [8, 20].

Desplazamiento vertical y ensanchamiento transversal.

En la figura 11 se presentan los desplazamientos obtenidos en la simulación computacional del murete en el sentido de la carga aplicada (dirección Y) y se muestran los desplazamientos transversales generados en el murete (dirección X).

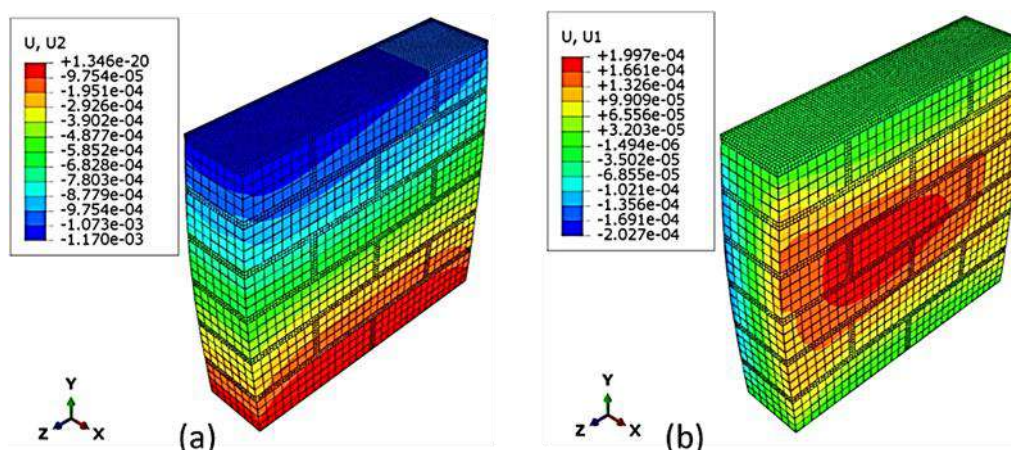


Fig. 11- Desplazamiento vertical y transversal: a) Desplazamiento vertical, b) Ensanchamiento transversal. Fuente: Elaboración propia.

Se evidencia que los mayores desplazamientos se desarrollan en el tope del murete con un valor de 0,0029 m, lo cual constituye un resultado con una diferencia menor a 0,6mm con respecto a lo reportado por el ensayo experimental [5]. En el caso del desplazamiento horizontal se genera un ensanchamiento horizontal, con valores máximos aproximados de 0,0002 m en cada dirección, la relación entre acortamiento y ensanchamiento es de 2,925.

Deformaciones plásticas verticales y transversales.

Las deformaciones plásticas descritas en el modelo se presentan en la Figura 12.

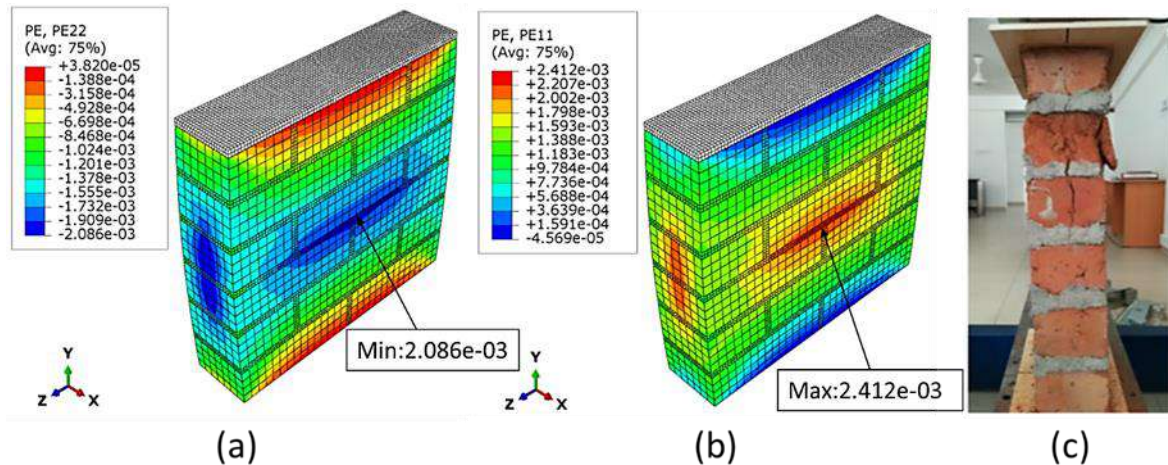


Fig. 12- Deformaciones plásticas: a) Deformaciones plásticas verticales, b) Deformaciones plásticas transversales, c) Vista lateral en el ensayo[5]. Fuente: Elaboración propia.

Las deformaciones describen a los desplazamientos adimensionalizados. Se obtuvieron resultados máximos en las zonas cercanas a las restricciones de borde, es decir, próximos a la plancha y la base. Los valores mínimos (máximos axiales) se encuentran en las áreas centrales de las caras y los laterales, específicamente en el mortero horizontal central, alcanzando un valor de 0,0021. Esta concentración de deformaciones restringidas del mortero en las juntas entre las unidades de mampostería se corresponde con el modo de falla del murete del ensayo. Los esfuerzos de tracción generan grietas que se desarrollan en la interfaz mortero-unidad. Las deformaciones plásticas transversales son presentadas en la figura 12 (b), este caso fue inverso a las deformaciones verticales ya que los efectos superiores se desarrollaron en la parte central en las caras y laterales (0,0024), mientras que los inferiores estuvieron cercanos a las áreas con limitaciones de deformación: plancha y base. Las máximas deformaciones plásticas están acordes a las zonas de los mayores valores de tensiones de tracción reportadas, lo que coincide con el patrón de fallo descrito por Thamboo 2019 [5].

Fue obtenido un modelo matemático computacional de un murete de ladrillos de arcilla, calibrado y validado a partir de los resultados experimentales de Thamboo 2019 [5]. A partir del mismo se verificó el comportamiento del murete y el mecanismo de fallo provocado por concentración de tensiones en la zona central y debilidad en los puntos de discontinuidad. Se destacan, en las tensiones verticales, máximos valores de tracción en la zona central del murete originadas en la interfaz ladrillo-mortero con valor de 0,35 MPa. Con respecto a las tensiones transversales, en las hiladas centrales existen concentraciones de esfuerzos de tracción fundamentalmente en las juntas de mortero verticales y horizontales con un valor máximo de 0,89 MPa. Los mayores desplazamientos verticales se desarrollan en el tope del murete con un valor de 0,0029 m, con una diferencia menor a 0,6mm con respecto a lo reportado por el ensayo experimental [5]. En el caso del desplazamiento horizontal se genera un ensanchamiento con valores máximos aproximados de 0,0002 m en cada dirección siendo la relación entre acortamiento y ensanchamiento de 2,925. Las máximas deformaciones plásticas se encuentran en las áreas centrales de las caras y los laterales del murete, específicamente en el mortero horizontal central, alcanzando un valor de 0,0021, acordes a las zonas de los mayores valores de tensiones de tracción reportadas, lo que coincide con el patrón de fallo descrito por Thamboo 2019 [5]. Este comportamiento concuerda con los modos de fallo de la mampostería de ladrillo, en los cuales surgen grietas en la interfaz ladrillo-mortero y avanzan a través de las piezas de ladrillo en la zona central del murete.

1. ACI-530, "Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures". Estados Unidos: Masonry Standards Joint Committee (MSJC), 2011.
2. CSA, "Design of masonry structures". S304.1-4 (R2010). Mississauga, Canadá., 2004.
3. EN, Eurocode 6: "Design of masonry structures-Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures". London: British Standards. Londres, Inglaterra, 2005.
4. NC-360, "Ladrillos cerámicos de arcilla cocida. Requisitos". Cuba, 2005.
5. Thamboo, J.A. and M. Dhanasekar, "Correlation between the performance of solid masonry prisms and wallettes under compression". Journal of Building Engineering, vol. 22: p. 429-438, 2019.
6. Soleymani, A., M.A. Najafgholipour, and A. Johari, "An experimental study on the mechanical properties of solid clay brick masonry with traditional mortars". Journal of Building Engineering, vol. 58: p. 105057, 2022.
7. Thamboo, J.A., M. Asad, and T. Zahra. "Compressive behaviour of bonded brickwork wallettes with various thicknesses: Experimental and numerical verification". Proceedings of the 12th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC 2021), International Centre for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), 2021.
8. Demaj, A., et al. "Study on the Effect of the Bedding Mortar Composition on the Shear and Compression Behavior of Old Brick Masonry Walls". International Conference on Testing and Experimentation in Civil Engineering. Springer, 2022.
9. Zahra, T., M. Asad, and J. Thamboo. "Effect of geometry on the compression characteristics of bonded brickwork". Structures. Elsevier, 2021.
10. Abdulla, K.F., L.S. Cunningham, and M. Gillie, "Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach". Engineering Structures, vol. 151: p. 349-365, 2017.
11. Mathew, A.A., et al. "Analysis of strains in Brick Masonry Prism using ABAQUS". Proceedings of SECON 2020: Structural Engineering and Construction Management 4. Springer, 2021.
12. NC-367, "Cerámica-Términos y definiciones". Cuba, 2005.
13. NC-774, "Código de buenas prácticas para obras de mampostería" (EN 1996-1: 2005, MOD). Cuba, 2012.
14. Van, T.C., T.L. Lau, and F.M. Nazri. "Investigation of brick masonry behaviour under uniaxial compression test at different scales". Proceedings of AICCE'19: Transforming the Nation for a Sustainable Tomorrow 4. Springer, 2020.
15. Cabané, A., L. Pelà, and P. Roca, "Influence of specimen slenderness and stacking on the experimental strength of solid fired clay bricks". Construction and Building Materials, vol. 404: p. 133294, 2023.
16. Thamboo, J. and M. Dhanasekar, "Assessment of the characteristics of lime mortar bonded brickwork wallettes under monotonic and cyclic compression". ConstructionBuilding Materials, vol. 261: p. 120003, 2020.
17. Abasi, A., et al., "Influence of prism geometry on the compressive strength of concrete masonry". Construction and Building Materials, vol. 264: p. 120182, 2020.
18. Santos, C., et al., "Numerical and experimental evaluation of masonry prisms by finite element method". Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, vol. 10: p. 477-508, 2017.
19. Guo, Z., "Principles of Reinforced Concrete". 2014, Estados Unidos: Butterworth-Heinemann. Elsevier, 2014.
20. Bayón, E.C., et al., "Revisión bibliográfica sobre ensayos a compresión en prismas de mampostería". Revista Ciencia y Construcción, vol. 3(1): p. 90-109, 2022.

Empleo De La Ceniza De Bagazo De Caña Como Material Cementante Suplementario En Hormigones

2

*Use Of Sugar Cane Bagasse Ash As A Supplementary
Cementing Material In Concrete*

Autores

Giovany Alemán Carmenate

Ing. Civil, Centro de Estudios de Construcción y Arquitectura Tropical (CECAT),
Universidad Tecnológica de La Habana José A. Echeverría (CUJAE)

giovanyal@civil.cujae.edu.cu

<https://orcid.org/0009-0008-6177-2975>

René Antonio Puig Martínez

Ing. Civil, Centro de Estudios de Construcción y Arquitectura Tropical (CECAT),
Universidad Tecnológica de La Habana José A. Echeverría (CUJAE)

rpuig@civil.cujae.edu.cu; rpuig200453@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0001-9025-4433>

Marietta Llanes Pérez

Ing. Civil, Centro de Estudios de Construcción y Arquitectura Tropical (CECAT),
Universidad Tecnológica de La Habana José A. Echeverría (CUJAE)

marietta@civil.cujae.edu.cu; mariettallanes67@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0003-3917-8175>

Empleo De La Ceniza De Bagazo De Caña Como Material Cementante Suplementario En Hormigones

2

Use Of Sugar Cane Bagasse Ash As A Supplementary Cementing Material In Concrete

RESUMEN

La industria de la construcción es dinámica y continuamente se investigan nuevos materiales con el fin de obtener mejores prestaciones. Dentro de estos materiales se encuentran los llamados cementantes suplementarios, que adicionados al hormigón pueden sustituir proporciones de cemento portland, manteniendo o mejorando sus propiedades. Investigaciones realizadas demuestran que la ceniza del bagazo de caña, bajo adecuadas condiciones de quema, adquiere potencialidades puzolánicas. En este caso, a solicitud de la Empresa de Construcción y Montaje de Artemisa, Cuba, se investiga la actividad cementante de la ceniza de bagazo de caña obtenida directamente de los hornos de uno de los centrales de la provincia, sin temperatura controlada de quema. Los ensayos realizados demuestran que esta ceniza posee un índice de actividad resistente con el cemento un 10% superior al mínimo establecido por la normativa. Para evaluar la influencia de su empleo en la resistencia a compresión y durabilidad, se realizaron siete diseños de mezcla con dosificación de 0% al 30% de ceniza de bagazo de caña en sustitución del cemento portland. Fueron medidas la resistencia a compresión y la velocidad del pulso ultrasónico, mostrando los resultados que con niveles de sustitución de hasta un 20%, se incrementa la resistencia a compresión respecto a la obtenida para la dosificación patrón; en todos los niveles de sustitución, los valores medios de velocidad del pulso ultrasónico clasifican como durables los hormigones producidos. Con ello se demuestra que la ceniza del central puede sustituir hasta un 20% el cemento empleado en la producción de hormigones.

Palabras claves: ceniza de bagazo de caña, puzolana, resistencia a compresión.

ABSTRACT

The construction industry is dynamic and new materials are continually being researched to achieve improved performance. These materials include so-called supplementary cementitious agents, which, when added to concrete, can replace proportions of portland cement, maintaining or improving its properties. Research has shown that sugarcane bagasse ash, under appropriate burning conditions, acquires pozzolanic potential. In this case, at the request of the Construction and Assembly Company of Artemisa, Cuba, the cementitious activity of sugarcane bagasse ash obtained directly from the kilns of one of the province's sugar mills, without a controlled burning temperature, is being investigated. The tests conducted show that this ash has a strength activity index with cement 10% higher than the minimum established by regulations. To evaluate the influence of its use on compressive strength and durability, seven mix designs were developed with dosages ranging from 0% to 30% of sugarcane bagasse ash as a replacement for portland cement. Compressive strength and ultrasonic pulse velocity were measured, showing that with replacement levels of up to 20%, compressive strength increases compared to that obtained with the standard dosage; at all replacement levels, the average ultrasonic pulse velocity values classify the concrete produced as durable. This demonstrates that mill ash can replace up to 20% of the cement used in concrete production.

Keywords: sugarcane bagasse ash, pozzolan, compressive strength.

Nota Editorial: Recibido: 23 de Abril 2025 Aceptado: 19 de Junio 2025

1. INTRODUCCIÓN

El rápido crecimiento de la población y la economía a escala global, implica una demanda de infraestructura que, unida al aumento extensivo en la tasa de construcción, provoca el agotamiento de muchos de los recursos naturales tradicionalmente empleados en la industria de la construcción [1]. Dentro de una década, el planeta tendrá 1500 millones de nuevos residentes urbanos y se estima que para el año 2080, se pueda alcanzar la cifra de 10400 millones [2]. La industria de la construcción enfrentará, por tanto, en los próximos años, el problema de la disminución de los recursos naturales para la generación de sus productos, en particular del cemento portland.

El cemento portland es uno de los materiales más empleados en la actualidad y aunque se reconoce que ha sido uno de los materiales que más ha contribuido al desarrollo de la humanidad, es uno de los responsables de la degradación ambiental del planeta, debido a que su producción se basa en la explotación de recursos no renovables y su producción ocasiona la emisión de volúmenes significativos de gases de efecto invernadero [3]. Este impacto medio ambiental negativo, ha conducido a la comunidad científica a investigar el empleo de materiales sustitutos del cemento, los llamados materiales cementantes suplementarios [4].

Durante décadas, el sector cementero y la propia industria del hormigón, en la búsqueda de alternativas para disminuir el efecto invernadero, ha venido implementando la sustitución parcial del clínker por diferentes tipos de materiales cementantes suplementarios [5]. Sin embargo, la disponibilidad de los adecuados ha sido la principal limitación, aunque hay coincidencia que son fundamentales para un hormigón sostenible y duradero, siendo necesario explorar nuevas fuentes debido a la disminución gradual de las centrales eléctricas y la transición en la producción de acero, principales fuentes hasta la actualidad de estos materiales [6].

Las diferentes adiciones minerales pueden clasificarse como fillers o materiales cementantes suplementarios, según no presenten o presenten actividad puzolánica o hidráulica latente. Si bien los materiales inertes no experimentan reacciones puzolánicas o hidráulicas latentes, algunos, como la roca caliza finamente molida, no son completamente inertes por cuanto reaccionan con el aluminato del clínker o de otros materiales cementantes suplementarios. Pero a niveles altos de reemplazo muestran en los hormigones propiedades mecánicas y de durabilidad significativamente menores [6-7]. Por el contrario, las adiciones activas participan en las reacciones puzolánicas o hidráulicas latentes y contribuyen al rendimiento y la durabilidad de los hormigones, incluso a niveles elevados de reemplazo de clínker [7].

Los materiales puzolánicos ricos en sílice, como las cenizas volantes silíceas o las puzolanas naturales y calcinadas, reaccionan químicamente con el hidróxido de calcio que se genera durante el proceso de hidratación del cemento, siempre en presencia de abundante agua, para formar silicatos y aluminatos cálcicos hidratados. En la mayoría de los materiales puzolánicos, los principales componentes reactivos son las fases amorfas, con algunas excepciones, como el de las zeolitas o escorias de acero ricas en calcio [8-9]. En general, los materiales que contienen grandes cantidades de fases amorfas se consideran ideales como materiales cementantes suplementarios. Sin embargo, esto no significa que puedan utilizarse combinado con el cemento o en la producción del hormigón; deben poseer además propiedades físicas y químicas adecuadas, sin influir negativamente en la laborabilidad de la mezcla, las propiedades mecánicas y la durabilidad.

Muchos materiales adquieren propiedades puzolánicas debido a un adecuado tratamiento térmico, que transforma profundamente su estructura primitiva. Dentro de esta condición cabe distinguir dos grupos: el primero, formado por materiales naturales silicatados de naturaleza arcillosa y esquistosa, que adquieren el carácter puzolánico por sometimiento a procesos térmicos; y el segundo, constituido por subproductos de determinadas operaciones industriales o agrícolas, que, en virtud de su naturaleza y de las transformaciones sufridas en las mismas, adquieren las propiedades puzolánicas [10-12]. En el primero de estos grupos pueden considerarse, por su analogía, las puzolanas designadas como mixtas o intermedias, o semi artificiales; es decir, aquellas que, naturales por su origen, se mejoran por un posterior tratamiento térmico [10]. En el segundo grupo aparecen los residuos de procesos industriales, como las bauxitas utilizadas para la obtención del aluminio y el polvo de chimeneas de altos hornos. También pueden incluirse en este grupo las cenizas volantes y de parrilla de las centrales termoeléctricas y las cenizas de lignitos. Por extensión, las mismas escorias siderúrgicas pueden considerarse dentro del grupo [12].

Los minerales de la arcilla, finamente molidos, inertes en principio, presentan una actividad puzolánica notable cuando se calcinan a temperaturas comprendidas entre 600°C y 900°C. Estas puzolanas están constituidas esencialmente de sílice y alúmina. La pérdida de agua por efecto del tratamiento térmico, provoca la destrucción de la red cristalina de los constituyentes arcillosos, quedando sus componentes en estado amorfo. El empleo de la arcilla calcinada es muy antiguo y muy extendido en países como la India [12].

Las cenizas volantes son producidas en centrales termo eléctricas debido a la combustión de carbón pulverizado y recogidas en colectores mecánicos y/o electrostáticos. Por la elevada temperatura que alcanza la combustión instantánea del carbón, la ganga funde en su mayor parte y da lugar a pequeñas gotas que, en un posterior enfriamiento brusco, se transforma en partículas mayoritariamente vítreas [13-14]. Las cenizas volantes de interés en la industria del cemento están compuestas de partículas vítreas, esféricas o redondeadas y suelen ser ligeras [13]. Las cenizas volantes pulverizadas constituyen el material cementante suplementario más empleado en la industria de cemento como sustituto de clínker en la producción de cementos mezclados [14].

El humo de sílice o microsílíce es otro de los más avanzados materiales cementantes suplementarios. Es un polvo de color gris claro a oscuro o en ocasiones gris azulado verdoso, resultado de la reducción de cuarzo muy puro con carbón mineral en un horno de arco eléctrico durante la manufactura del silicio o de aleaciones de ferro silicio [15].

Dentro del segundo grupo de materiales cementantes suplementarios se encuentran los procedentes de la quema controlada o no de diferentes residuos agrícolas. La bibliografía científica recoge evidencias sobre el empleo de cenizas derivadas de la quema de cáscara de arroz, cascarilla de maní, hojas de plátano, bagazo de caña y otros residuos agrícolas como materiales cementantes suplementarios en sustitución del cemento portland en la fabricación de hormigones [16-18]. Cuando estos residuos agrícolas son quemados convenientemente, por lo general a temperaturas controladas, se obtiene una ceniza por lo general rica en sílice y alúmina, cuya estructura depende de la temperatura de combustión [17], con adecuadas propiedades puzolánicas. En la Figura 1 pueden apreciarse fotos de cenizas de dos residuos agrícolas: cáscara de arroz y bagazo de caña.



Fig. 1- Cenizas de residuos agrícolas [17]

El artículo que se somete a la consideración de la comunidad científica, toma como base los resultados de un proyecto de investigación promovido por la Empresa de Construcción y Montaje de la Provincia de Artemisa, Cuba. Mediante este proyecto, se pretende evaluar el comportamiento de hormigones, empleando a modo de material cementante suplementario, la ceniza de bagazo de caña proveniente de los hornos de dos centrales azucareros de la provincia, que como promedio en los últimos cinco años muelen anualmente unas 310 000 toneladas de caña, que convertidas en ceniza representan aproximadamente 21 700 t de ceniza. De ser positivos los resultados, podría sustituirse parte del cemento empleado en diferentes dosificaciones por el material proveniente de los hornos de los centrales.

Varios autores han estudiado la influencia del empleo de ceniza de bagazo de caña en las propiedades del hormigón, por lo que a continuación se exponen los resultados de varias investigaciones.

Córdova y Simon (2018) investigaron el efecto de la ceniza de caña de azúcar en la resistencia a compresión de un hormigón de 21 MPa, reemplazando parcialmente el cemento en proporciones de 20% y 40%. Los resultados obtenidos con el reemplazo del cemento portland tipo I en las proporciones anteriormente especificadas, demuestran que la resistencia a la compresión del hormigón disminuye con el incremento de la proporción de ceniza, y siempre por debajo de la resistencia a compresión de la mezcla patrón. Los mejores resultados se obtuvieron con un nivel de reemplazo del 20% [19].

Una segunda investigación se relaciona con el empleo de la ceniza de bagazo de caña en el estudio de la resistencia y absorción de agua en hormigones [20]. En esta investigación se utiliza ceniza de bagazo de caña de azúcar obteniendo resultados positivos con 5% y 10% del volumen del cemento utilizado en la mezcla. Los especímenes fueron ensayados a edades de 30, 90, 120 días. A los 30 días los resultados obtenidos en la absorción de agua y resistencia a compresión fueron similares a los obtenidos en la mezcla de control. A edad de 90 días, las mezclas con porcentajes de sustitución del 5% y 10% redujeron los valores de absorción de agua, especialmente con 10% de ceniza, en que se alcanzó un 58% menos que a edad de 30 días. En la resistencia a compresión, el porcentaje de adición óptima fue el de 5% a edad de 90, aumentando un 41% respecto a la edad de 30 días. A edad de 120 días, el incremento de la resistencia fue de un 45%, alcanzando un valor promedio de 34,7 MPa; es decir, un 36% mayor que la resistencia a compresión de la mezcla de control, que fue de 25,4 MPa.

Una tercera investigación de empleo de ceniza de bagazo de caña en hormigones lo resume Espinoza (2022), en este caso dirigido a evaluar su empleo en las propiedades físicas y mecánicas de este material. Este autor emplea diferentes niveles de sustitución de ceniza por cemento. Con 5% de sustitución, logra resistencia a compresión evidentemente superior a la obtenida en la mezcla patrón; ya con 10% de sustitución, la resistencia a compresión obtenida es comparable con la obtenida en la mezcla patrón; a partir de ahí, disminuye. Otro resultado importante de este investigador, es que la temperatura de calcinación óptima oscila alrededor de 800°C; a esta temperatura, el contenido de sílice amorfa en la ceniza alcanza el 67% [21].

Otro artículo [22] describe investigaciones con el empleo de ceniza de bagazo de caña de azúcar como sustituto del cemento portland en la elaboración del hormigón estructural. En el artículo se analiza la actividad puzolánica en las distintas muestras y se comparan estos resultados con los de otras investigaciones similares. La investigación tiene en cuenta aspectos importantes, como la contaminación ambiental que podría generar este residuo, las proporciones de sílice (SiO_2) y alúmina (Al_2O_3) que aparecen una vez efectuada la quema y el proceso de obtención de la ceniza. Los resultados obtenidos no recomiendan el uso de este residuo en la elaboración de hormigones estructurales debido a la disminución de la resistencia a compresión; pero si admiten su empleo en la producción de morteros.

En la investigación realizada por Rodier, Villar, Mejía & Savastano (2019), se presenta el estudio de la actividad puzolánica y la hidratación de pastas de cemento que contienen bagazo de caña de azúcar y cenizas de hojas de bambú. La actividad puzolánica de mezclas binarias y ternarias de cenizas se investiga mediante mediciones de conductividad eléctrica. Se utiliza un modelo cinético difusivo para cuantificar la reacción puzolánica entre las cenizas y la solución de hidróxido de calcio. También se investiga la influencia de las cenizas en la hidratación de pastas cementosas mediante análisis de termogravimetría, difracción de rayos X, calorimetría isotérmica y ensayos mecánicos. Los resultados mostraron que las mezclas ternarias de ceniza de bagazo de caña y de hojas de bambú tienen una mayor actividad puzolánica que la mezcla binaria sólo con ceniza de bagazo de caña. Los morteros binarios y ternarios obtenidos muestran valores de resistencia a la compresión mayores que el mortero de control sin aditivos minerales. Además, la sustitución del cemento por 10% en peso de ambas cenizas, conduce a una disminución del contenido de hidróxido de calcio y del calor de hidratación. Los resultados también mostraron que la producción de una tonelada de aglomerante con cenizas agroindustriales requiere menos energía que el cemento convencional. Según los resultados del estudio, el uso de cenizas agroindustriales en cementos de mezcla binaria y ternaria puede aportar beneficios económicos, técnicos y ambientales al sector industrial, incluyendo la industria del fibrocemento, las plantas de prefabricados y los productores de hormigón [23].

La evaluación del estado del arte sobre el empleo de ceniza de bagazo de caña en la fabricación de hormigones y morteros, muestra resultados que fueron utilizados en la fundamentación del proyecto a que se hace referencia en párrafos anteriores. En los artículos e investigaciones todos coinciden que la ceniza de bagazo de caña constituye un material con propiedades puzolánicas, en mayor o menor grado en dependencia de la temperatura de quema; los diferentes autores coinciden que los porcentajes de sustitución óptimos no son elevados, todos por debajo del 30%; se aprecia una disminución de la absorción de agua en los hormigones obtenidos; en relación con la resistencia a compresión, hay resultados contradictorios, ya que algunos autores manifiestan su incremento a diferentes edades, y otros no coinciden con ello.

Estos elementos fueron tomados en cuenta en el desarrollo de la investigación, dirigida a evaluar el comportamiento de dos de las propiedades más importantes del hormigón en estado endurecido: la resistencia a compresión, como criterio de diseño; y la velocidad del pulso ultrasónico, como criterio de durabilidad, en ambas, con diferentes porcentajes de sustitución de cemento portland por ceniza de bagazo de caña obtenida directamente de los hornos del central azucarero "30 de Noviembre", de la provincia de Artemisa.

2. DESARROLLO

2.1. Caracterización De La Materia Prima Para El Experimento

La elección de los materiales se efectuó a solicitud de la empresa constructora, con los habitualmente empleados en las obras que se ejecutan en la provincia. Fueron utilizados los siguientes materiales:

- Cemento portland P-35 de uso general proveniente de la fábrica "Curazao SA", del municipio Mariel, provincia de Artemisa.
- Arena triturada y árido grueso provenientes de la cantera "Elpidio Berovides", del municipio San Cristóbal, provincia de Artemisa.
- Aditivo SikaPlast® 9100CU
- Agua potable.
- Ceniza de bagazo de caña, directamente extraída de los hornos del central "30 de Noviembre", del municipio San Cristóbal, provincia Artemisa.

La caracterización de todos los materiales empleados se efectuó en los laboratorios del Centro de Estudios para la Construcción y Arquitectura Tropical, perteneciente a la Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría".

El cemento portland empleado cumplía las especificaciones de la norma cubana NC 1340.

Sin embargo, con los áridos la situación no fue igual.

La arena procedente de la cantera "Elpidio Berovides" (La Reforma), posee una granulometría que no cumple las especificaciones granulométricas establecidas en el país para la fabricación de hormigones de cemento portland, con módulo de finura promedio de 4,64 (lo normado es módulo de finura entre 2,2 y 3,58), lo que la clasifica como una arena excesivamente gruesa. No obstante, atendiendo a la solicitud de la empresa que promueve el proyecto de investigación, se decidió mantener el empleo de la misma. Además, se tuvo en cuenta que su influencia es similar en las diferentes dosificaciones. La arena cumple las restantes especificaciones establecidas en la norma cubana NC 251.

El árido grueso recibido, procedente también de la cantera "Elpidio Berovides" (La reforma), corresponde comercialmente como una piedra de hormigón con tamaño máximo de 25,4 mm y límites de fracción nominal 25-10. Posee una granulometría no uniforme que no cumple las especificaciones granulométricas establecidas en el país para estos límites de fracción nominal, con porcentos pasados en la mayoría de los tamices, por encima de lo establecido en las especificaciones. El material más fino que el tamiz 200, con valor promedio de 2,02%, incumple las especificaciones máximas normadas (1%), lo que puede influir negativamente en la resistencia a compresión del hormigón y la adherencia entre piedra y material cementante. Cumple las restantes especificaciones normadas. Aunque no cumple granulometría y tamiz 200, se mantuvo su empleo a solicitud de la empresa.

El aditivo Aditivo SikaPlast® 9100CU, es un superfluidificante de base acrílica reductor de agua de rango medio de alta eficiencia y con permanencia de trabajabilidad, libre de cloruros. Tiene una densidad de 1,13 kg/L.

Para su empleo, la ceniza de bagazo de caña se extrajo directamente de los hornos del central "30 de Noviembre", sin criterios de selección o de temperatura de quema, por cuanto la empresa promotora del proyecto pretende evaluar la factibilidad de su empleo de esta manera. La misma se sometió a un proceso dirigido a garantizar su empleo como material cementante suplementario. La toma de muestra de ceniza para los ensayos se realizó de acuerdo con lo prescrito en la NC TS 527, siendo de tipo compuesto, para lo cual, de cada uno de los sacos recibidos se extrajo una porción de 4 kg, mezclando convenientemente a fin de obtener la muestra representativa para los diferentes ensayos. Ésta se almacenó en un recipiente de plástico hasta el momento de los ensayos. Previo a estos, la muestra representativa se introdujo en la estufa durante 24 horas para eliminar la humedad, verificando ello mediante el procedimiento de masa constante. Posteriormente se sometió a un proceso de pulverización en molino de bolas, almacenando el producto en bolsas de nylon selladas. La muestra pulverizada se sometió a un proceso de tamizado, desechando todo el material retenido en el tamiz de 45 µm; el material pasado por este tamiz, fue el empleado para los ensayos. Como resultado, se obtuvo una masa específica real de 2,24 g/cm³ y un peso unitario compactado de 390 kg/m³.

La determinación del índice de actividad resistente con el cemento portland da criterios del nivel de actividad puzolánica de las muestras de ceniza de bagazo de caña, o lo que es lo mismo, permite inferir si puede o no ser empleada la ceniza en sustitución de cemento portland durante la fabricación de morteros y hormigones. El índice se determina mediante la expresión (1):

$$\text{Índice} = \frac{R_A}{R_P} 100 \quad , \quad \% \quad (1)$$

Siendo en ella:

- R_P : Resistencia a compresión media de la muestra patrón, MPa.
- R_A : Resistencia a compresión media de la muestra con adición de ceniza, MPa.

En la determinación del índice de actividad resistente, tanto para la muestra patrón como para la muestra con adición de ceniza, se elaboró, además del ensayo principal, una réplica; y con cada una se confeccionaron tres briquetas. Los resultados de los ensayos de compresión para la determinación del índice de actividad resistente de la ceniza de bagazo de caña del central "30 de Noviembre", pueden apreciarse en la Tabla 1.

Tabla 1- Resultados del ensayo de resistencia a compresión de las muestras patrón y con adición de ceniza del central 30 de Noviembre

Muestra	Réplica	Número de briqueta	Resistencia a compresión, MPa		
			Individual	Promedio por réplica	Promedio por muestra
Patrón	P-1	P-1.1	21,90	22,05	22,30
		P-1.2	22,27		
		P-1.3	21,98		
	P-2	P-2.1	22,52	22,54	
		P-2.2	22,69		
		P-2.3	22,43		
Con adición de ceniza del "30 de Noviembre"	A-1	A-1.1	19,39	19,24	19,06
		A-1.2	19,11		
		A-1.3	19,21		
	A-2	A-2.1	19,14	18,88	
		A-2.2	18,73		
		A-2.3	18,75		

Con estos resultados, el valor del índice de actividad resistente de la ceniza del central "30 de Noviembre" es la que se muestra en la expresión (2).

$$\text{Índice}_{30 \text{ de Noviembre}} = 85,48\% \quad (2)$$

Según la norma cubana NC TS 528, el índice mínimo de actividad resistente con el cemento portland que debe tener un material cementante suplementario para que pueda ser utilizado en sustitución parcial del cemento portland, debe ser del 75%, por lo que la ceniza procedente del central azucarero "30 de Noviembre", cumple con ese valor.

2.2. Diseño Experimental

El procedimiento empleado consiste en comparar las propiedades de un hormigón patrón, con las propiedades de hormigones elaborados con diferentes proporciones de ceniza en sustitución del cemento portland, evaluando estadísticamente, la existencia o no de diferencias significativas en las mismas.

El diseño experimental empleado es un modelo estadístico unifactorial simple, en que la única variable independiente a considerar es la proporción de ceniza de bagazo de caña del central "30 de Noviembre" en sustitución del cemento portland. De acuerdo con las experiencias emanadas de investigaciones previas sobre el empleo de ceniza de bagazo de caña como material cementante suplementario en hormigones [18-22], se decidió limitar la proporción de sustitución de cemento portland por ceniza a 30%, con rangos de variación de un 5%. De esta forma, la variable independiente tiene siete niveles, tal como se aprecia en la Figura 2.

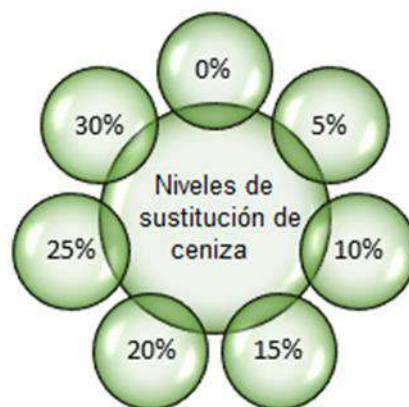


Fig. 2- Niveles de sustitución de cemento por ceniza

Como variables dependientes se midieron en estado endurecido, resistencia a compresión y velocidad del pulso ultrasónico. Estas variables permiten tener criterio en el nivel macroestructural, del comportamiento mecánico y durable del hormigón con diferentes niveles de sustitución de cemento por ceniza de bagazo de caña.

Para ello se diseña y elabora un hormigón patrón como base de comparación. De acuerdo al estudio realizado en la bibliografía especializada referida a investigaciones en este campo [18-22], la ceniza de bagazo de caña como material cementante suplementario puede ser utilizada en hormigones entre baja y media resistencia a compresión. Por ello se decide en la investigación diseñar y producir como base de comparación, un hormigón de 20 MPa de resistencia media a la compresión. Sobre la base de la dosificación patrón, se elaboraron las siete dosificaciones con sustitución parcial de cemento por ceniza de bagazo de caña.

En el diseño de la mezcla de hormigón se empleó el procedimiento del ACI, adecuado a las condiciones específicas del país, escogiendo la proporción en que se mezclan los dos tipos de áridos por el método de vacío mínimo, que ha demostrado influye económicamente en el consumo de cemento portland. Debido a que la arena de la cantera “Elpidio Berovides”, como se especificó en el numeral anterior tiene un elevado módulo de finura, cualquier dosificación que se realice con este material requerirá de proporciones superiores a lo habitual para lograr una mezcla laborable. Ello queda corroborado mediante el ensayo de vacío mínimo, que demuestra que la proporción en que deben mezclarse la arena y el árido grueso es de 65% y 35% respectivamente. La cantidad de aditivo superfluidificante fue la necesaria para que la laborabilidad de la mezcla se mantuviera entre blanda y fluida.

Con cada dosificación se elaboraron dos amasadas de 30 L, suficiente para medir la laborabilidad en estado fresco; y elaborar con cada una nueve probetas para medir las propiedades en estado endurecido a edades de 3, 7 y 28 días, lo que permite evaluar cómo fluctúan estas a edades tempranas.

En la Tabla 2 pueden apreciarse las dosificaciones para el metro cúbico, tanto patrón como con los diferentes niveles de sustitución ya mencionados.

Tabla 2- Dosificaciones empleadas en el experimento

Materiales	Unidad de medida	Cantidad de materiales por metro cúbico						
		Patrón	5%	10%	15%	20%	25%	30%
Cemento portland PP-35	kg	376	357,2	338,4	319,6	300,8	282	263,2
Ceniza “30 de Noviembre”	kg	-	18,8	37,6	56,4	75,2	94	112,8
Arena “Elpidio Berovides”	kg	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
Piedra “Elpidio Berovides”	kg	734	734	734	734	734	734	734
Agua	L	179	179	179	179	179	179	179
Aditivo SikaPlast® 9100CU	mL	1667	1920	2000	2333	2667	3000	3333

La laborabilidad de todos los hormigones diseñados, con o sin sustitución de cemento portland, corresponde a una mezcla entre blanda y fluida, que son las más empleadas tecnológicamente en el país, esto es, asentamientos en el cono de Abrams entre 100 mm y 210 mm. Para lograr este asentamiento, en todos los casos fue empleado un aditivo superfluidificante SikaPlast® 9100CU. Puede apreciarse que a medida que se incrementa el porcentaje de sustitución de cemento portland por ceniza, para lograr similar laborabilidad es necesario el incremento de la proporción de aditivo en la dosificación.

El análisis de los resultados se realizó mediante un estudio estadístico con el empleo del programa computacional Statgraphics Centurion, sobre la base de una prueba de rangos múltiples y tuvo como objetivo determinar si el porcentaje de sustitución tenía una influencia significativa en la respuesta de cada variable dependiente estudiada. Para evaluar la existencia o no de diferencias estadísticamente significativas entre grupos homogéneos, se determina el valor P de la prueba F de Fisher.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Resistencia A Compresión

En la Figura 3 pueden apreciarse los resultados promedios de resistencia a compresión a edades de 3, 7 y 28 días, tanto en la dosificación patrón como en las seis dosificaciones con diferentes porcentajes de sustitución del cemento por ceniza.

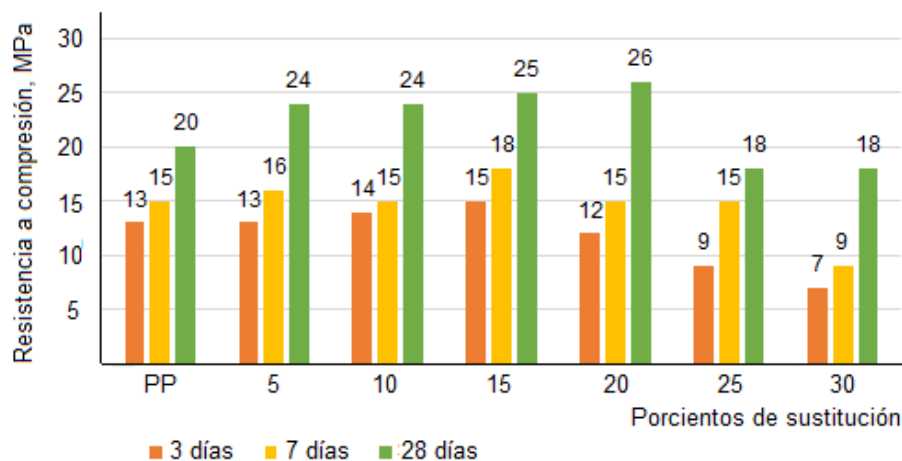


Fig. 3- Variación de la resistencia a compresión en el tiempo según porcentajes de sustitución

En primer lugar, en todos los casos y como es normal, en cada dosificación se aprecia un incremento de la resistencia a compresión con el aumento de la edad. Entre 5% y 20% de sustitución, se observa incremento de la resistencia a compresión respecto a la dosificación patrón. De un 20% con niveles de sustitución de 5% y 10%; de 25% para nivel de sustitución del 15%; y de 30% para nivel de sustitución del 20%. Los resultados a edad de 28 días, son superiores a los obtenidos por Córdova y Simón [19], Rodríguez [20] y Ruiz, Peñaranda, Fuentes & Semprun [22], y muy similares a los de Espinoza [21], y demuestran las potencialidades que desde el punto de vista mecánico posee la ceniza de bagazo de caña proveniente del central “30 de Noviembre”, o sea, su potencialidad puzolánica con independencia de no haberse efectuado quema controlada. Los mejores resultados se obtienen para un 20% de sustitución. Ya para porcentajes de sustitución de 25% y 30%, la resistencia a compresión disminuye sensiblemente.

Para evaluar la existencia o no de diferencias estadísticamente significativas entre las medias de resistencia a compresión a edad de 28 días en los diferentes niveles de sustitución, se realiza la prueba de rangos múltiples mediante el programa Statgraphics Centurion. Este procedimiento de comparación múltiple se utiliza para determinar cuáles medias son significativamente diferentes de otras, y en base a ello, corroborar estadísticamente si procede o no emplear los niveles de sustitución experimentados. Los resultados estadísticos de la prueba de rangos múltiples se pueden apreciar en la Tabla 3.

En la tabla pueden apreciarse dos grupos homogéneos: Uno correspondiente a las medias de resistencia a compresión patrón y porcentajes de sustitución de 25% y 30%; un segundo grupo corresponde a los restantes porcentajes de sustitución. Coinciden en el primer grupo los dos niveles de sustitución cuyas medias de resistencia a compresión son menores que la patrón, lo que indica, que, desde el punto de vista estadístico, no existen diferencias estadísticamente significativas entre las tres medias. El segundo grupo está conformado por los cuatro niveles de sustitución cuyas medias de resistencia a compresión superan la resistencia media patrón. Determinado el valor P de la prueba F de Fisher, menor en este caso que 0,05, se llega a la conclusión de que existen diferencias estadísticamente significativas entre los dos grupos con un 95% de confiabilidad.

Tabla 3- Resultados de la prueba de rangos múltiples para la resistencia media a compresión a 28 días

Niveles de sustitución, %	Casos	Resistencia media a compresión, MPa	Grupos homogéneos	
Patrón	7	20	X	
5		24		X
10		24		X
15		25		X
20		26		X
25		18	X	
30		18	X	

Este resultado estadístico ratifica el obtenido experimentalmente, o sea, que en la variable resistencia a compresión es factible sustituir el cemento por la ceniza de bagazo de caña del central “30 de Noviembre” hasta en un 20%. Precisamente, los mayores valores a edad de 28 días, se obtienen para un 20% de sustitución.

3.2 Velocidad De Pulso Ultrasónico

Los resultados promedio de la determinación de la velocidad del pulso ultrasónico a las tres edades y porcentajes de sustitución de ceniza por cemento, pueden apreciarse en la Figura 4.

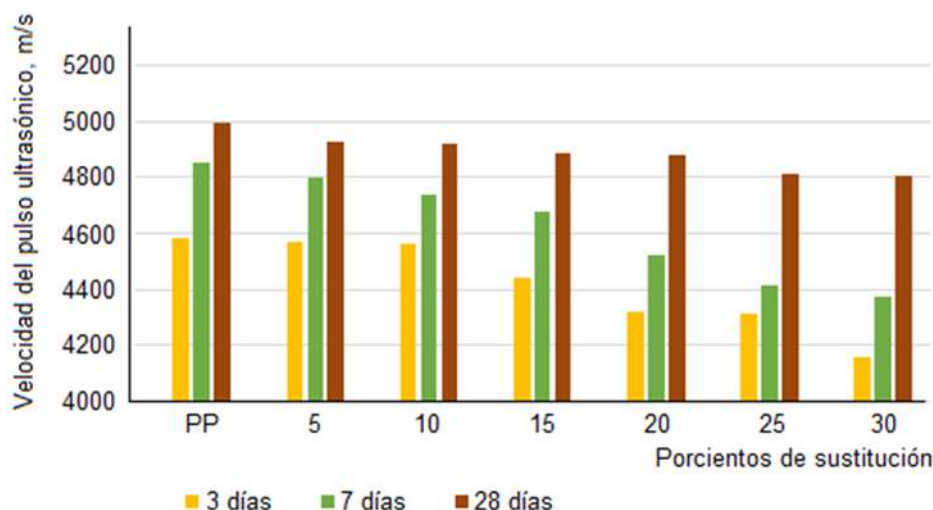


Fig. 4- Variación de la velocidad de ultrasonido en el tiempo según porcentos de sustitución

El análisis de estos resultados muestra tanto en la dosificación patrón, como en las dosificaciones con diferentes niveles de sustitución, que la velocidad de propagación del pulso ultrasónico en el hormigón se va incrementando con el tiempo de hidratación de los materiales cementantes empleados (edad del hormigón), lo que infiere que se van cerrando los poros a medida que aumenta la edad del hormigón. También a medida que se incrementa la proporción de ceniza en el hormigón, va disminuyendo levemente la velocidad de propagación de la onda ultrasónica, con independencia de la edad de los ensayos. Este resultado puede evaluarse como contradictorio, ya que la ceniza de bagazo de caña, como material con actividad puzolánica comprobada experimentalmente, debe tener reacción tardía. Es posible que a mayores edades esta tendencia se invierta, lo que podría comprobarse en investigaciones posteriores. No obstante, a las tres edades experimentadas, el hormigón clasifica como un hormigón durable, en particular a 28 días, en que todos los resultados de velocidad de propagación del pulso ultrasónico fluctúan entre 4800 m/s y 5000 m/s. Las diferencias, físicamente parecen no ser significativas, lo que se pretende comprobar con el correspondiente análisis estadístico.

Al igual que se procedió con la resistencia a compresión, para evaluar la existencia o no de diferencias estadísticamente significativas entre las medias de velocidad del pulso ultrasónico a edad de 28 días en los diferentes niveles de sustitución, se realiza la prueba de rangos múltiples mediante el programa Statgraphics Centurion. Los resultados estadísticos de la prueba de rangos múltiples se pueden apreciar en la Tabla 4. En ella se identifican cuatro grupos homogéneos: Por un lado, la dosificación patrón que alcanza el mayor valor de velocidad de propagación del pulso ultrasónico; los otros tres grupos identifican respectivamente niveles de sustitución de 5% y 10%, de 5%, 15% y 20%, y el último grupo, de 25% y 30%. Esto indica que, dentro de cada uno de los grupos, no existen diferencias estadísticamente significativas entre las medias de valores de velocidad del pulso ultrasónico. Determinado el valor P de la prueba F de Fisher, menor en este caso que 0,05, se llega a la conclusión de que existen diferencias estadísticamente significativas entre los cuatro grupos con un 95% de confiabilidad.

Tabla 4- Resultados de la prueba de rangos múltiples para la velocidad del pulso ultrasónico a 28 días

Niveles de sustitución, %	Casos	Velocidad media del pulso ultrasónico, m/s	Grupos homogéneos			
PP	12	4999	X			
5		4932		X	X	
10		4951		X		
15		4887			X	
20		4892			X	
25		4811				X
30		4804				X

Este resultado estadístico ratifica el obtenido experimentalmente, o sea, que en la variable velocidad del pulso ultrasónico, físicamente, también son muy similares las medias de velocidad del pulso ultrasónico en los niveles de sustitución de cada uno de los grupos homogéneos. Como en todos los casos la velocidad del pulso ultrasónico no está por debajo de los 4000 m/s, se concluye que la adición de ceniza de bagazo de caña del central “30 de Noviembre”, no afecta significativamente la durabilidad de los hormigones.

4. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos en el proyecto de investigación sobre las potencialidades de empleo de la ceniza de bagazo de caña del central “30 de Noviembre” en la fabricación de hormigones demuestra que:

- La ceniza de bagazo de caña obtenida directamente de los hornos del central, sin control de la temperatura de quema, luego de un proceso de secado, molienda y tamizado, posee índice de actividad resistente con cemento portland superior en más del 10% al mínimo establecido en la normativa cubana, lo que demuestra sus potencialidades de empleo como material cementante suplementario en la fabricación de hormigones y morteros.
- Con hasta un 20% de sustitución del cemento portland por la ceniza en la fabricación de hormigones, se obtienen valores medios de resistencia a compresión superiores entre un 20% y un 30% a los obtenidos en la dosificación patrón, elaborada sólo con cemento portland; los mayores valores de resistencia a compresión se obtienen para un 20% de sustitución, decreciendo por debajo de la obtenida para la dosificación patrón a partir del 25% de sustitución.
- El empleo de la ceniza de bagazo de caña obtenida directamente del central, en proporciones hasta un 30% en sustitución del cemento portland, tiene influencia significativa estadísticamente ya que la prueba de rangos múltiples así lo demuestra. No así ingenierilmente, ya que todos alcanzan la categoría de durable.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. H. Duan, T. R. Miller, G. Liu & V. W. Tam, "Construction debris becomes growing concern of growing cities", *Waste Management*, vol. 83, pp. 1-5, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.wasman.2018.10.044>
2. A. O. Daoud, A. A. E. Othman, O. J. Ebohon & A. Bayyati, "Analysis of factors affecting construction and demolition waste reduction in Egypt", *International Journal of Construction Management*, vol. 23, no. 8, pp. 1395-1404, 2023. <https://doi.org/10.1080/15623599.2021.1974682>
3. S. Sutar, P. V. Patil, R. V. Chavan & M. M. Maske. "Study and review of ordinary portland cement", *ASEAN Journal of Science and Engineering*, Vol. 1, No. 3, pp. 153-160, 2021. <https://doi.org/10.17509/ajse.v1i3.37973>
4. R. Snellings, P. Suraneni & J. Skibsted. "Future and emerging supplementary cementitious materials". *Cement and Concrete Research*, Vol. 171, 107199, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2023.107199>
5. M. C. G. Juenger, R. Snellings & S. A. Bernal. "Supplementary cementitious materials: New sources, characterization, and performance insights", *Cement and Concrete Research*, Vol. 122, pp. 257-273, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.05.008>
6. K. de Weerd, M. B. Haha, G. Le Saout, K. O. Kjellsen, H. Justnes & B. Lothenbach. "Hydration mechanisms of ternary Portland cements containing limestone powder and fly ash", *Cement and Concrete Research*, Vol. 41, pp. 279-291, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.11.014>
7. R. G. Pillai, R. Gettu & M. Santhanam. "Uso de materiales cementicios suplementarios en sistemas de concreto armado - Beneficios y limitaciones", *Revista ALCONPAT*, Vol. 10, No. 2, pp. 147-164, 2020. <https://doi.org/10.21041/ra.v10i2.477>
8. M. A. Mosaberpanah & S. A. Umar. "Utilizing Rice Husk Ash as Supplement to Cementitious Materials on Performance of Ultra High Performance Concrete: – A review", *Materials Today Sustainability*, Vol. 7, 100030, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.mtsust.2019.100030>
9. A. A. J. Hernández, H. Z. López Calvo & R. Martínez Barrita. "Evaluación de las propiedades mecánicas de concreto preparado con ARAT y CBC", *Revista Academia XXII*, Vol. 15, No. 29, 2024. <https://doi.org/10.22201/fa.2007252xp.2024.15.29.88666>
10. F. Chyliński. "Microstructural Assessment of Pozzolanic Activity of Ilmenite Mud Waste Compared to Fly Ash in Cement Composites", *Materials*, Vol. 17, No. 11, 2483, 2024. <https://doi.org/10.3390/ma17112483>
11. J. Mañosa, A. Alvarez, J. Marco Gibert, A. Maldonado Alameda & J. M. Chimenos. "Enhancing reactivity in muscovitic clays: Mechanical activation as a sustainable alternative to thermal activation for cement production", *Applied Clay Science*, Vol. 250, 107266, 2024. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2024.107266>
12. K. C. Onyelowe, A. Naghizadeh, F. I. Aneke, D. P. N. Kontoni, M. E. Onyia, M. Welman Purchase et al. "Characterization of net-zero pozzolanic potential of thermally-derived metakaolin samples for sustainable carbon neutrality construction", *Scientific Reports*, Vol. 13, 18901, 2023. <https://doi.org/10.1038/s41598-023-46362-y>
13. M. Kuźnia. "A Review of Coal Fly Ash Utilization: Environmental, Energy, and Material Assessment", *Energies*, Vol. 18, No. 1, 52, 2024. <https://doi.org/10.3390/en18010052>
14. M. Mathapati, K. Amate, C. D. Prasad, M. L. Jayavardhana & T. H. Raju. "A review on fly ash utilization", *Materialstoday: Proceeding*, Vol. 50, No. 5, pp. 1535-1540, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.09.106>
15. S. Nasir Abbas, M. Irshad Qureshi, M. K. Alkharisi, M. Alturki & Z. Ahmad. "Combined effect of silica fume and various fibers on fresh and hardened properties of concrete incorporating HDPE aggregates", *Construction and Building Materials*, Vol. 445, 137940, 2024. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.137940>
16. H. Islam, D. W. Law, C. Gunasekara, H. Rahman Sobuz, N. Rahman, A. Habib et al. "Assessing the Influence of Banana Leaf Ash as Pozzolanic Material for the Production of Green Concrete: A Mechanical and Microstructural Evaluation", *Materials*, Vol. 17, No. 3, 720, 2023. <https://doi.org/10.3390/ma17030720>
17. J. D. Gonzales Zarpán & W. Quispe Prado. "Influencia de la ceniza de subproductos agroindustriales como sustituto parcial del cemento en las propiedades mecánicas y microestructurales del concreto", *Revista de Climatología*, Vol. 24, pp. 2152-2190, 2024. <https://doi.org/10.59427/rccli/2024/v24cs.2152-2190>

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

18. N. Prabhath, B. Sampath Kumara, V. Vithanage, A. Indupama Samarathunga, N. S. Hidallana Gamage, H. Damruwan et al. "Investigation of Pozzolanic Properties of Sugarcane Bagasse Ash for Commercial Applications", ACS Publications, Vol. 8, No. 13, 2023. <https://pubs.acs.org/doi/10.1021/acsomega.2c07844>
19. M. G. F. Córdova & H. H. Pastor Simón. "Ceniza de bagazo de caña de azúcar en la resistencia a la compresión del concreto", UCV Hacer, Vol. 7, No 3, pp. 25-31, 2018. <https://doi.org/10.18050/RevUCVHACER.v7n3a2>
20. A. Rodríguez. "Análisis del comportamiento de la resistencia a la compresión del concreto de 21 MPa empleando la ceniza de bagazo de caña de azúcar", Tesis de maestría, Universidad César Vallejo, Lima, Perú, 2019. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/59144>
21. R. A. Espinoza Huapaya. "Ceniza de bagazo de caña de azúcar para mejorar las propiedades físico-mecánicas del concreto estructural", Tesis de maestría, Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú, 2022. <https://info.eu-repo/semantics/bachelorThesis>
22. A. F. Ruiz, C. J. Peñaranda, G. Fuentes & M. D. Semprun. "Análisis comparativo de resultados en el uso de la ceniza de bagazo de caña de azúcar como material sustituyente del cemento portland en el concreto", Sostenibilidad, Tecnología y Humanismo, Vol. 11, No. 2, pp. 8-17, 2020. <https://doi.org/10.25213/2216-1872.51>
23. L. Rodier, E. Villar Cociña, J. Mejia Ballesteros & H. Savastano Junior. "Potential use of sugarcane bagasse and bamboo leaf ashes for elaboration of green cementitious materials", Journal of Cleaner Production, Vol. 231, pp. 54-63, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.05.208>

Artículo de Investigación

Reforzamiento De Mampostería Con Mortero De Cemento Y Fibras..

3

*Masonry Reinforcement With Cement Mortar
And Fibers.*

Autores

Mabel Tatiana Villafuerte Vera

Ing. Civil Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador

mvillafuerte2322@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0006-9460-4893>

Yordy Ivonne Mieles Bravo

Ing. Civil Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador

yordy.mieles@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-2864-2625>

Reforzamiento De Mampostería Con Mortero De Cemento Y Fibras..

3

Masonry Reinforcement With Cement Mortar And Fibers.

RESUMEN

La mampostería en la actualidad sigue siendo un elemento esencial en el sector de la construcción, sin embargo, también es foco de falla ante cargas laterales, lo que ha impulsado a muchos investigadores a realizar un sinnúmero de ensayos variando la modalidad de reforzamiento, entre ellas, adicionando fibras ya sea aplicándolas mediante mallas entre el muro de mampostería y el revestimiento, en el mortero de pega y en el mortero de revestimiento.

Este trabajo muestra los resultados del ensayo a corte de diez muretes y ensayo a compresión de doce prismas de ladrillo de arcilla con mortero de cemento adicionando fibras al revestimiento, todos estos con control de desplazamientos mediante transductores LVDT. Se evidenció que la adición de fibra comercial de polipropileno PP mejoró la capacidad a corte y compresión de los especímenes mientras que los especímenes con fibra de plástico reciclado PET (Tereftalato de polietileno) presentaron esfuerzos menores que los que no tenían fibra. Las muestras que tenían PET resultaron ser más rígidas reflejando módulos de elasticidad muy elevados.

Palabras claves: compresión axial, esfuerzo cortante y fibra

ABSTRACT

Masonry remains an essential element in the construction sector today; however, it is also a source of failure under lateral loads. This has prompted many researchers to conduct numerous tests with varying reinforcement methods, including adding fibers to the mortar, the lining mortar, or applying them through mesh between the masonry wall and the lining.

This research presents the results of shear tests on ten low walls and compression tests on 12 clay brick prisms with cement mortar, with fibers added to the lining. All of these tests were monitored using LVDT transducers. It was evident that the addition of commercial PP fiber improved the shear and compression capacities of the specimens, while the specimens with recycled PET plastic fibers exhibited lower stresses than those without fibers. The samples with PET were stiffer, reflecting very high modulus of elasticity.

Keywords: axial compression, fiber and shear stress.

Nota Editorial: Recibido: 26 de Mayo 2025 Aceptado: 30 de Julio 2025

1. INTRODUCCIÓN

La mampostería ha sido utilizada en el sector de la construcción históricamente. Su proceso de manufactura ha venido mejorando con la implementación de diferentes materiales, sin embargo, frente a la acción de cargas laterales (especialmente sismos) han presentado fallas frágiles y explosivas que han provocado que fallen fuera y dentro del plano, ocasionando pérdidas humanas y colapsos parciales o totales en estructuras. La construcción de viviendas con muros de mampostería en arcilla no reforzada es tradicional en muchos países. Debido a su baja resistencia y ductilidad, estas edificaciones son muy vulnerables a eventos sísmicos, generando fallas que llevan incluso al colapso total [1].

Actualmente, la mampostería sigue siendo usada en edificaciones en muchos países, lo que ha motivado a ser foco de estudio a nivel experimental implementando nuevos materiales al compuesto estándar generalmente formado por unidades de bloques/ladrillos y mortero de pega. El mortero se utiliza en la fabricación de mamposterías de piedra, pero en mayor cantidad la de ladrillo de arcilla cocida sea de producción artesanal o industrial y de bloque en sus diferentes presentaciones [2].

Los parámetros mecánicos de las piezas y del mortero dependen en gran medida tanto de las características naturales de los materiales, como del proceso de elaboración. Para el mortero, la resistencia depende de sus componentes y dosificación. Las diferentes posibilidades de apilamiento de las piezas, junto con la cantidad y calidad del mortero de las juntas conducen a una amplia gama de tipologías de mampostería [3].

Con el objetivo de la sostenibilidad e innovación en la construcción se ha venido adicionando y aplicando nuevos materiales basados en fibras para reforzar la mampostería; diversas técnicas de reforzamiento, como costura de grietas, inyección de lechada, mallas poliméricas reforzada con fibras han dado como resultado un aumento de resistencia a la compresión y al corte [4].

El revestimiento con mortero ha sido determinante en la resistencia de la mampostería y esto ha sido expuesto en estudios experimentales; se ha demostrado que el revestimiento contribuye a aumentar la resistencia a compresión vertical de los elementos de mampostería y para morteros de una sola capa al aumentar el espesor de 1,5 cm a 3 cm la capacidad de carga aumenta aproximadamente un 14% [5].

Ensayos experimentales realizados a muretes y prismas adicionando fibra corta de yute [4], ceniza de eucalipto [6] y cenizas de biomasa vegetal (astillas de eucalipto, cenizas de bagazo de caña de azúcar y cenizas de cascarilla de arroz) [7] en diferentes porcentajes como reemplazo del material cementicio que conforma el mortero de revestimiento resultaron incrementar significativamente las propiedades mecánicas de la mampostería; pudiéndose aseverar que el uso de cenizas de biomasa como sustituto del cemento para la producción de morteros de revestimiento es tecnológicamente viable [8].

Adicionalmente, se encontró una investigación donde se reforzó el mortero de pega mediante esterilla de guadua, pero no se observó un aumento de resistencia en los muretes reforzados, sin embargo, se observó un aumento en la deformación y en su ductilidad [9]; y otra investigación donde se reforzó con vidrio triturado en donde los valores obtenidos fueron favorables en todas las proporciones; las muestras con vidrio superaron la resistencia a la compresión y a la flexión del mortero estándar [10].

En Ecuador, la mampostería forma parte del medio de la construcción, a pesar de ello, frente a eventos sísmicos siguen siendo los principales focos de fallas, un ejemplo de esto fue el sismo de Pedernales en el 2016 donde las fallas que se presentaron en la mampostería fue de tipo explosiva, lo que induce a pensar en una falta de ductilidad del material, elevada fragilidad y un pésimo proceso constructivo [11].

En el país existe la normativa para mampostería estructural NEC_SE_MP, misma que en la actualidad está siendo objeto de actualización, por lo que han surgido investigaciones donde se recomienda que en cuanto a las propiedades mecánicas de la mampostería (resistencia diagonal y a compresión), de gran utilidad resultaría la inclusión de tablas con resistencias de diseño referenciales. Tales resistencias deberían obtenerse de ensayos sobre muretes realizados con materiales característicos del país [12].

En cuanto al aumento de la capacidad computacional durante los últimos cuarenta años ha dado lugar a una gran base de modelado numérico de elementos estructurales de mampostería junto con una creciente sofisticación en el modelado. Para capturar con precisión la capacidad y el comportamiento de la mampostería, estos modelos sofisticados requieren muchos parámetros materiales, que se extraen de esfuerzos de investigación experimental [13]. Es por eso, que esta investigación tiene como objetivo obtener los parámetros mecánicos (Módulo de elasticidad, resistencia a corte y compresión) mediante ensayos de tracción diagonal y compresión en el reforzamiento de la mampostería de ladrillo macizo de arcilla mediante la adición de una fibra sintética de polipropileno PP y una fibra a base de plástico reciclado PET elaborada artesanalmente para que los resultados puedan ser usados y estudiados a nivel de diseño.

2. METODOLOGÍA

Se ensayaron a tracción diagonal 10 muretes para obtener la resistencia a corte, se muestran en la tabla 1 las características de los especímenes: 2 muretes sin revestimiento (SE) y sin fibra (SF): (M001_SE_SF y M002_SE_SF), 2 muretes con revestimiento (CE) y sin fibra (SF): (M001_CE_SF y M002_CE_SF), 3 muretes con revestimiento (CE) y con fibra comercial PP (CFC): (M001_CE_CFC, M002_CE_CFC y M003_CE_CFC) y 3 muretes con revestimiento (CE) y con fibra PET reciclada (CFP): (M001_CE_CFP, M002_CE_CFP y M003_CE_CFP).

Respecto a los prismas, se ensayaron 12 especímenes para obtener la resistencia a compresión y módulo de elasticidad de cada uno de ellos, se muestran en la tabla 1 sus características: 3 prismas sin revestimiento (SE) y sin fibra (SF): (P001_SE_SF, P002_SE_SF y P003_SE_SF), 3 prismas con revestimiento (CE) y sin fibra (SF): (P001_CE_SF, P002_CE_SF y P003_CE_SF), 3 prismas con revestimiento (CE) y con fibra comercial PP (CFC): (P001_CE_CFC, P002_CE_CFC y P003_CE_CFC) y 3 prismas con revestimiento (CE) y con fibra PET reciclada (CFP): (P001_CE_CFP, P002_CE_CFP y P003_CE_CFP).

Tabla 1: Características de los materiales en los muretes y prismas

Código de muretes	MURETES			Código de prismas	PRISMAS		
	Revestimiento	Fibra sintética PP	Fibra reciclada PET		Revestimiento	Fibra sintética PP	Fibra reciclada PET
M001_SE_SF	-	-	-	P001_SE_SF	-	-	-
M002_SE_SF	-	-	-	P002_SE_SF	-	-	-
M001_CE_SF	✓	-	-	P003_SE_SF	-	-	-
M002_CE_SF	✓	-	-	P001_CE_SF	✓	-	-
M001_CE_CFC	✓	✓	-	P002_CE_SF	✓	-	-
M002_CE_CFC	✓	✓	-	P003_CE_SF	✓	-	-
M003_CE_CFC	✓	✓	-	P001_CE_CFC	✓	✓	-
M001_CE_CFP	✓	-	✓	P002_CE_CFC	✓	✓	-
M002_CE_CFP	✓	-	✓	P003_CE_CFC	✓	✓	-
M003_CE_CFP	✓	-	✓	P001_CE_CFP	✓	-	✓
Simbología:	- No contiene	✓ Sí contiene		P002_CE_CFP	✓	-	✓
				P003_CE_CFP	✓	-	✓

Se hizo uso de un marco de reacción de 2,06 m de altura y 1,91 m de ancho (Figura 1), mediante un gato hidráulico manual se manipula para que circule un flujo de aceite mediante mangueras hidráulicas conectadas al actuador para que direcciona y controle la velocidad de la carga.

Se usó una celda de carga con capacidad de lectura de 300 kN, los Datalogers reciben la información y la procesan para ser enviada a un computador, se usó el que estaba calibrado para una carga de 300 kN y desplazamientos de hasta 200 mm, los desplazamientos fueron medidos mediante unos sensores denominados LVDT que basan su funcionamiento en el movimiento de un núcleo dentro del cuerpo del sensor, ayudando a determinar los cambios de desplazamiento sobre las superficies de los elementos [14].

El gato hidráulico direcciona al actuador hidráulico desplazándolo hacia la celda de carga generando que, mediante la presión ejercida hacia el espécimen sostenido con placas de acero, haga llegar al fallo del mismo, mientras que el Datalogers procesa la información logrando una lectura cada dos segundos, obteniendo desplazamientos con ayuda de los LVDT y su respectiva carga durante el ensayo. Adicionalmente, se usó una cámara EOS R 100 a 1,00 metro del espécimen y con un intervalómetro se capturó tomas cada 2 segundos para ser procesada en un software denominado Gom Correlate que es empleado en la correlación de imágenes digitales DIC, esto como método alternativo para obtener desplazamientos y deformaciones.

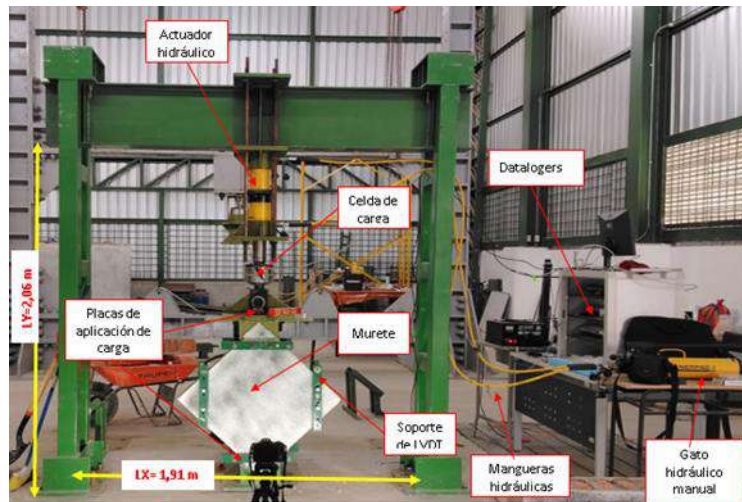


Fig. 1- Equipamiento para ensayo de tracción diagonal y compresión.

2.1. Materiales

La unidad de ladrillo usada para el mampuesto fue maciza de arcilla elaborada artesanalmente, la ladrillera está ubicada en el cantón Santa Ana-Manabí-Ecuador con coordenadas UTM 570580,32 m Este y 9866629,96 m Norte, con medidas de 0,27x0,11x0,06 m como se observa en la figura 2. Existe una investigación donde se realizó ensayos a compresión de la misma ladrillera donde la tracción máxima promedio es de 3,432 MPa [15].

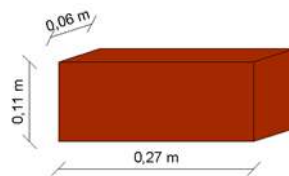


Fig. 2- Dimensiones del ladrillo macizo de arcilla.

El mortero de pega fue obtenido en base a la mezcla de cemento, arena y agua obteniendo un mortero M15 según la NEC-SE-MP Mampostería Estructural, significando una resistencia mínima a la compresión a los 28 días de 15,0 MPa como se muestra en la tabla 2.

Tabla 2- Clasificación y dosificación por volumen de mortero de relleno. Fuente: NEC-SE-MP (2015)

Tipo de mortero	Resistencia mínima a compresión 28 días (MPa)	Composición en partes por volumen		
		Cemento	Cal	Arena
M20	20,0	1,0	-	2,5
M15	15,0	1,0	-	3,0
		1,0	0,5	4,0

Se elaboraron tres tipos de mortero de revestimiento: el primero fue elaborado únicamente a base de cemento, arena y agua para obtener una resistencia mínima a compresión a los 28 días de 20,0 MPa denominado como mortero M20 según la composición que se detalla en la tabla 2, el segundo adicionando a la primera mezcla fibras sintéticas de PP que ya vienen con dosificación definida y a la tercera se adicionó fibras de plástico reciclado PET que se usó 0,1 kg por cada 25,0 kg de cemento.

La fibra sintética usada fue la EPS FIBRATEX (Figura 3a) que son fabricadas a base de polipropileno virgen y cumplen con las especificaciones ASTM C1116-89 que sirve para evitar fisuras en hormigones y morteros, dando mayor resistencia a compresión, tracción y flexión; se usó la presentación de 0,142 kg que viene para mezclar en 50,0 kg de cemento (en seco) sin hacer cambios en la dosificación del mortero convencional. Estas fibras tienen 5,0 mm de espesor y 19,0 mm de largo.

La fibra de plástico reciclado fue obtenida de botellas recicladas, las cuales se hiló manualmente con medidas de espesor entre 1,0 a 2,0 mm, y de largo hasta 30,0 mm (Figura 3b). Es importante mencionar que hasta el 2022, en Ecuador se generaron 627 000 toneladas de residuos plásticos, de las cuales apenas un 7.7% se reciclaron [16], la construcción al ser una industria con gran impacto en la economía ecuatoriana es el lugar idóneo para apoyar a una solución usando este desecho [17]. Existen estudios que avalan que la adición de PET reciclado ha sido útil para incrementar propiedades mecánicas como: bloques de hormigón con un 20, 40, 60 y 80 por ciento de PET reciclado en sustitución del material pétreo grueso [18]; PET reciclado en proporciones de 1,5%, 3% y 4,5% mezcla asfáltica para un pavimento ecológico [19]; el uso de un 2,5 % de cemento en los materiales granulares con adición de fibras sintéticas de PET para estabilizar una base granular [20].



Fig. 3- a) Fibra sintética EPS FIBRATEX y b) Fibra de PET reciclado, elaborada artesanalmente.

Los muretes están formados por ladrillos artesanales de arcilla de 9 hileras, mortero de pega de 0,015 m de espesor y mortero de revestimiento con y sin fibra de 0,015 m de espesor, dimensiones de 0,65 m altura y 0,65 m de ancho, el espesor para muretes sin enlucido fue de 0,11 m, mientras que para los muretes con enlucido y reforzados fue de 0,14 m (Figura 4a). Los prismas fueron elaborados con los mismos materiales de los muretes, pero con hileras de 5 ladrillos, con una altura de 0,36 m y el ancho igual a 0,26 m, espesores de 0,11 y 0,14 m para prismas sin revestimiento y con revestimiento, respectivamente, cumpliendo con el mínimo de hileras y la relación mínima de esbeltez como se especifica en la NEC_SE_SM (Figura 4b).

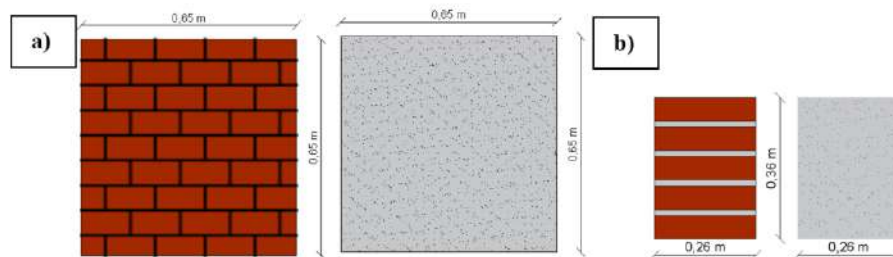


Fig. 4- Dimensiones de los a) muretes y b) prismas.

2.2.. Ensayos

Determinación de la resistencia a compresión del mortero de revestimiento

Se fabricaron 27 cubos de mortero de cemento hidráulico para revestimiento: 9 sin fibra, 9 con fibra de PP y 9 con fibra de PET reciclado, basado en la norma ASTM C-109; los cubos tenían dimensiones de 0,05 m y se ensayaron en edades de 7,14 y 28 días posteriormente a su elaboración (3 cubos por cada edad de ensayo). En la figura 5 se muestran imágenes del proceso de elaboración, curado y ensayo de los cubos de mortero



Fig. 5- a) proceso de elaboración, b) curado y c) ensayo de los cubos de mortero

Determinación de la tracción diagonal(corte) en ensamblajes de mampostería

Este método de ensayo está basado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 capítulo NEC-SE-MP para mampostería estructural y en la normativa internacional ASTM E519/E519M – 22. Este determina la resistencia al corte del murete sometiéndolo a cargas a lo largo de una de sus diagonales. Las dimensiones que recomiendan las normas son de 1,20 x1,20 m, sin embargo, mencionan que, si la prensa de ensayo no puede acomodar el espécimen con esa medida, se puede ensayar muretes con medidas menores con fines investigativos.

Por ello, se ensayaron muretes de 65,0 × 65,0 cm ya que la norma permite dimensiones menores en estudios experimentales, la decisión se basó en criterios de eficiencia y control, manteniendo iguales condiciones constructivas en todos los especímenes: tamaño, unidad de mampostería, mortero y mano de obra; variando únicamente la adición de la fibra en el mortero de revestimiento.

Una vez que se elaboraron los 10 muretes (Figura 6a) se procedió a realizar el proceso de curado que consistió en hidratarlos durante las 24 primeras horas, después fueron cubiertos con fundas de plástico durante 14 días (figura 6b), para posteriormente dejarlos descubiertos en condiciones naturales en el laboratorio hasta que cumplan los 28 días. 24 horas antes del ensayo se refrentaron las caras de apoyo de aplicación de carga con pasta de yeso (figura 6c), esto para que exista un contacto uniforme entre los cabezales y las caras de apoyo del murete. Por último, se creó una superficie en una cara de cada murete con pintura blanca y negra (Figura 6d), esto para que se puedan analizar mediante el método DIC.



Fig. 6- Muretes: a) elaboración, b) proceso de curado, c) refrentado y d) pintado para DIC

Los 10 muretes se ensayaron a los 28 días, se verificó que el equipamiento estuviera funcional (Figura 7a), luego se colocó el espécimen en forma diagonal, es decir, a 45 grados sobre la horizontal, esto sobre el cabezal inferior tal que coincidiera con el cabezal superior y se verificó que estuviera centrado. Posteriormente, se colocaron los dispositivos LVDT sobre sus respectivos soportes asegurándose que estén correctamente colocados sin que estén en contacto directo con el murete (Figura 7b). A la vez se colocó en un trípode la cámara EOS R 100 a 1,0 m del espécimen para obtener las tomas cada 2 segundos para después ser procesada mediante la DIC (Figura 7c), se midió la distancia entre los soportes de los LVDT (Figura 7d) y se marcaron puntos estratégicos en el murete para poder escalarlos en el software cuando se procese la información (Figura 7e).

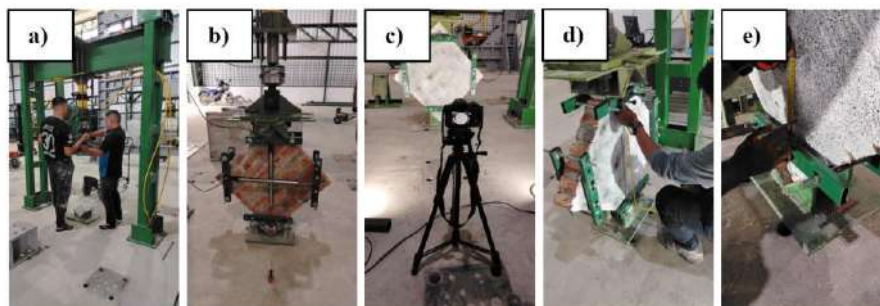


Fig. 7- a) Verificación de los equipos, b) colocación de los LVDT, c) cámara EOS R100 d) Medición entre soportes LVDT y e) toma de puntos estratégicos.

Se realizó el ensayo mediante la manipulación del gato hidráulico manual intentando mantener un ritmo constante para la aplicación de la carga, evitando pausas o cargas abruptas; mientras que los LVDT iban midiendo los desplazamientos en tiempo real en ambas direcciones, esto se hizo hasta llevar al fallo el elemento y así poder obtener el esfuerzo a corte de cada uno (Figura 8).

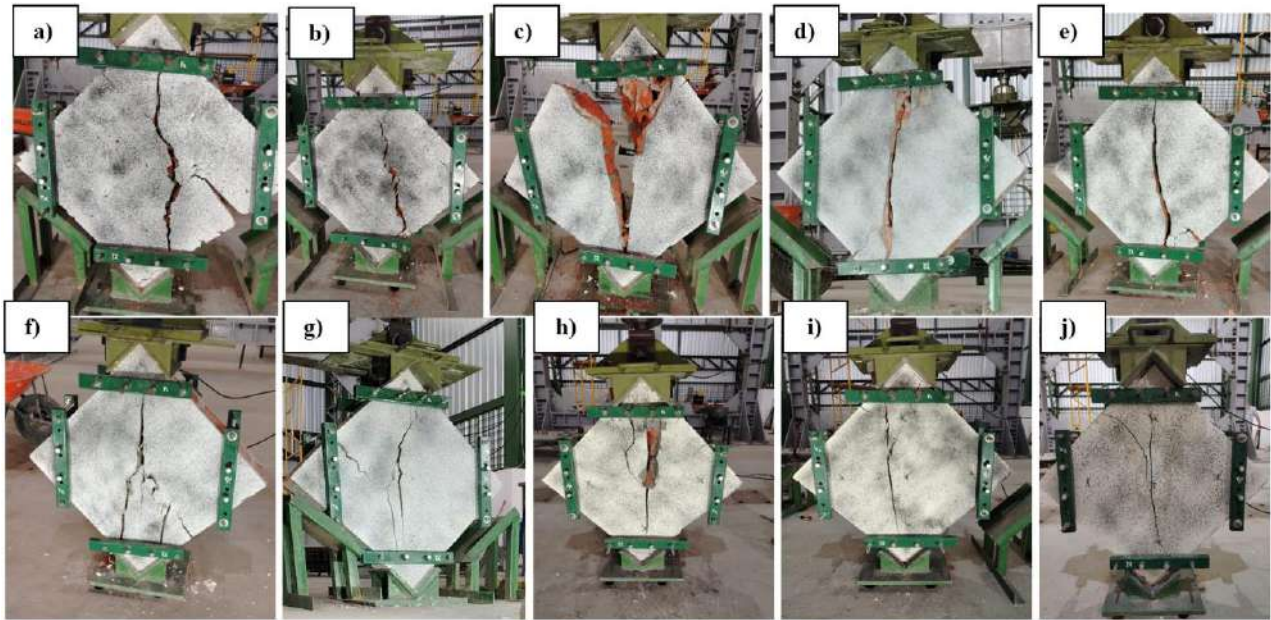


Fig. 8- a) M001-SE-SF, b) M002-SE-SF, c) M001-CE-SF, d) M002-CE-SF, e) M001-CE-CFC, f) M002-CE-CFC, g) M003-CE-CFC, h) M001-CE-CFP, i) M002-CE-CFP y j) M003-CE-CFP

El esfuerzo a corte se determinó en base a la ASTM E519/E519M– 22, siendo este la razón entre la carga aplicada (N) y el área neta (mm²), multiplicado por un factor como se muestra en la ecuación (1).

$$S_s = \frac{0,707 * P}{A_n} \quad (1)$$

La ecuación (2) muestra el área neta A_n del espécimen en mm² que está en función de: ancho w y el alto h , el espesor t y porcentaje del área total de la unidad que es sólida n , expresada como decimal; en unidades de mm. El valor n dependerá si la unidad de mampostería es maciza o hueca, para fines de esta investigación se ha usado unidades de mampostería maciza por lo que su valor es 1.

$$A_n = \frac{(w + h)}{2} * t * n \quad (2)$$

La deformación por corte γ que se obtuvo mediante la ecuación (3) en mm/mm, está en función de la sumatoria del acortamiento vertical ΔV en mm y el ensanchamiento horizontal ΔH en mm, dividida por la longitud de base vertical en mm.

$$\gamma = \frac{\Delta V + \Delta H}{g} \quad (3)$$

Mediante la ecuación (4) se obtiene el módulo de rigidez G en MPa, que resulta de la relación entre el esfuerzo de corte S_s en MPa y la deformación por corte γ en mm/mm

$$G = \frac{S_s}{\gamma} \quad (4)$$

Determinación de la resistencia a compresión de prismas de mampostería f'_m

Este método de ensayo está basado en la NEC-SE-MP y la ASTM C1314-22, los cuales abarcan procedimientos para la construcción de prismas y los procedimientos para determinar la resistencia a compresión f'_m . Se construyeron 12 prismas con sus respectivas variantes; el proceso de curado, refrentado y preparación de los especímenes se llevó a cabo de igual forma como los muretes, como se evidencia en la figura 9.



Fig. 9- Prismas: a) elaboración, b) proceso de curado, c) refrentado y d) pintado para DIC

Se procedió a realizar el ensayo siguiendo el mismo procedimiento que los muretes, diferenciándose, porque para estos ensayos se colocaron LVDT con lectura hasta de 50 mm de desplazamientos debido al menor recorrido que se tiene en relación a los muretes y se colocaron de manera vertical en los cabezales. Todos los especímenes se ensayaron hasta llegar al fallo como se evidencia en la figura 10.

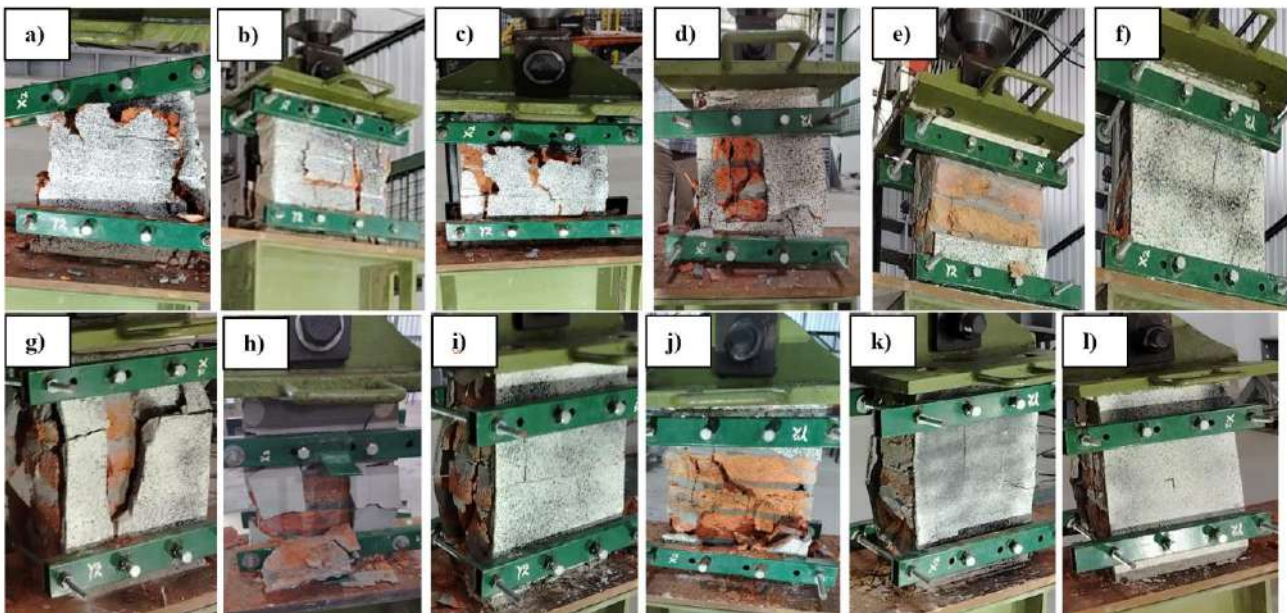


Fig. 10- a) P001-SE-SF, b) P002-SE-SF, c) P003-SE-SF, d) P001-CE-SF, e) P002-CE-SF, f) P003-CE-SF, g) P001-CE-CFC, h) P002-CE-CFC, i) P003-CE-CFC, j) P001-CE-CFP, k) P002-CE-CFP y l) P003-CE-CFP

La resistencia a compresión f'_m se la obtiene mediante la ecuación (5), que es la razón entre la carga aplicada P en Newton (N) y el área neta efectiva del prisma en milímetros cuadrados (mm^2), multiplicado por un factor de corrección de esbeltez h_p/t_p que relaciona la altura y el espesor del prisma en mm; este factor ajusta el valor calculado de la resistencia en función de la geometría del espécimen, de modo que, a mayor esbeltez, el valor numérico de f'_m aumenta. Sin embargo, esto no implica que el prisma sea estructuralmente más resistente, ya que, en términos de comportamiento real, un elemento más esbelto tiende a ser más vulnerable al pandeo y a inestabilidades bajo carga axial.

$$f'_m = \frac{P}{A_n} * \frac{h_p}{t_p} \quad (5)$$

El área neta A_n es el producto de la base b del prisma por el espesor t en mm y se detalla en la ecuación (6).

$$A_n = b * t \quad (6)$$

Ensayo de tracción diagonal (corte) en ensamblajes de mampostería

En la figura 11a se muestran las curvas esfuerzo-deformación de los especímenes sin mortero de revestimiento y sin fibra, para el murete M001_SE_SF hasta los 0,191 MPa de esfuerzo a corte con una deformación de 0,00159 mm/mm tiene un comportamiento lineal elástico y hace un cambio de pendiente abrupto significando que se pudo haber formado una grieta considerable para después continuar con una pendiente elástica hasta los 0,735 MPa con una deformación de 0,0024 mm/mm haciéndolo fallar por corte; en cambio, para el M002_SE_SF tuvo un comportamiento elástico hasta los 0,808 MPa de resistencia a corte y llegando al fallo, alcanzando una deformación de hasta 0,000616 mm/mm.

En la figura 11b se visualizan los resultados para los especímenes con mortero de revestimiento, pero sin reforzamiento; las dos curvas presentan un comportamiento bastante similar, tienen un recorrido elástico hasta llegar al fallo, la máxima resistencia al corte del espécimen M001_CE_SF fue de 0,765 MPa con una deformación de 0,000301 mm/mm mientras que el M002_CE_SF llegó al fallo con 0,814 MPa y alcanzó deformaciones hasta de 0,0013 mm/mm.

En la figura 11c se reflejan los resultados de los especímenes con mortero de revestimiento y con fibra sintética de PP, las curvas de los especímenes M001_CE_CFC, M002_CE_CFC y M003_CE_CFC que se observan tienen comportamientos análogos y llegan al fallo alcanzando resistencias al corte de 0,831, 0,845, 0,764 MPa y deformaciones de 0,00157, 0,00312 y 0,000870 mm/mm, respectivamente.

En la figura 11d se reflejan los resultados de los especímenes con mortero de revestimiento y fibra de plástico reciclado, las curvas de los especímenes M001_CE_CFP, M002_CE_CFP y M003_CE_CFP tienen recorridos similares y llegan al fallo alcanzando resistencias al corte de 0,794, 0,688, 0,731 MPa y deformaciones de 0,00131, 0,000959 y 0,0006 mm/mm, respectivamente.

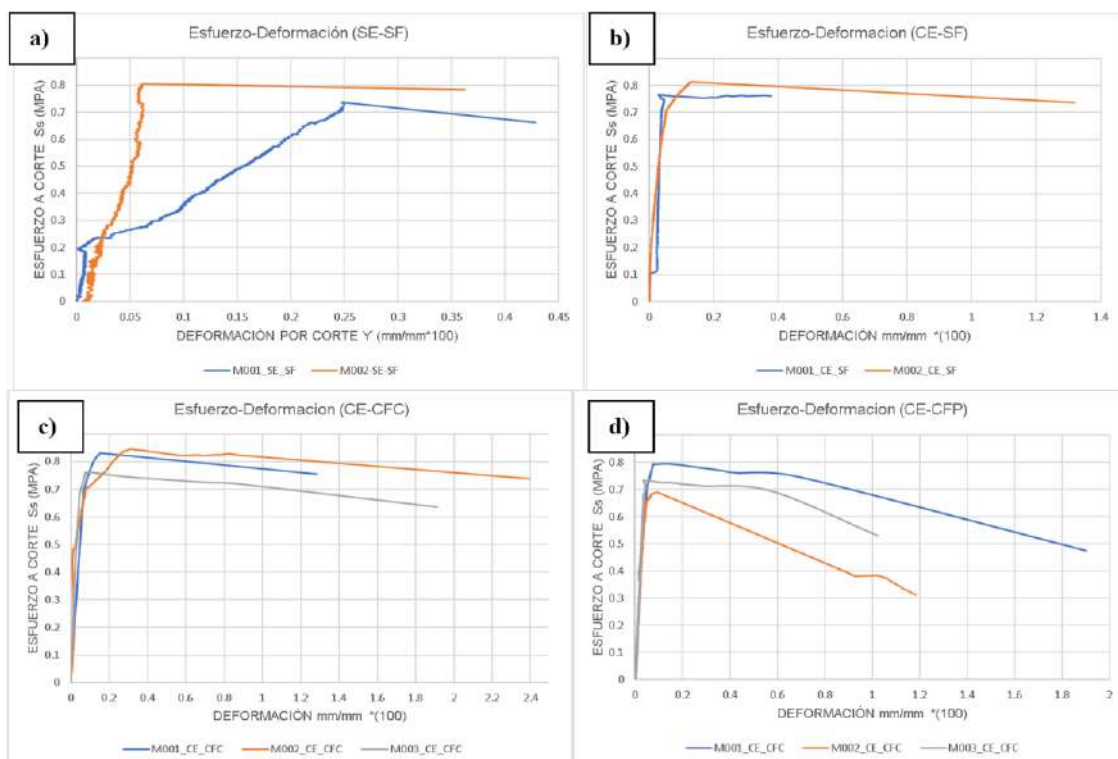


Fig. 11- Curvas esfuerzo a corte- deformación de los muretes: a) SE_SF, b) CE_SF, c) CE_CFC y d) CE_CFP

En la figura 12 se presentan las curvas que está en función de la carga aplicada sobre el murete vs los desplazamientos horizontales (izquierda) y verticales (derecha), se observa que los desplazamientos verticales son mayores a los horizontales, esto, debido a la dirección de la carga aplicada sobre un eje vertical, llegando a valores de hasta de 1,683 mm de desplazamiento vertical y 0,305 de desplazamiento horizontal para el espécimen M002_CE_CFC.

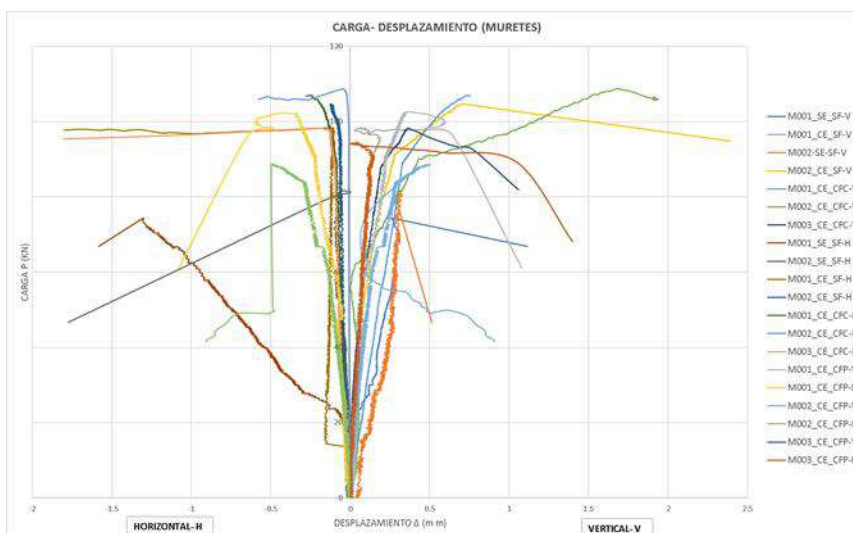


Fig. 12- Curvas carga- desplazamiento en ambas direcciones para muretes.

En la tabla 3 se presenta un compendio de los resultados del ensayo a corte de los muretes, donde se puede observar que la carga y esfuerzo a corte promedio con valores de 78,070 kN y 0,772 MPa, respectivamente, a la que falla un murete sin revestimiento es menor en comparación a los que tienen solo revestimiento y revestimiento con fibras, reafirmando la influencia positiva que tiene el revestimiento en la capacidad de carga a corte reflejando valores de carga y resistencia a corte hasta de 104,667 kN y 0,813 MPa, respectivamente, esto para muretes reforzados con fibra comercial; este resultado indica una mejora limitada del 3% en relación a los muretes con revestimiento pero sin fibra cuyo esfuerzo promedio a corte es de 0,789 MPa, posiblemente relacionada con la naturaleza de la fibra y su interacción mecánica dentro del mortero.

Se puede observar que los muretes reforzados con fibras de PET reciclado fallan con una carga promedio de 94,973 kN y esfuerzo a corte promedio de 0,738 MPa, siendo estos valores menores a los resultados de los muretes con revestimiento, pero sin fibras y los muretes reforzados con fibra comercial PP. Además, los muretes con fibra comercial PP tuvieron mayor capacidad de deformación por corte en relación al resto de especímenes.

Tabla 3- Resumen de resultados del ensayo a corte de los muretes

Código	Carga P	Carga promedio P	Esfuerzo a corte Sus ASTM E519	Esfuerzo promedio a corte Ss ASTM E519	Deformación por corte Y	Módulo de corte G ASTM E519	Desplazamiento mm	
	kN	kN	MPa	MPa	mm/mm	MPa	X	Y
M001_SE_SF	74,380	78,070	0,735	0,772	0,00248	297	0,258	1,302
M002_SE_SF	81,760		0,808		0,00062	1312	0,064	0,324
M001_CE_SF	98,430	101,580	0,765	0,789	0,00030	2535	0,070	0,120
M002_CE_SF	104,730		0,814		0,00132	617	0,127	0,703
M001_CE_CFC	106,990	104,667	0,831	0,813	0,00157	528	0,254	0,736
M002_CE_CFC	108,730		0,845		0,00316	267	0,305	1,683
M003_CE_CFC	98,280	94,973	0,764	0,738	0,00087	877	0,187	0,361
M001_CE_CP	102,290		0,795		0,00132	603	0,194	0,365
M002_CE_CP	88,560	94,973	0,688	0,738	0,00096	717	0,107	0,497
M003_CE_CP	94,070		0,731		0,00060	1218	0,003	0,375

Mecanismos de fallas en los muretes

Para los especímenes de las figuras 13a y b se presentaron fallas de tipo explosiva y de aplastamiento, iniciando las grietas desde la placa de carga extendiéndose de manera vertical hasta la placa de acero inferior, también se observaron grietas diagonales; la falla explosiva se debe a que estos especímenes no contaban con mortero de recubrimiento ni algún tipo de reforzamiento. Los especímenes de las figuras 13c y d se formaron grietas desde la zapata de acero superior llevando recorrido hasta la inferior, con una tendencia vertical siguiendo el sentido de aplicación de la carga, en comparación con los muretes sin recubrimiento, estos presentaron grietas de menor espesor y el fallo no fue abrupto. Los especímenes de las figuras 13e, 13f y 13g presentaron mecanismos de fallas similares, con grietas verticales que iniciaban desde el punto de aplicación de carga hasta la placa inferior y se desprendían grietas diagonales presenciando fallos por tracción diagonal.

Para los especímenes con fibra PET reciclada se observa una concentración de esfuerzos y deformaciones desde la zona de apoyo de la carga generando grietas que parten desde esa zona y se extienden de manera vertical y diagonal hasta el extremo inferior, siguiendo el eje de aplicación de la carga, fallando por tracción diagonal y por aplastamiento en las esquinas, es decir, la mampostería falla como un conjunto por tracción pura como se muestran en las figuras 13 h, i y j.

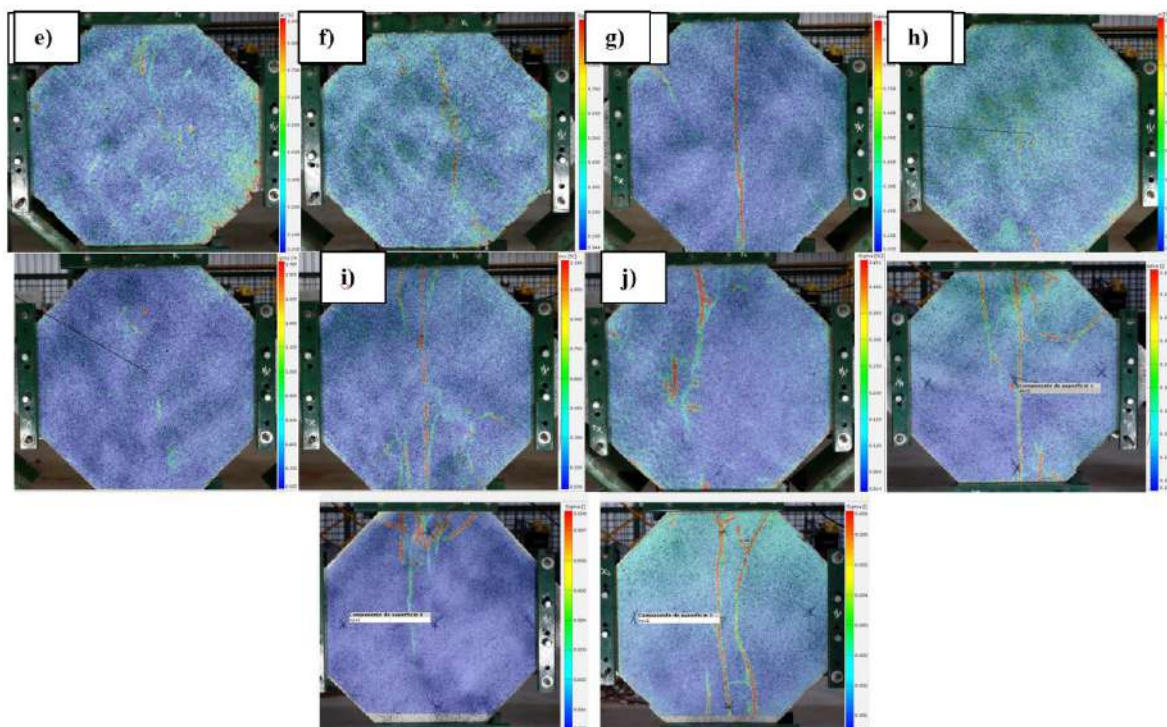


Fig. 13- Mecanismos de falla en muretes ensayados: a) M001-SE-SF, b) M002-SE-SF, c) M001-CE-SF, d) M002-CE-SF, e) M001-CE-CFC, f) M002-CE-CFC, g) M003-CE-CFC, h) M001-CE-CFP, i) M002-CE-CFP y j) M003-CE-CFP

Ensayo para determinar la resistencia a compresión de prismas de mampostería f'm

Se obtuvieron mediante ensayo las curvas de esfuerzo- deformación de los prismas sin mortero de recubrimiento y sin reforzamiento, como se evidencia en la figura 14a el espécimen P001_SE_SF obtuvo una resistencia a la compresión máxima de 4,056 MPa alcanzando una deformación de 0,0126 mm/mm, el P002_SE_SF muestra que a los 3,564 MPa llega al fallo con una 0,0139 mm/mm de deformación, y el P003_SE_SF alcanzó una resistencia de 3,622 MPa deformándose 0,00470 mm/mm; los dos primeros especímenes alcanzaron grandes deformaciones en comparación con el tercero.

En la figura 14b se reflejan las curvas de los especímenes con enlucido y sin fibra, para el P001_CE_SF se observa que alcanzó un esfuerzo a corte de 1,819 MPa dentro del comportamiento lineal siguiéndose desplazando bajo una variación de esfuerzo mínima, para luego alcanzar un esfuerzo de 2,757 MPa y con una deformación de 0,00361mm/mm aproximadamente y finalizar con el fallo; de manera similar el espécimen P003_CE-SF llegó al fallo, pero este último alcanzó un esfuerzo dentro del rango lineal de 3,106 MPa y una deformación de 0,00216 mm/mm. Sin embargo, el espécimen P002_CE_SF alcanzó un esfuerzo antes del fallo de 3,02 MPa y deformándose 0,0133 mm/mm.

En la figura 14c se presentan los resultados de los especímenes con enlucido y fibra comercial de PP donde se observa que las 3 curvas alcanzan esfuerzos similares de 3,208, 3,505 y 3,134 MPa con deformaciones de 0,000394, 0,00459 y 0,00141 mm/mm para los especímenes P001_CE_CFC, P002_CE_CFC y P003_CE_CFC, respectivamente. Y en la figura 14d se observan las curvas con enlucido y fibra reciclada de PET, con esfuerzos de 2,749, 2,774 y 2,462 MPa con deformaciones de 0,000753, 0,000097 y 0,000047 mm/mm para los especímenes P001_CE_CFP, P002_CE_CFP y P003_CE_CFP, respectivamente. El espécimen P002_CE_CFP falló de manera explosiva y no alcanzó mayor deformación en comparación de los otros especímenes.

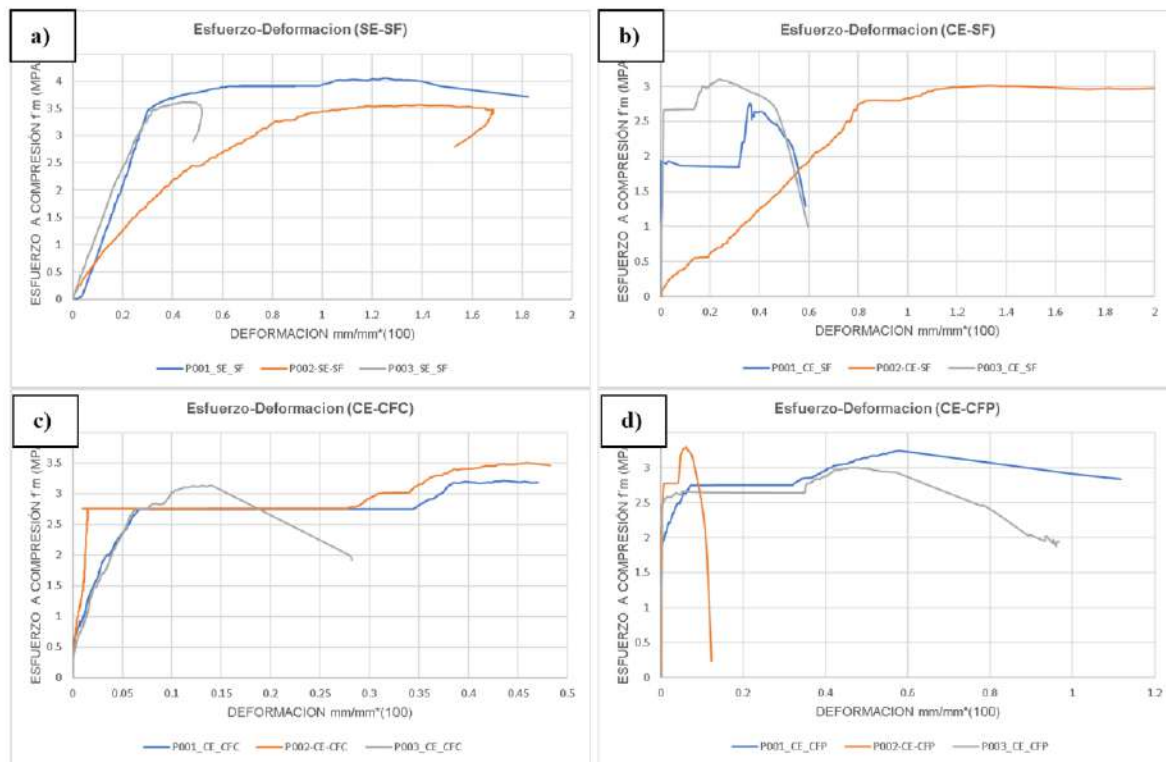


Fig. 14- Curvas esfuerzo a compresión- deformación de los prismas: a) SE_SF, b) CE_SF, c) CE_CFC y d) CE_CFP

En la tabla 4 se puede observar que, respecto a la carga de falla a compresión promedio se obtuvieron mejores resultados para los prismas reforzados con fibra comercial PP con un valor de 108,267 kN, mientras que el esfuerzo a compresión resultó mayor para los prismas sin revestimiento, esto a causa de que el área de influencia es menor y esta es inversamente proporcional al esfuerzo a compresión. Los prismas con fibra de PET reciclado fallaron a una carga promedio de 87,780 kN alcanzando un esfuerzo a compresión promedio de 2,661 MPa, siendo el resultado más bajo en comparación al resto de especímenes.

Tabla 4- Resumen de resultados del ensayo a compresión de los prismas

Código	Carga P	Carga promedio P	Esfuerzo a compresión Fm ASTM C1314	Esfuerzo a compresión promedio Fm ASTM C1314	Deformación γ	Módulo de elasticidad Em NEC 2015	Módulo de corte G NEC 2015
	KN	kN	MPa	MPa	mm/mm	MPa	MPa
P001_SE_SF	105,100		4,056		0,012553	1276	510
P002_SE_SF	92,350	97,103	3,564	3,747	0,013931	592	236
P003_SE_SF	93,860		3,622		0,004703	1210	484
P001_CE_SF	90,950		2,757		0,003617	23306	9322
P002_CE_SF	99,500	97,637	3,017	2,960	0,013356	239	95
P003_CE_SF	102,460		3,106		0,002161	13770	5508
P001_CE_CFC	105,820		3,208		0,000394	5696	2278
P002_CE_CFC	115,600	108,267	3,505	3,283	0,004594	1254	501
P003_CE_CFC	103,380		3,134		0,001406	5200	2080
P001_CE_CFP	90,660		2,749		0,000753	14155	5662
P002_CE_CFP	91,480	87,780	2,774	2,661	0,000097	19034	7613
P003_CE_CFP	81,200		2,462		0,000047	26272	10509

Mecanismos de fallas en los prismas

Los prismas de las figuras 14a, b y c, fallaron de manera explosiva esto se justifica dado que no contaban con mortero de revestimiento y el mortero de pega no fue un mortero de alta resistencia, por lo que al alcanzar la resistencia máxima inmediatamente llegaron al colapso y esto también se refleja en las curvas esfuerzo-deformación. La falla explosiva también se pudo haber generado debido a la calidad de los materiales o el proceso constructivo.

Los especímenes con enlucido y sin fibra presentaron fallas de tipo explosiva, los de las figuras 14 d y e iniciaron con grietas verticales que iniciaban en la parte superior y se extendían siguiendo el eje de carga, para después fallar abruptamente; la figura 14f muestra que para ese espécimen hubo una concentración de esfuerzos en las juntas de mortero y grietas inclinadas lo que evidencia un fallo por cortante.

En las figuras 14g-i se observan que hubo concentración de esfuerzos a lo largo del eje de dirección de la carga, generando un fallo por agrietamiento vertical y posteriormente un fallo explosivo; mientras que en la figura h se observa fallo por agrietamiento horizontal. Para los especímenes con fibra PET reciclada ocurrió un movimiento diferencial entre el enlucido y el mampuesto que pudo ser provocado por mala adherencia y por rigidez excesiva, se pudo observar una falla por tracción diagonal a través de unidades y juntas, finalizando con una falla por colapso del sustrato con desprendimiento superficial del revestimiento, es decir, la mampostería ha fallado, y el enlucido, al no tener soporte, simplemente se despegó. Las deformaciones más importantes se concentraron en las juntas horizontales para el espécimen de la figura 14j, mientras que para las figuras 14k y l su tendencia era diagonal.

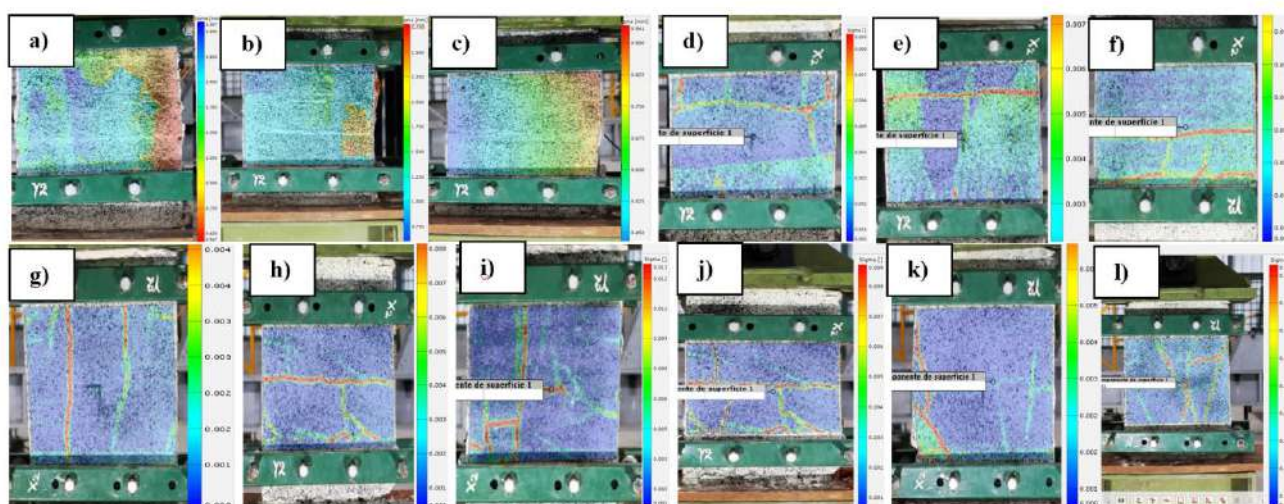


Fig. 14- Mecanismos de falla en prismas ensayados: a) P001-SE-SF, b) P002-SE-SF, c) P003-SE-SF, d) P001-CE-SF, e) P002-CE-SF, f) P003-CE-SF, g) P001-CE-CFC, h) P002-CE-CFC, i) P003-CE-CFC, j) P001-CE-CFP, k) P002-CE-CFP y l) P003-CE-CFP

Ensayo para determinar la resistencia a compresión de mortero de revestimiento

El ensayo reflejó que para los 7 días los cubos obtuvieron resistencias promedio de 11,012, 8,646 y 11,599 MPa para los morteros sin fibra, con fibra PP Y con fibra PET reciclado, respectivamente, siendo este último el mortero con mayor resistencia para esa edad. A los 14 días la resistencia promedio aumentó para los especímenes a 8,646, 11,599 y 15,977 MPa para los morteros sin fibra, con fibra PP Y con fibra PET reciclado, respectivamente. Y, por último, a los 28 días el mortero sin fibra alcanzó una resistencia promedio de 20,818 MPa la cual está por encima de la resistencia mínima requerida para el M20, mientras que los morteros con fibra PP y PET reciclado obtuvieron resistencias promedio de 13,307 y 18,893 MPa, respectivamente, estos resultados son menores a los objetivos como se observa en la tabla 5.

El objetivo de este ensayo fue evaluar la influencia de las fibras añadidas en la resistencia a compresión del mortero de revestimiento teniendo como base un mortero M20, los resultados obtenidos fueron menores a la resistencia mínima requerida para ese tipo de mortero; esto se pudo haber generado por un apisonamiento insuficiente del mortero en el molde debido a la adición de las fibras, lo que creó vacíos o zonas con menor densidad, afectando la resistencia.

Tabla 5: Resistencia a compresión de los cubos de mortero de revestimiento

Tipo de mortero	Código	Edad	Sección transversal	Carga	Resistencia	Resistencia promedio
M20		Días	mm ²	kN	MPa	MPa
Sin fibra	M1	7	2500	17,995	7,198	11,012
	M2	7	2500	32,196	12,878	
	M3	7	2500	32,402	12,961	
Con fibra PP	M1	7	2500	21,751	8,701	8,646
	M2	7	2500	21,497	8,599	
	M3	7	2500	21,595	8,638	
Con fibra PET	M1	7	2500	26,998	10,799	11,599
	M2	7	2500	28,499	11,399	
	M3	7	2500	31,499	12,600	
Sin fibra	M1	14	2500	41,532	16,613	15,977
	M2	14	2500	39,198	15,679	
	M3	14	2500	39,100	15,640	
Con fibra PP	M1	14	2500	35,206	14,083	14,415
	M2	14	2500	37,805	15,122	
	M3	14	2500	35,099	14,039	
Con fibra PET	M1	14	2500	33,902	13,561	14,041
	M2	14	2500	33,500	13,400	
	M3	14	2500	37,903	15,161	
Sin fibra	M1	28	2500	50,525	20,210	20,818
	M2	28	2500	49,701	19,880	
	M3	28	2500	55,909	22,363	
Con fibra PP	M1	28	2500	35,000	14,000	13,307
	M2	28	2500	27,704	11,082	
	M3	28	2500	37,099	14,840	
Con fibra PET	M1	28	2500	46,298	18,519	18,893
	M2	28	2500	44,003	17,601	
	M3	28	2500	51,397	20,559	

3. CONCLUSIONES

El refuerzo de mampostería mediante mortero con fibras sintéticas de PP mostró variaciones significativas en el comportamiento mecánico de los especímenes. Los muretes con fibra de PP presentaron un incremento del 3% en la resistencia a corte (0,813 MPa) y mayor ductilidad alcanzando deformaciones promedio de 0,00187 mm/mm, esto, respecto a los muretes sin fibra cuya resistencia a corte fue de 0,789 MPa. Los prismas con PP alcanzaron 3,283 MPa de resistencia promedio a compresión, valor inferior en un 12,4% al de los prismas sin revestimiento (3,747 MPa), asociado a una mayor área de apoyo en los prismas con revestimiento.

Los especímenes con PET reciclado mostraron reducciones de resistencia del 7% en corte (0,738 MPa) y 11% en compresión (2,661 MPa,) aunque presentaron altos módulos de elasticidad (26.272 MPa) y módulo de corte (10.509 MPa,) lo que se tradujo en un comportamiento rígido y propenso a fallas frágiles, en comparación con los especímenes sin fibra y con revestimiento. El revestimiento sin fibras también mejoró la capacidad de carga, alcanzando 101,580 kN en corte y 97,637 kN en compresión, frente a los 78,070 kN y 97,103 kN obtenidos en los especímenes sin revestimiento.

En cuanto a los morteros, el de mayor resistencia fue el sin fibra (20,818 MPa), seguido por el de PET (18,893 MPa) y el de PP (13,307 MPa). La fibra no mejora necesariamente la resistencia del mortero como material aislado, pero sí mejora el comportamiento estructural del sistema compuesto (murete), especialmente en aspectos como la ductilidad, el control de fisuración o la redistribución de esfuerzos.

En general, la fibra de PP mejoró el desempeño estructural de la mampostería reforzada, mientras que el PET reciclado no resultó adecuado para este fin.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. C. Vega and N. Torres, "External strengthening of unreinforced masonry walls with polymers reinforced with carbon fiber," *Ingeniería e Investigación*, vol. 38, no. 3, pp. 15-23, 2018. [Online]. Available: <https://www.redalyc.org/journal/643/64358742003/html/>
2. R. P. C. Fariño and I. S. C. Baque, "Análisis comparativo para determinar la resistencia y trabajabilidad; entre Mortero tradicional e industrializado Pegablok Tipo N, de INTACO," in *Memorias INPIN 2023, 2023: Universidad Laica Vicente Rocafuerte de Guayaquil*, pp. 279-286. [Online]. Available: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=9958928> [Online]. Available: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=9958928>
3. Y. Franco-Rojas, L. González-Díaz, F. Calderín-Mestre, and R. Galán-Pérez, "Consideraciones acerca del diseño sismorresistente de viviendas con mampostería confinada en Santiago de Cuba," *Ciencia en su PC*, vol. 1, no. 1, pp. 50-65, 2022. [Online]. Available: <https://www.redalyc.org/journal/1813/181372324009/>
4. L. Farias, P. Lima, and R. D. Toledo Filho, "Shear behavior of hollow clay brick masonry wallet coated with short jute fiber reinforced mortar," *Materiales de Construcción*, vol. 74, no. 354, pp. e347-e347, 2024. [Online]. Available: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=9592031>
5. A. Azevedo, J. Q. Delgado, A. Guimarães, F. A. Silva, and R. Oliveira, "Compression behaviour of clay bricks prisms, wallets and walls-Coating influence," *Revista de la Construcción*, vol. 18, no. 1, pp. 123-133, 2019. [Online]. Available: https://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S0718-915X2019000100123&script=sci_arttext
6. J. Estrada and J. Reynoso, "Incidencia de ceniza de eucalipto en propiedades mecánicas del mortero de asentamiento de ladrillos artesanales," *Revista Digital NovasinerGIA*, vol. 7, no. 1, pp. 122-135, 2024. [Online]. Available: http://scielo.senescyt.gob.ec/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2631-26542024000100122
7. C. Gonçalves, A. Soares, and H. Paula, "Characterization and feasibility of using vegetable biomass ash in mortar," *Revista ALCONPAT*, vol. 11, no. 2, pp. 1-16, 2021. [Online]. Available: <https://www.redalyc.org/journal/4276/427666627002/html/>
8. W. B. Bonfim and H. M. de Paula, "Characterization of different biomass ashes as supplementary cementitious material to produce coating mortar," *Journal of Cleaner Production*, vol. 291, p. 125869, 2021. [Online]. Available: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0959652621000895>
9. L. S. Alarcón, J. R. Manrique, A. P. Agatón, and C. Takeuchi, "Incidencia estructural de la esterilla de bambú guadua ante eventos sísmicos en muretes de mampostería republicana," *Arquitectura y Urbanismo*, vol. 44, no. 1, pp. 33-40, 2023. [Online]. Available: <https://www.redalyc.org/journal/3768/376875562004/>
10. S. Muñoz and S. Mendoza, "Masonry mortar design incorporating crushed recycled glass," *Revista ingeniería de construcción*, vol. 37, no. 3, pp. 2022. [Online]. Available: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=9408822&info=resumen>
11. M. L. Lara, H. Aguirre, and M. Gallegos, "Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado que Colapsaron en el Terremoto del 16 de Abril de 2016 en Tabuga-Ecuador," *Revista Politécnica*, vol. 42, no. 1, pp. 37-46, 2018. [Online]. Available: http://scielo.senescyt.gob.ec/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1390-01292018000400037
12. J. A. Quinde, J. Jiménez-Pacheco, and E. Ortega-Guamán, "Revisión de normas de diseño para mampostería confinada en Latinoamérica: propuestas para la Norma Ecuatoriana de Construcción," *Revista Politécnica*, vol. 51, no. 1, pp. 77-92, 2023. [Online]. Available: https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/1360
13. R. D. Pasquantonio, G. A. PARSEKIAN, F. S. FONSECA, and N. G. SHRIVE, "Experimental and numerical characterization of the interface between concrete masonry block and mortar," *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 13, no. 03, pp. 578-592, 2020. [Online]. Available: <https://www.scielo.br/j/riem/a/k7dwBJkWHMg5zN9pYyGggqsc/?lang=en>
14. M. A. Jácome Torres, "Desarrollo de un modelo matemático utilizando interpolación de Lagrange para el comportamiento dinámico de sensores de presión LVDT," 2017. [Online]. Available: <https://dspace.esPOCH.edu.ec/items/39839c5f-0957-492a-b41b-9b6b114e258f>

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

15. L. A. Barreiro García, "PUESTA EN VALOR DEL LADRILLO ARTESANAL FABRICADO EN LA CIUDAD DE SANTA ANA DE VUELTA LARGA, PROVINCIA DE MANABÍ," 2023. [Online]. Available: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=9430233>
16. WWF. "Ecuador lidera una histórica hoja de ruta para reducir la contaminación por plásticos." 2025. <https://www.wwf.org.ec/?389213/Ecuador-lidera-una-historica-hoja-de-ruta-para-reducir-la-contaminacion--por-plasticos> (accessed 10 de mayo, 2025)
17. D. S. Sangucho Barros, D. A. Velasco Cevallos, and L. P. Viera Arroba, "Propiedades físicas y mecánicas de reciclados de plásticos producidos en Ecuador como material de construcción," FIGEMPA: Investigación y Desarrollo, vol. 16, no. 2, pp. 58-69, 2023. [Online]. Available: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=9155359>
18. P. Núñez Naranjo, F. Palacios Pérez, E. Taranto González, and S. Armijos Mena, "Elaboración y caracterización de un material compuesto con polietileno de tereftalato para la fabricación de bloques," Perfiles, vol. 1, no. 29, pp. 52-62, 2023. [Online]. Available: http://scielo.senescyt.gob.ec/scielo.php?script=sci_abstract&pid=S2477-91052023000100052&lng=es&nrm=iso
19. J. K. Diego-Martínez, E. Temple-Bonilla, and J. P. Muñoz-Arana, "Influencia de un pavimento ecológico con PET reciclado en el sector de 3 de octubre," FIGEMPA: Investigación y Desarrollo, vol. 18, no. 2, 2024. [Online]. Available: http://scielo.senescyt.gob.ec/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2602-84842024000200210
20. M. Carballo Rojas, M. D. C. Gallardo Mejía, and M. Murillo Chacón, "Análisis de una base granular estabilizada con cemento y adición de fibras de PET reciclado," Infraestructura Vial, vol. 25, no. 44, pp. 75-84, 2023. [Online]. Available: https://www.scielo.sa.cr/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2215-37052023000100075

4

Influencia De La Carbonatacion Acelerada Al Árido Fino Reciclado En Las Propiedades Del Hormigón.

*Influence Of Accelerated Carbonation Of Recycled Fine
Aggregate On The Properties Of Concrete.*

Autora

Giselle Limonte Morales

Ing. Civil, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas, Carretera Camajuaní km 5

gisellelimonte880@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0001-5694-3516>

4

Influencia De La Carbonatacion Acelerada Al Árido Fino Reciclado En Las Propiedades Del Hormigón.

Influence Of Accelerated Carbonation Of Recycled Fine Aggregate On The Properties Of Concrete.

RESUMEN

En las últimas décadas el uso de materiales reciclados ha ido en aumento, principalmente con el propósito de un desarrollo sostenible y la protección del medio ambiente. El proceso de carbonatación es capaz de mineralizar carbono de forma permanente en forma de áridos para satisfacer el creciente mercado de productos ecológicos como un material sin carbono. La reducción de las emisiones de CO₂ en la industria se puede integrar con el tratamiento de residuos, pudiendo ser utilizados en la industria de la construcción en la formulación de un cemento verde y como árido en nuevos hormigones. En este artículo se evalúa el impacto del uso de un árido fino reciclado carbonatado en las propiedades de hormigones que sustituyen el 100% de áridos naturales por áridos reciclados. A la fracción fina de árido reciclado (0-4 mm) se le aplica un tratamiento de carbonatación acelerada en ambiente controlado de: (i) Humedad Relativa = 75%, (ii) concentración de CO₂ = 20 % y (iii) tiempo de residencia de 24 horas. Logrando un incremento del 8,42% en la formación de CaCO₃ con respecto a la fracción fina sin carbonatar y una disminución del 40% en la absorción de agua con respecto al árido fino sin carbonatar. Los hormigones producidos superan los 35 MPa de resistencia a compresión a los 28 días de curado, la porosidad efectiva no supera el 5% lo que indica un hormigón de buena calidad y durabilidad.

Palabras clave: áridos reciclados finos, carbonatación acelerada por método estático, hormigón reciclado.

ABSTRACT

In recent decades, the use of recycled materials has been on the rise, primarily for the purpose of sustainable development and environmental protection. The carbonation process is capable of permanently mineralizing carbon in the form of aggregates to meet the growing market for eco-friendly products as a carbon-free material. The reduction of CO₂ emissions in the industry can be integrated with waste treatment, which can be used in the construction industry in the formulation of green cement and as aggregate in new concretes. This article evaluates the impact of using a carbonated recycled fine aggregate on the properties of concretes that replace 100% of natural aggregates with recycled aggregates. An accelerated carbonation treatment is applied to the fine fraction of recycled aggregate (0-4 mm) in a controlled environment of: (i) Relative Humidity = 75%, (ii) CO₂ concentration = 20%, and (iii) residence time of 24 hours. This results in an 8.42% increase in the formation of CaCO₃ compared to the uncarbonated fine fraction and a 40% decrease in water absorption compared to the uncarbonated fine aggregate. The produced concretes exceed 35 MPa of compressive strength at 28 days of curing, and the effective porosity does not exceed 5%, indicating a concrete of good quality and durability.

Keywords: fine recycled aggregates, accelerated carbonation by static method, recycled concrete.

Nota Editorial: Recibido: 26 de Junio 2025 Aceptado: 16 de Septiembre 2025

1. INTRODUCCIÓN

Durante los últimos 100 años, el hormigón ha revolucionado la forma de construcción en todo el mundo, convirtiéndose en el material de construcción más empleado y el cual ha dado forma al mundo moderno. La industria del hormigón, unida a la industria cementera, desempeñan un papel primordial en la construcción de un futuro sostenible para la sociedad actual. El objetivo principal es encontrar la manera más adecuada de construir comunidades resistentes, prosperas y sostenibles tomando en cuenta los constantes cambios climáticos y apoyando a su vez la transición a un hormigón con energía baja en carbono. Las empresas miembros del Global Cement and Concrete Association (GCCA) asumen hace ya varios años una estrategia de mercado para la descarbonación del hormigón basada en una revolución de la economía circular, que involucra todas las etapas de la vida útil del producto desde la fabricación del cemento con energías renovables hasta una reutilización y reciclaje más eficiente del hormigón [1].

De acuerdo con el Foro Económico Mundial, 100 mil millones de toneladas de materiales ingresan a la economía global cada año, una cifra que va en aumento y de la cual, cerca de la mitad de estos recursos se utilizan en ingeniería y construcción. Junto con esto, el desarrollo en economías emergentes, el crecimiento poblacional y la urbanización requieren de recursos para edificios e infraestructuras, al igual que la intensificación y renovación en economías desarrolladas. Ante esta realidad, un enfoque basado en la economía circular es esencial para reducir la intensa demanda de recursos, mejorando la eficiencia en la fabricación y el diseño, maximizando la vida útil de proyectos y elementos, minimizando los residuos y reutilizándolos [2].

El hormigón es el elemento más empleado en la construcción debido a su resistencia y durabilidad, su composición tiene un impacto significativo en sus propiedades tanto en estado fresco como endurecido. Los componentes principales del hormigón incluyen el cemento, los áridos (finos y gruesos), el agua y los aditivos [3]. Por otro lado, la producción de hormigón requiere la extracción de grandes cantidades de arena y grava. La minería de estos materiales puede causar la degradación del suelo, la pérdida de biodiversidad y la contaminación de cuerpos de agua. La extracción de arena ha provocado serios problemas ambientales en varias regiones del mundo, incluyendo la erosión de costas y ríos [4]. De igual manera la generación de residuos en la producción de hormigón resulta un aspecto a tener en cuenta en la evaluación ambiental de dicho producto. Los residuos si no se gestionan adecuadamente, pueden contaminar el suelo y el agua.

Para mitigar este impacto ambiental, se han desarrollado tecnologías más sostenibles en la producción de hormigón. Entendiendo que su huella ecológica está asociada al proceso productivo y obtención de sus materias primas principales, por lo que las medidas de mitigación deben incidir directamente en estos procesos. La investigación futura deberá enfocarse en el desarrollo de hormigones más sostenibles y la implementación de tecnologías de captura de carbono [3]. Según [5] el reciclaje de hormigón puede mitigar parte de este impacto, pero todavía hay desafíos en su implementación a gran escala.

Los áridos reciclados (AR) ofrecen una alternativa prometedora para mitigar el impacto medioambiental de la producción de hormigón. Los estudios han demostrado que la incorporación de materiales reciclados como residuos de construcción y demolición (RCD), puede reducir la huella de carbono y el consumo de energía asociados a la fabricación de hormigón [6], [7]. Aunque el hormigón de áridos reciclados (RCA) puede presentar propiedades mecánicas ligeramente reducidas en comparación con el hormigón convencional, estas diferencias suelen ser insignificantes cuando los niveles de sustitución se mantienen hasta el 30% [8]. Las investigaciones indican que el RCA puede alcanzar un rendimiento comparable al del hormigón tradicional, al tiempo que reduce significativamente el impacto medioambiental [6]. Sin embargo, sigue habiendo problemas para mejorar la eficiencia del procesamiento de los áridos reciclados y establecer normas internacionales. A pesar de estos retos, el uso de áridos alternativos en la producción de hormigón presenta una solución viable para las prácticas de construcción sostenible y justifica una mayor investigación [9]; [10]. Esto abre un abanico de posibilidades para su uso en estructuras de menor carga.

Los AR, en particular los áridos de hormigón reciclado, afectan las propiedades del hormigón tanto en estado fresco como endurecido [11]; [12]. El RCA suele tener una mayor porosidad y absorción de agua en comparación con el hormigón de áridos naturales, lo que conduce a una menor densidad y resistencia del hormigón. La resistencia a la compresión puede disminuir hasta un 10% a medida que aumenta el porcentaje de AR [13]. Las propiedades a largo plazo del RCA son generalmente inferiores a las del hormigón de áridos naturales, incluyendo aspectos de retracción, fluencia y durabilidad [14]. Sin embargo, estas propiedades pueden mejorarse mediante un mejor control de factores como el porcentaje de sustitución del AR, la relación agua-cemento y los aditivos minerales [14]; [12]. El reciclaje de RCD no solo prolonga el ciclo de vida de los materiales, sino que también reduce la huella de carbono asociada con la producción de nuevos áridos. [15].

Por lo general los áridos finos reciclados (AFR) son un subproducto de la trituración de RCD, con alto contenido de contaminantes razón por la cual es la fracción menos empleada en la formulación de nuevos productos. Su uso es recomendable siempre que estos contaminantes se examinen en la producción de hormigones. El origen del RCD y su proceso de trituración afectan significativamente a la composición del AFR, un principio básico para mejorar sus propiedades es realizar un proceso de trituración similar al utilizado para los áridos naturales triturados [16]. El proceso de trituración tiene un efecto positivo en la calidad del AFR producido y, posteriormente, en el hormigón que lo incluirá. Los RCD sometidos a un procedimiento de trituración secundaria normalmente dan como resultado un AFR con menos mortero adherido que aquellos que siguen solo un procedimiento de trituración primaria [17].

Existen diferentes técnicas o métodos de tratamiento para mejorar las propiedades de los áridos finos reciclados, entre ellos las tecnologías que incluyen captura y curado con CO_2 han sido estudiadas a profundidad. Por sus propiedades alcalinas, los áridos reciclados de hormigón pueden constituir una forma efectiva de captura del CO_2 industrial, y, al mismo tiempo, pueden ser mejoradas sus propiedades físico-químicas y mecánicas mediante la reducción de fases que inducen a expansividad, CaO y MgO libres, $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Además de promover un incremento en sus propiedades puzolánicas, lo que resulta beneficioso para aumentar las prestaciones mecánicas y durabilidad de los productos base cemento de baja huella elaborados con los residuos carbonatados [18]. Los productos de cemento hidratados en la pasta de cemento adherida pueden reaccionar con CO_2 para generar carbonato de calcio, mejorando así la fuerza del mortero unido a la superficie. La dureza del carbonato de calcio es mayor que los productos de hidratación de hidratos de calcio (CH) e hidratos de silicato de calcio (CSH). Además, el carbonato de calcio generado puede mejorar la sólida continuidad entre el mortero antiguo y la zona de transición (ITZ), que es beneficiosa para las propiedades físicas, mecánicas y la durabilidad del árido reciclado de hormigón [19].

La primera persona que propuso la carbonatación acelerada fue Seif Ritz en 1990, quien expuso un método en el cual se utiliza una alta concentración de CO_2 en una cámara cerrada que reaccionaría con los silicatos pulverizados con fines de atrapar el gas y permitir una segura disposición de este [20]. Este método no ha cambiado mucho desde que fue planteado, puesto que aún se utilizan materiales alcalinos que se disponen para reaccionar con gas de CO_2 en una alta concentración y pureza. Entre las variables ambientales que regulan el proceso se encuentran: la concentración de CO_2 , la temperatura y la humedad relativa [21]. Los investigadores interesados en modificar el árido reciclado de hormigón a través de un proceso de carbonatación acelerada, deben seleccionar con base a su experiencia los valores de las tres últimas variables. [18] Comprobaron la influencia de áridos finos reciclados carbonatados en probetas de mortero de cemento; para el estudio utilizaron una cámara ambiental a una temperatura de 20 ± 2 °C, humedad relativa de 60 ± 5 % y una concentración de CO_2 del 20 ± 2 %.

Los niveles elevados de CO_2 aceleran el consumo de hidrato de silicato de calcio de alta densidad, lo que a veces extiende la carbonatación a clínker sin reaccionar [22]. En las mezclas de cemento Portland ordinarias, la carbonatación se manifiesta convirtiendo $\text{Ca}(\text{OH})_2$ en CaCO_3 y alterando la estructura de los poros; en los sistemas que contienen escoria, la carbonatación de CS-H conduce a cambios de fase avanzados, como la formación de gel de sílice. La carbonatación acelerada, muestra mejoras en la resistencia a la compresión de aproximadamente el 12 al 20 % y mejoran la durabilidad al reducir la absorción de agua y la penetración de iones de cloruro [23]. Por ejemplo, un estudio logró un aumento del 19,8 % en la resistencia a la compresión (46,8 frente a 38,45 MPa) con una reducción del 50,4 % en la penetración de cloruro en condiciones controladas de CO_2 (20 ± 2 % de CO_2 , 25 °C, 55 ± 5 % de humedad relativa, 0,5 MPa durante 4-7 días) [24].

El presente artículo tiene como objetivo evaluar el impacto de la carbonatación como técnica de tratamiento aplicada a la fracción fina de árido reciclado en las propiedades físico-mecánicas de dicha fracción y posteriormente el aporte de la fracción carbonatada en las propiedades de un hormigón elaborado con 100% de áridos reciclados.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Materiales

Se utiliza un material reciclados tipo mixto procedente de una Planta de tratamiento en Madrid, España, con una granulometría de 0-20mm. Se desconoce el hormigón de origen del cual se obtuvo el material reciclado, pero es evidente su composición heterogénea. Tanto la fracción gruesa (granito) como la arena fueron utilizadas en diferentes diseños de mezcla para hormigones. A la fracción fina de árido reciclado (AFR) se le aplicó un tratamiento de carbonatación acelerada bajo condiciones controladas. El protocolo de ensayo asumido para la carbonatación del AFR fue diseñado teniendo en cuenta el posible uso de esta fracción en la producción de hormigones.

Caracterización granulométrica

Se obtienen tres fracciones de árido reciclado: (i) fracción fina 5-0,15 mm; (ii) fracción intermedia 10-5 mm y fracción gruesa 20-10 mm. La distribución granulométrica (PSD) de cada fracción está representada en la figura 1. De manera general la distribución granulométrica del árido reciclado es aceptable, siendo la fracción fina la que mejor distribución presenta según lo establecido en la *NC 251: 2021 (Sustituye la 2da edición. de la NC 251:2019) "Áridos para hormigones hidráulicos. Requisitos"*.

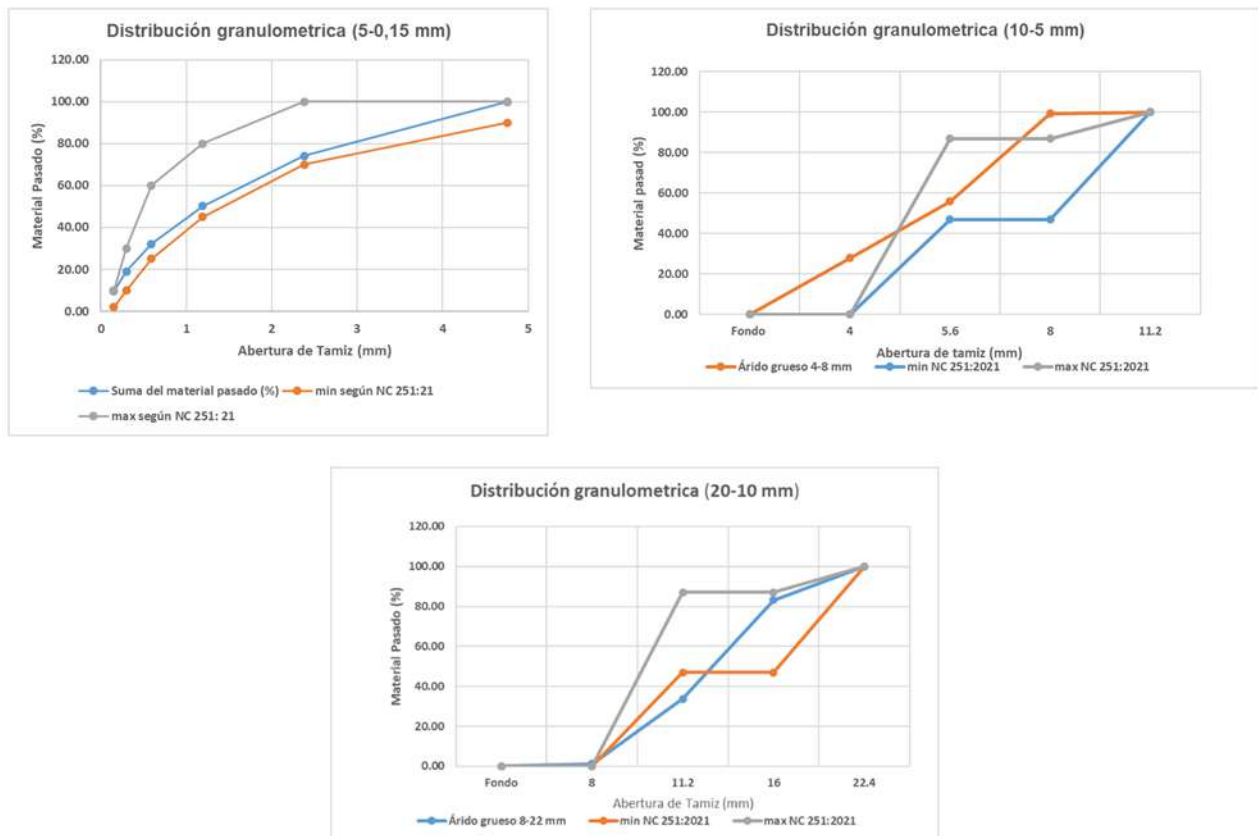


Fig. 1- Resultado del ensayo de granulometría en las diferentes fracciones de árido reciclado

Ensayo Tamiz 200

Para la realización de este ensayo se siguen las indicaciones establecidas en la *NC 182: 2002 "Áridos determinación del material más fino que el tamiz de 0,074 mm (No. 200). Método de ensayo"*. Se obtuvo un valor de 10,94% pasado por el tamiz 200. Según lo establecido en la *NC 657:2008 "Áridos para morteros de albañilería. Especificaciones"*, el porcentaje de material más fino que el tamiz 200 para áridos triturados en morteros debe ser inferior o igual al 10%. En el caso de árido fino para hormigones hidráulicos el valor del material más fino que el Tamiz 200 es inferior o igual al 5% según lo establece la *NC 251:2021 "Áridos para hormigones hidráulicos. Requisitos"*. El árido reciclado no cumple con las especificaciones, pero se destaca que el material más fino no contempla impurezas por lo que no resulta dañino en las mezclas de hormigón.

Peso específico y absorción de agua

Mediante este ensayo se obtienen los pesos específicos o gravedad específica (aparente, seco y saturado y seco superficialmente) y la absorción de agua a partir del pesaje en estado seco y saturado en agua. Para realizar este ensayo a la fracción fina el procedimiento de cómo se realiza se encuentra en la *NC 186:2002 "Arena. Peso específico y absorción de agua. Método de ensayo"*. Mientras que para realizarlo a la fracción gruesa se utiliza la *NC 187:2002 "Árido grueso. Peso específico y absorción de agua. Método de ensayo"*. Los resultados obtenidos de densidad y absorción de agua para cada fracción de árido reciclado se recogen en la tabla 1.

Tabla 1- Resultados de peso específico y absorción de agua para las 3 fracciones de árido reciclado.

Peso específico	Valores			UM
	5-0,15 mm	10-5 mm	20-10 mm	
Aparente (PEA)	2,58	2,55	2,56	g/cm ³
Corriente (PEC)	2,26	2,29	2,33	g/cm ³
Saturado (PES)	2,38	2,39	2,42	g/cm ³
absorción de agua	5,50	4,56	3,81	%

Ensayo de impurezas orgánicas

Para determinar la presencia de impurezas orgánicas en los áridos se realiza este ensayo conforme al procedimiento establecido en la norma NC 185:2002 “Arena. Determinación de Impurezas Orgánicas. Método de Ensayo”. Se basa en la comparación colorimétrica de la solución obtenida en el ensayo que contiene las materias orgánicas presentes en el árido con una solución patrón. La NC 251: 2021 “Áridos para hormigones hidráulicos. Requisitos” establece como máximo la placa No3 para los áridos que se empleen para hormigones. La muestra de material analizada no presentó cambios de coloración lo cual indica que se trata de un material limpio de impurezas y apto para su uso en morteros y hormigones.

Determinación de partículas planas y alargadas (PPA)

La NC 189: 2002 “Áridos gruesos. Determinación de partículas planas y alargadas. Método de ensayo”, plantea que se obtienen las partículas planas y alargadas contenidas en los áridos por medio de la separación de la muestra en fracciones, separación de las partículas planas y alargadas y determinación del porcentaje que representan del peso del árido. Los resultados obtenidos para este ensayo se muestran en la tabla 2.

Tabla 2- Resultados obtenidos en el ensayo de PPA para el árido reciclado

Fracción	Peso total (g)	PPA (g)	PPA (%)
10-5 mm	314,4	6,38	2,03
20-10 mm	1038,12	60,84	5,86

Según lo establecido en la NC 251: 2021 el porcentaje de PPA cuando el árido proviene de rocas ígneas es inferior o igual al 20% y cuando proviene de roca sedimentaria inferior o igual al 10%. Aunque se desconoce la procedencia del árido original, el árido reciclado cumple ambas especificaciones presentando en todas sus fracciones porcentajes de PPA inferiores a 10.

2.1.2 Cemento

Se utiliza un cemento CEM I 32,5 de origen alemán cuya composición química cumple con lo establecido en las normativas internacionales. La resistencia media a la compresión fue evaluada a nivel de laboratorio obteniéndose un valor de 39,85 MPa a los 28 días.

2.2 Métodos

El árido fino reciclado de tipo mixto es sometido a un proceso de carbonatación acelerada. Dicho proceso se evalúa por método estático utilizando una cámara de carbonatación completamente hermética acoplada a un balón de CO₂ (ver figura 2). Los parámetros bajo los cuales se realiza la carbonatación, son (i) concentración de CO₂, (ii) humedad relativa (HR) y (iii) tiempo de exposición.

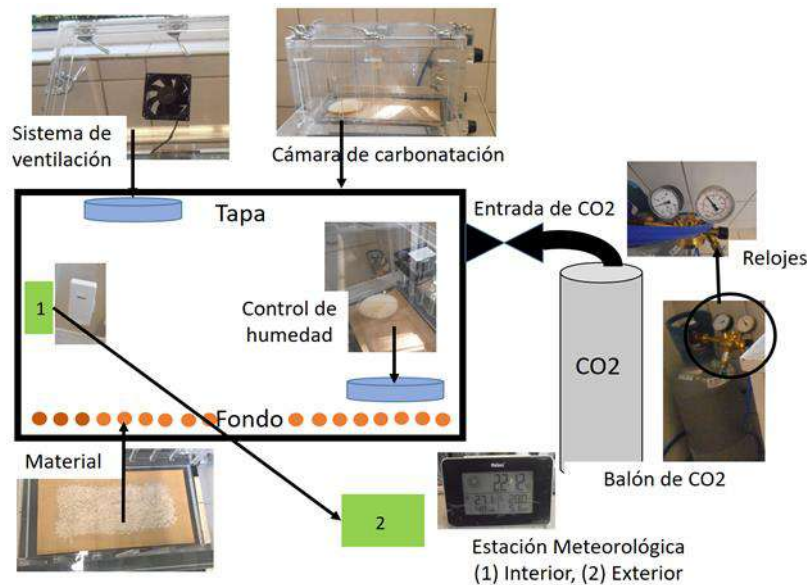


Fig. 2- Esquema funcional de la Cámara de carbonatación hermética, carbonatación estática

2.2.1 Diseño De Experimento

El objetivo general de la investigación es evaluar el impacto de la carbonatación acelerada sobre las propiedades de áridos reciclados finos, y su impacto sobre hormigones producidos con 100% de áridos reciclados. Es por eso que el diseño experimental se divide en dos etapas principales, una primera etapa dedicada a la carbonatación del árido fino reciclado y una segunda etapa dedicada a la formulación y evaluación de hormigones que emplean el árido fino reciclado carbonatado.

Primera etapa

El objetivo específico de esta primera etapa del diseño experimental es obtener los parámetros de estado idóneos para aplicar con éxito el tratamiento de carbonatación acelerada en el árido fino reciclado y a su vez evaluar el impacto de dicha técnica en las propiedades del árido fino reciclado carbonatado.

Los investigadores interesados en modificar el árido reciclado de hormigón a través de un proceso de carbonatación acelerada, deben seleccionar con base a su experiencia previa en el estudio de la carbonatación o apoyados en bibliografía consultada los valores de las variables. En la investigación que se presenta se toman como criterios de selección las experiencias abordadas en las diferentes bibliografías consultada por la autora respecto al tema. En esta investigación se mantiene la temperatura de 27 °C a 30 °C en todos los ensayos, no se asume como una variable del proceso, por lo que su efecto en la carbonatación del árido fino reciclado no se evalúa.

Tomando en cuenta las referencias bibliográficas estudiadas los niveles de variación para las variables independientes serán:

- Concentración de CO₂: 10, 15 y 20 %
- Humedad relativa (HR): 55, 65 y 75 %
- Tiempo de residencia: 1 h y 2h. Con los mejores resultados (obtenidos en términos de formación de CaCO₃) en un tiempo de 1 y 2h se fijan los valores para los parámetros de (HR) y concentración de CO₂. Con estos valores posteriormente se repite el proceso de carbonatación al árido fino reciclado por un periodo de tiempo de 24h.

Mientras que el grado de carbonatación alcanzado (medido por el ensayo de fenolftaleína y la formación de CaCO₃), la absorción de agua y la densidad del AFR carbonatado son variables dependientes que ayudan a evaluar la veracidad del protocolo diseñado y las técnicas empleadas.

Segunda etapa

En la segunda etapa del diseño experimental se tiene como objetivo específico evaluar el impacto del uso del árido fino reciclado carbonatado en las propiedades de un hormigón producido con 100% de áridos reciclados.

Las variables que intervienen en el proceso están vinculadas a las diferentes mezclas de hormigón a evaluar. Es válido destacar que la relación agua/cemento (a/c) y el contenido de cemento se mantienen constantes, por lo que no se toma en cuenta dentro de las variables del diseño de experimento. Se presenta entonces como variable independiente:

- El tipo de árido fino reciclado a emplear: árido fino reciclado sin carbonatar y árido fino reciclado carbonatado utilizando los parámetros de estado idóneos fijados en la primera etapa de esta investigación

Como variables dependientes se establecen:

- Las propiedades del hormigón en estado fresco (consistencia) evaluada mediante la medición de la huella de asentamiento siguiendo el método establecido del cono de Abrams
- Las propiedades del hormigón en estado endurecido (resistencia a compresión) evaluada a las edades de 7 y 28 días con un total de 3 probetas por edades.
- Porosidad del hormigón evaluada por el método de absorción de agua capilar para el cual se modifica la forma de la sección de las probetas, empleando una sección cuadrada de 20 mm de espesor.

Tomando en cuenta el diseño de experimento descrito anteriormente se trabajan las siguientes nomenclaturas para las distintas combinaciones de mezclas de hormigón a evaluar:

- H1: Hormigón con 100% de áridos reciclados, fracción fina sin carbonatar y Cemento Portland
- H3: Hormigón con 100% de áridos reciclados, fracción fina carbonatada óptima y Cemento Portland

Para cada dosificación se realizan 6 especímenes (probetas) en correspondencia con las edades a evaluar resistencia a compresión, 7 y 28 días.

Descripción del procedimiento para la carbonatación

Comienza con la preparación del árido fino reciclado (0-5 mm) al cual se le realiza el ensayo de absorción de agua según lo establece la NC 251: 2021 y un estudio termo gravimétrico (diseñado para esta investigación) que tiene como objetivo cuantificar el contenido de CaCO_3 en el árido reciclado antes de ser sometido a carbonatación. El árido reciclado se somete a un proceso de saturación parcial utilizando entre el 20-30% de su absorción de agua previamente calculada, una vez realizada la saturación el árido reciclado se deja reposar por un periodo de 20 -30 min. Pasado los 30 min de reposo, el árido fino reciclado es colocado dentro de la cámara de carbonatación.

La humedad relativa y la temperatura dentro de la cámara de carbonatación se controlan utilizando sales y se miden utilizando una estación meteorológica (ver figura 2). El CO_2 es regulado por los manómetros del balón de CO_2 que se utiliza y para el cálculo de la cantidad de CO_2 a inyectar se utiliza la ecuación 1 de gases ideales:

$$P \cdot V = n \cdot R \cdot T \quad (1)$$

Donde

- P: presión ejercida por un gas (atm)
- V: volumen ocupado por un gas (L)
- N: número de moles
- R: constante universal de los gases
- T: temperatura (K)

Terminadas las 18 muestras de árido fino reciclado carbonatado (total de muestras calculado según el diseño experimental de la primera etapa) con un máximo de 2 h de tiempo de exposición, si el material reacciona con la fenolftaleína al 1% se realiza un ensayo termogravimétrico para medir el grado de carbonatación cuantificando la formación en % de CaCO_3 y de ser superior al contenido presente en el AFR sin carbonatar se fijan los parámetros de estado a trabajar (% de CO_2 y % de HR). Con los valores de concentración de CO_2 y HR establecidos el árido fino reciclado se somete a 24 horas de carbonatación, este criterio es asumido según la bibliografía consultada, con el objetivo de verificar si existe un aumento en el grado de carbonatación. Pasadas las 24 horas el árido fino reciclado carbonatado es sometido nuevamente al ensayo de densidad y absorción de agua, según lo establece la NC 251: 2011, para evaluar el impacto de la técnica en las propiedades del árido fino reciclado carbonatado.

2.2.2 Métodos De Ensayos Para Evaluar El Grado De Carbonatación

Aplicando el principio teórico del análisis termogravimétrico (TGA) y utilizando una mufla se diseñó un protocolo para medir el consumo de hidróxido de calcio Ca(OH)_2 como indicador de que existe una reacción de los productos de hidratación presentes en el mortero adherido al AFR con el CO_2 y la formación de calcita (CaCO_3) para comprobar el grado de carbonatación alcanzado. A continuación, se describe la formulación teórica para dicho protocolo.

En el caso de la piedra caliza, se conoce que su descomposición ocurre en un rango de temperatura entre los 550 y los 950 °C y se rige por la ecuación:



Donde, para una piedra caliza 100% pura, el CO_2 que se pierde representa aproximadamente el 43,97% de la masa de la piedra caliza. Esta pérdida de masa se usa para calcular el % de CaCO_3 en un material usando una regla de proporción:

$$(X\% / 100\%) = \text{PPI (550 -950}^\circ\text{C)} / 44 \quad (3)$$

Por otro lado, se conoce que la descomposición de los productos de hidratación del cemento ocurre en temperaturas entre los 50 y 400°C. La descomposición de portlandita Ca(OH)_2 , específicamente, ocurre en un rango (400 - 550°C) y las pérdidas de masa representan el 24.31% de la masa de la portlandita, por lo que la regla de proporción sería:

$$(X\% / 100\%) = \text{PPI (400 -550}^\circ\text{C)} / 24.3. \quad (4)$$

2.2.3 Métodos De Ensayos Al AFR Carbonatado Para Evaluar Impacto Del Tratamiento En Sus Propiedades Físicas

Cuando se examina la aptitud física de los áridos, es conveniente conocer y valorar las características propias de cada material, entre las cuales se pueden nombrar la densidad, el peso específico y la absorción. Los ensayos para medir peso específico y absorción de agua del AFR carbonatado se realizan según lo establecido en la NC 186: 2002 "Arena. Peso específico y absorción de agua. Método de ensayo".

2.2.4 Método Para El Diseño De Mezcla Para Hormigones

Para el diseño de mezcla de los hormigones se emplea el Método de Toufar es un método canadiense que se basa en la disminución del contenido de cemento mediante el cálculo de la proporción de áridos que garantice el menor volumen de vacíos. La hormigonera utilizada para la elaboración del hormigón tiene una capacidad de 10L, la tabla 3 muestra la dosificación de cada materia prima para este volumen.

Tabla 3- Dosificación de la mezcla de hormigón para un volumen de 10L

Volumen de 10 L	Cantidad	UM	
Cemento	3,8	kg	a/c
0-5 mm	7,75	kg	0,45
5-10 mm	2,7	kg	
10-16 mm	5,3	kg	
Agua	1,71	kg	
Aditivo	0,076	kg	2 % de cemento
Agua para pre saturar	0,816	kg	

Propiedades en estado fresco. Asentamiento

El asentamiento de cada lote de hormigón se comprobó mediante el ensayo de asentamiento por Cono de Abrams, según el procedimiento establecido en la NC ISO 1920-2:2010.

Propiedades en estado endurecido.

Resistencia a compresión

Una vez evaluado el asentamiento de la mezcla de hormigón se procede al llenado, compactación y curado de las probetas, siguiendo lo establecido en la NC 221: 2002 "Hormigón. Elaboración de probetas para ensayos", estas probetas serán utilizadas posteriormente en el ensayo de resistencia a compresión.

Para la determinación de la resistencia a compresión se sigue el procedimiento establecido en la NC: 724:2009 "Ensayos del hormigón. Resistencia del hormigón en estado endurecido". Los resultados obtenidos en este ensayo se muestran en la tabla 5.

Tabla 5- Resultados obtenidos en el ensayo de resistencia a compresión para los diferentes hormigones evaluados a las edades de 7 y 28 días

Dosificaciones	Peso de probeta (g)	Densidad de probeta 7d (kg/m ³)	Resistencia compresión 7d (MPa)	Peso de probeta (g)	Densidad de probeta 28d (kg/m ³)	Resistencia compresión 28d (MPa)
H1	2202.6	2190	30	2205,50	2183,33	38,5
H3	2174	2130	35,7	2165,67	2163,33	41,5

Porosidad

La porosidad efectiva de los hormigones se observó por el método de ensayo de absorción de agua por capilaridad, según lo establecido en la NC 345:2011: "Hormigón endurecido. Determinación de la absorción de agua por capilaridad".

Se cortaron cubos de hormigón de unos 30 mm, se secaron a 60°C hasta peso constante y se sellaron por el lado del manto con resina. Después de tomado el peso inicial, en determinados momentos (1/12; 1/6; 1/4; 1/2; 1; 2; 3; 4; 6; 24; 48; 72; 96 y cada 24 horas hasta peso constante) se pesan las muestras en estado de superficie seca y se introducen de nuevo en el agua.

Según lo establecido en la NC 345:2011 "Hormigón endurecido. Determinación de la absorción de agua por capilaridad", con los pesos obtenidos a las diferentes edades indicadas se grafica el peso en kg contra la raíz cuadrada del tiempo y se obtienen las curvas de absorción presentadas en la figura 3. De dichas curvas se obtiene el punto crítico de saturación Qn que posteriormente serán empleaos en la determinación matemática de la porosidad efectiva.

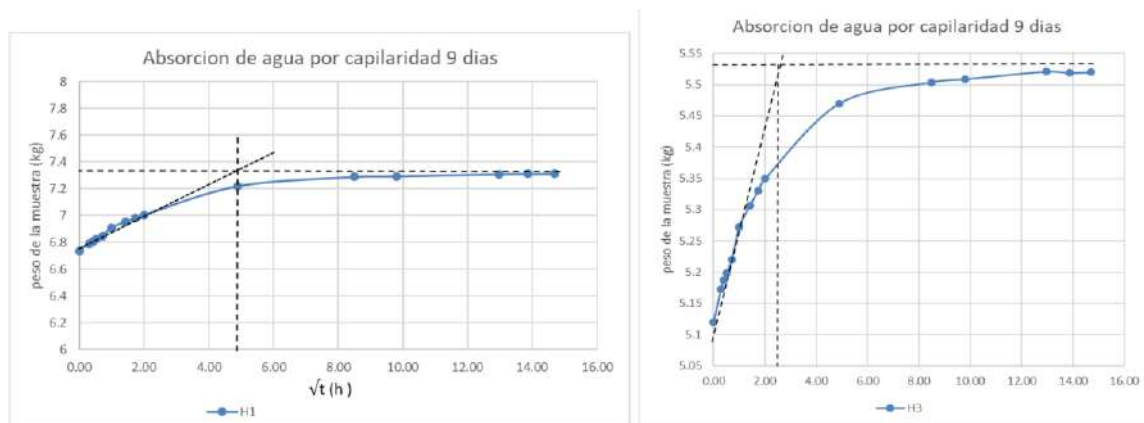


Fig. 3- Curvas de absorción de agua por capilaridad obtenidas para las diferentes dosificaciones de hormigón evaluadas

3. RESULTADOS

3.1 Evaluación del grado de carbonatación

A continuación, se discuten los resultados obtenidos en el ensayo termo gravimétrico, evaluado según el protocolo antes explicado, para la carbonatación del AFR de tipo mixto en la fracción 5-0,15 mm. Las temperaturas trabajadas (400^o, 550^o y 950^o) son asumidas tomando en cuenta la descomposición del Ca(OH)₂ y la CaCO₃ como se explicó anteriormente.

De manera general para la carbonatación del AFR mixto las mejores series, en función de la formación de CaCO₃ para un tiempo de exposición de 1 hora resultaron ser las series 2, 4 y 8, siendo la serie 2 con 10% de concentración de CO₂ y 65% de humedad relativa la que mayor por ciento de CaCO₃ alcanza con un 14,55%. Para un tiempo de 2 horas de exposición las mejores series resultaron 11, 14 y 18, esta última con 20% de concentración de CO₂ y 75% de humedad relativa alcanzando un 14,48% de formación de CaCO₃. Si se hace una comparación de las dos mejores series, 2 y 18 con la muestra de ARF sin carbonatar (serie de control) se puede ver que el aumento en el contenido de calcita es muy bajo siendo de 0,91% y 0,84% respectivamente, lo que demuestra que, a pesar de existir una carbonatación del material, evaluada también en la pérdida significativa de Ca(OH)₂ que presentan ambas muestras, todavía los niveles son muy bajos y esto se atribuye al poco tiempo de exposición de las muestras dentro de la cámara de carbonatación.

Influencia del tiempo de exposición

Una de las desventajas del método estático radica en que el material se encuentra distribuido en una fina capa sobre el fondo de la cámara de carbonatación y el CO₂ inyectado, aun cuando se utiliza en esta investigación un sistema de ventilación permanente dentro de la cámara, no entra en contacto con el material de manera uniforme. El CO₂ es más denso que el aire que circula dentro de la cámara de carbonatación, por lo que el material a carbonatar necesita mayor tiempo de exposición para asegurar que el gas se asiente en el fondo y reaccione de manera más eficiente. Tomando en cuenta la influencia del tiempo de exposición y como se presentó en el diseño de experimento, se realiza una carbonatación a 24 horas con los parámetros establecidos previamente en las mejores series de 1 y 2 horas. En la figura 4 se puede comparar el grado de carbonatación en los diferentes tiempos de exposición. Pasada 24 horas el AFR carbonatado, S19, presenta un incremento del 8,42% de CaCO₃ con respecto a la serie control, un valor significativo tomando en cuenta la desventaja antes mencionada.

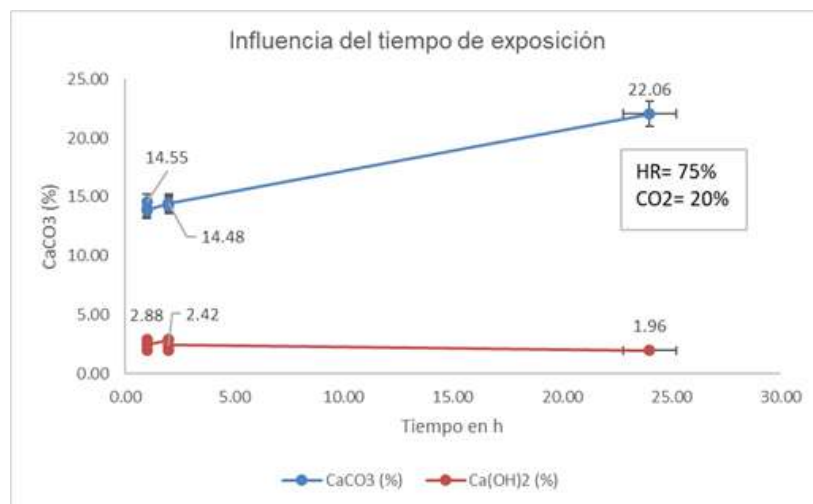


Fig. 4- Evaluación del grado de carbonatación del AFR en función del tiempo de exposición

Influencia de la humedad relativa y la concentración de CO₂

De la figura 5 se hace un análisis que ayuda a definir los parámetros de estado más pertinentes para la carbonatación del AFR mixto que se estudia. A medida que aumenta la HR en el sistema, incluso en las primeras horas, se evidencia un aumento en la formación de CaCO₃. Al mismo tiempo existe una relación entre la HR y la concentración de CO₂, para un valor máximo de HR del 75% la concentración de CO₂ con mejores resultados resulta del 20%.

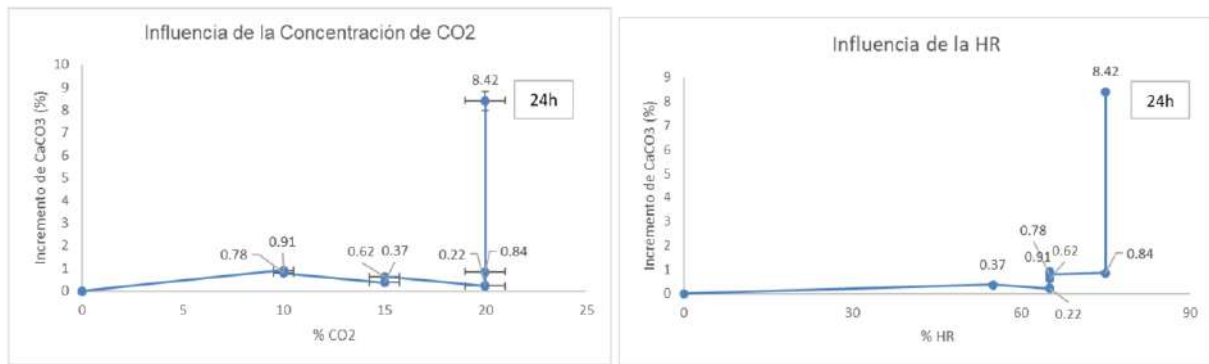


Fig. 5- Evaluación del grado de carbonatación del AFR en función de la concentración de CO2 y de la Humedad Relativa

3.2 Evaluación Del Impacto Del Tratamiento De Carbonatación Acelerada En Las Propiedades Físico-mecánicas Del AFR Carbonatado

El objetivo de implementar la técnica de carbonatación acelerada en el AFR es mejorar las propiedades de dicho material, especialmente la absorción de agua y la densidad a valores semejantes al árido natural. La tabla 8 muestra los resultados obtenidos en el ensayo de densidad y absorción de agua aplicado al AFR carbonatado con un tiempo de exposición de 24 horas.

Tabla 8- Resultados obtenidos en el ensayo de peso específico y absorción de agua al AFR carbonatado con un tiempo de exposición de 24 horas.

Densidad	Valores	UM
PEA	2,55	g/cm ³
PEC	2,35	g/cm ³
PES	2,43	g/cm ³
Absorción de agua	3,30	%

Como se observa en la figura 6, existe una disminución del 40% del valor de absorción de agua del ARF carbonatado con respecto al ARF sin carbonatar, lo que confirma un efecto positivo de la técnica aplicada sobre las propiedades del árido. Pese a las mejoras obtenidas, los valores de absorción del ARF carbonatado aún son superiores a lo establecido en la NC 251:2021 "Áridos para hormigones hidráulicos-requisitos"

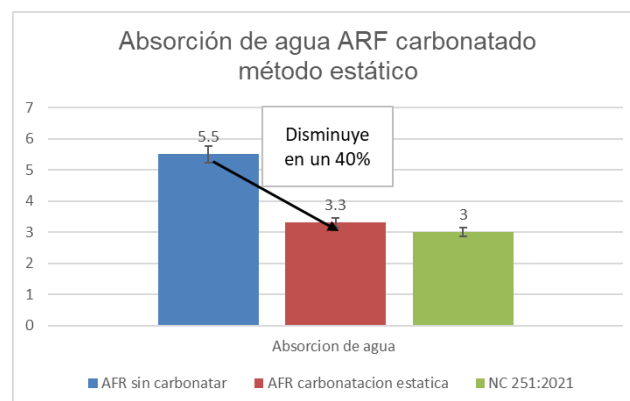


Fig. 6- Grafico comparativo entre los valores de absorción de agua del ARF sin carbonatar, carbonatado por método estático y lo establecido en la NC 251:2021

La densidad del árido reciclado suele oscilar entre 2,1 y 2,4 g/cm³, mientras que la densidad saturada con superficie seca varía entre 2,3 y 2,5 g/cm³, según lo que establece la norma NC: 251-2021: “Áridos para hormigones hidráulicos-requisitos” son considerados ligeros ya que no superan los 2,5 g/cm³. Los áridos naturales tienen una densidad superficial saturada-seca entre 2,6 g/cm³ y 2,7 g/cm³. En la figura 7 se observa que la densidad corriente y saturada del ARF carbonatado es superior a la obtenida para el ARF sin carbonatar, siendo las dos inferiores a 2.5 g/cm³. Es de destacar que, aunque mínima, se aprecia una mejoría en las propiedades del ARF una vez carbonatado, esto permite confirmar una vez más la efectividad del método aplicado.

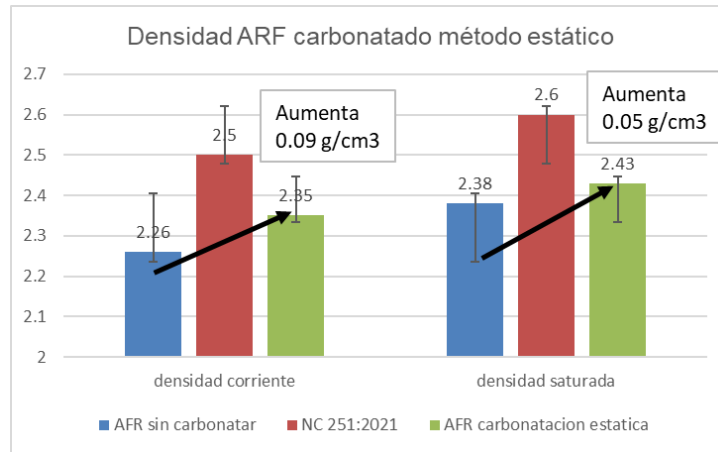


Fig. 7- Gráfico comparativo entre los valores de absorción de agua del ARF sin carbonatar, carbonatado por método estático y lo establecido en la NC 251:2021

3.3 Influencia de la técnica de carbonatación acelerada aplicada al AFR en las propiedades del hormigón

Para la elaboración de los hormigones se emplea el árido fino carbonatado en un tiempo de 24 h, cuyas propiedades fueron expuestas anteriormente y utilizando los parámetros de estado establecidos de HR= 75% y concentración de CO₂ = 20%.

Consistencia

Como se muestra en la figura 8 la incorporación de AFR carbonatado mejora la consistencia del hormigón. La consistencia del hormigón, que determina su trabajabilidad y facilidad de distribución en la obra, está influenciada por múltiples factores, entre ellos la naturaleza y propiedades de los áridos utilizados. En particular, la porosidad de los áridos juega un papel fundamental en la modificación de sus propiedades físicas y, por consecuencia, en la calidad del hormigón fresco. La presencia de porosidad aumenta la capacidad de absorción de agua de los áridos, disminuyendo la cantidad de agua disponible en la mezcla para la lubricación y la fluidez.

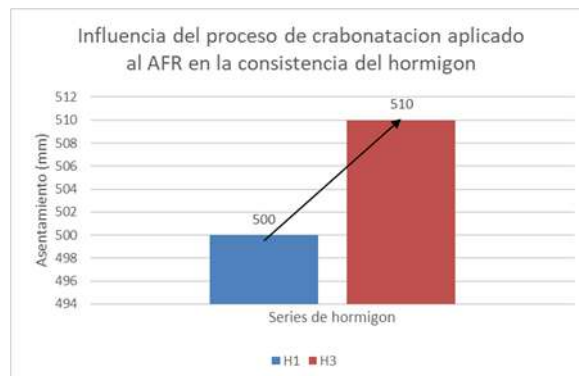


Fig. 8- Influencia del proceso de carbonatación aplicado al AFR en la consistencia del hormigón

Resistencia a compresión

Analizando la figura 9 se puede concluir que el proceso de carbonatación acelerada aplicada al AFR presenta un impacto positivo en la resistencia de los hormigones producidos. La serie H3 con AFR carbonatado y CP a los 28 días de curado presenta un incremento del 6.57% de resistencia con respecto a la Serie H1 con AFR sin carbonatar y CP.

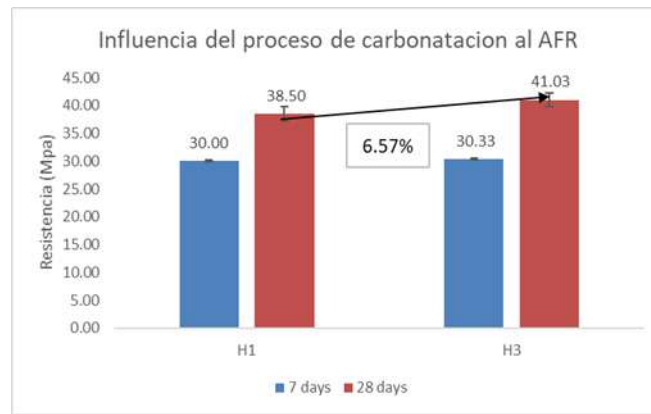


Fig. 9- Análisis de la influencia de la carbonatación acelerada en la resistencia compresión de los hormigones estudiados

3.4 Porosidad efectiva

[25<<z<xx] en su estudio emplea los criterios de evaluación establecidos por la Red Iberoamericana DURAR (Durabilidad de la armadura) del Programa CYTED (Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo), los criterios definen la calidad del hormigón según su porcentaje de porosidad efectiva:

- menor o igual al 10% se considera de buena calidad y compacidad
- entre el 10% y el 15% se considera de moderada calidad
- porcentaje >15%, indica un hormigón de durabilidad inadecuada

La NC 120: 2014 “*Hormigones Hidráulicos. Especificaciones*” establece como máxima porosidad efectiva en hormigones armados y pretensados valores entre 10 y 15 %, esta norma asocia los valores de porosidad efectiva al tipo de agresividad ambiente al que estarán expuestos los hormigones. Para la evaluación de la calidad de los hormigones estudiados en cuanto a su porosidad efectiva se tomará en cuenta los criterios de evaluación antes mencionados.

Con los datos obtenidos en el ensayo de absorción por capilaridad se pueden calcular la resistencia a la penetración del agua: $m (s/m^2)$, el coeficiente de absorción capilar k y la porosidad efectiva del hormigón ξ (%). La tabla 9 muestra los valores obtenidos en el ensayo de absorción por capilaridad para las dosificaciones de hormigón evaluadas, ambas superan el 15% de porosidad efectiva, lo que las clasifica como un hormigón de durabilidad inadecuada.

Tabla 9- Cálculo de factores obtenidos en el ensayo de absorción por capilaridad para las diferentes series de hormigón

	UM	H1	H3
Peso inicial (Q0)	kg	0,6735	0,512
Peso critico (Qn)	kg	0,7219	0,54
Tiempo critico (tn)	s	37,95	12,4
espesor (h)	m	0,05	0,05
Resistencia a la penetración de agua (m)	s/m ²	15180	4960
Superficie de contacto de la probeta (A)	m ²	0,0225	0,0225
Coeficiente de absorción capilar (k)		0,57	1,00
Porosidad efectiva (ξ)	%	4,30	2,49

Las mezclas de hormigones estudiadas presentan una sustitución del 100% de áridos naturales por áridos reciclados, una sustitución muy por encima de los máximos establecidos en las normas y en la mayoría de la literatura consultada, sin embargo, se destaca que los áridos reciclados empleados son de buena calidad, con valores de absorción de agua inferiores al 6% y buena distribución granulométrica, además el tratamiento de carbonatación acelerada aplicado al AFR disminuye la absorción de dicha fracción y mejora la red de poros del hormigón. Los hormigones estudiados presentan valores de porosidad efectiva inferiores al 5%, lo que los clasifica de muy buena calidad y compacidad, resultando la mezcla H3 la más densa con menor valor de porosidad.

Como se muestra en la figura 10 la mezcla H3 que incorporan AFR carbonatado presenta un menor tiempo para alcanzar el punto crítico, lo que se traduce en una menor porosidad en comparación con las mezclas H1 que presenta el AFR sin carbonatar. Esto evidencia un impacto positivo del tratamiento de carbonatación aplicado al AFR en la porosidad de los hormigones producidos. Dado que el árido representa tres cuartas partes del volumen de hormigón, la calidad del mismo será un factor importante en la porosidad. El empleo de áridos reciclados carbonatados en el hormigón reduce el tamaño de los poros del árido y la conectividad entre ellos. Además, se observa como la mezcla H3 tiene mayor velocidad de absorción alcanzando más rápido la saturación, debido a la menor conectividad de los poros por el efecto de la carbonatación del AFR. Esta serie resulta entonces la de menor porosidad.

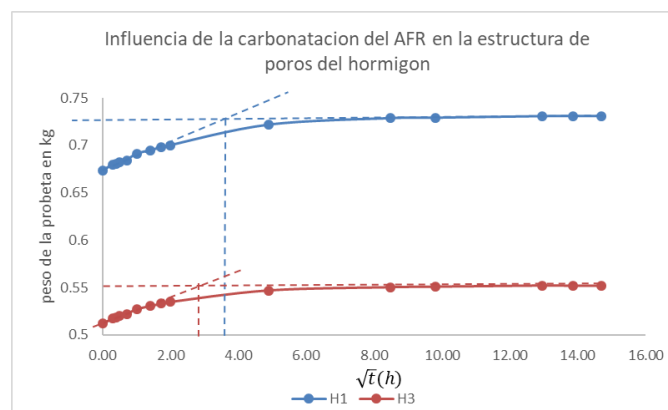


Fig. 10- Resultados del ensayo de absorción de agua por capilaridad. Análisis de la influencia de la carbonatación del AFR en la porosidad efectiva del hormigón.

4. CONCLUSIONES

Para la carbonatación del AFR mixto las mejores series, en función de la formación de CaCO_3 resulto ser S2 para un tiempo de exposición de 1 hora y S18 para un tiempo de 2 horas de exposición. Si se hace una comparación de estas dos series, con la muestra de ARF sin carbonatar podemos ver que el aumento en el contenido de calcita es muy bajo siendo de 0.91% y 0.84% respectivamente, lo que demuestra que, a pesar de existir una carbonatación del material, evaluada también en la pérdida significativa de Ca(OH)_2 que presentan ambas muestras, todavía los niveles son muy bajos y esto se atribuye al poco tiempo de exposición de las muestras dentro de la cámara de carbonatación.

Los parámetros de estado quedan definidos tomando en cuenta los mejores resultados de carbonatación obtenidos en los tiempos de 1 y 2 horas de exposición. Se estable como valor de humedad relativa 75% y la concentración de CO_2 del 20%.

Aumentar el tiempo de exposición a 24 horas serie (S19), produce un incremento del 8.42% de CaCO_3 con respecto a la serie control (sin carbonatar). Mejor valor obtenido por lo que esta combinación es la establecida para la producción de hormigones. Obteniéndose una disminución del 40% de absorción de agua en el árido fino reciclado carbonatado con respecto al árido fino reciclado sin carbonatar. Los valores de densidad corriente y saturada presentan un discreto aumento, 0,09 y 0,05 g/cm^3 respectivamente, en comparación con el árido fino reciclado sin carbonatar.

El proceso de carbonatación acelerada presenta un impacto positivo en las propiedades del hormigón. Según su asentamiento los hormigones son calificados de consistencia muy fluida según lo establecido en NC 251: 2021. La resistencia a compresión de los hormigones producidos también evidencia un impacto positivo la dosificación H3 con árido fino reciclado carbonatado a los 28 días de curado presenta un incremento del 6.57% de resistencia con respecto a la dosificación H1 con árido fino reciclado sin carbonatar.

En cuanto a la porosidad los hormigones estudiados presentan valores de porosidad efectiva inferiores al 15% por lo que son considerados hormigones de buena durabilidad para usos estructurales según las especificaciones de la NC 120: 2014. La mezcla H3 que incorpora AFR carbonatado es menos porosa en comparación con H1 que presenta el AFR sin carbonatar. Esto evidencia un impacto positivo del tratamiento de carbonatación aplicado al AFR en la porosidad de los hormigones producidos.

1. Zhang, L., et al., «Recent advancements in sustainable concrete materials: A review.», *Journal of Cleaner Production*, vol. 316, n.o 128138., 2023.
2. Thompson, J., et al., «Future directions in sustainable concrete research.», *Construction and Building Materials*, vol. 333, 2023.
3. Soroushian, P., & Zuo, J., «Sustainable Concrete: A Comprehensive Approach to Low-Carbon Cement Production», *Construction and Building Materials*, vol. 269, pp. 121-130, 2021.
4. Lal, R., et al., «Environmental impacts of sand mining.», *Environmental Science and Policy*, vol. 90, pp. 24-33, 2018.
5. Malhotra, V. M., & Ramezani, A., «Sustainable concrete: A review on recycling and reuse.», *Resources, Conservation and Recycling*, vol. 152, 2020.
6. A. Jindal, «Sustainable Construction Materials: Evaluating the Performance and Environmental Impact of Recycled Aggregates in Concrete», *DIRA*, vol. 12, n.o 4, pp. 25-32, dic. 2024, doi: [10.36676/dira.v12.i4.157](https://doi.org/10.36676/dira.v12.i4.157).
7. J. Kočí, J. Fořt, V. Kočí, y I. Hager, «Assessment of environmental impact of coarse aggregates substitution by crushed pavements in concrete mixtures», *MATEC Web Conf.*, vol. 322, p. 01036, 2020, doi: <https://doi.org/10.1051/mateconf/202032201036>
8. M. Marvila, P. De Matos, E. Rodríguez, S. Monteiro, y A. De Azevedo, «Recycled Aggregate: A Viable Solution for Sustainable Concrete Production», *Materials*, vol. 15, n.o 15, p. 5276, jul. 2022, doi: <https://doi.org/10.3390/ma15155276>
9. S. Dias, J. Almeida, A. Tadeu, y J. De Brito, «Alternative concrete aggregates - Review of physical and mechanical properties and successful applications», *Cement and Concrete Composites*, vol. 152, p. 105663, sep. 2024, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2024.105663>
10. F. de Andrade Salgado y F. de Andrade Silva, «Recycled aggregates from construction and demolition waste towards an application on structural concrete: A review», *Journal of Building Engineering*, vol. 52, p. 104452, jul. 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104452>
11. M. Seddik Meddah, «Recycled aggregates in concrete production: engineering properties and environmental impact», *MATEC Web Conf.*, vol. 101, p. 05021, 2017, doi: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201710105021>
12. G. Kaplan, «Investigation of Properties of Concrete Produced with Recycled Aggregates», *CEBACOM*, vol. 1, n.o 2, pp. 26-34, ene. 2021, doi: <https://doi.org/10.36937/cebacom.2020.002.005>
13. M. Rakshvir y S. V. Barai, «Studies on recycled aggregates-based concrete», *Waste Manag Res*, vol. 24, n.o 3, pp. 225-233, jun. 2006, doi: <https://doi.org/10.1177/0734242X06064820>
14. J. Xiao, L. Li, V. W. Y. Tam, y H. Li, «The state of the art regarding the long-term properties of recycled aggregate concrete», *Structural Concrete*, vol. 15, n.o 1, pp. 3-12, mar. 2014, doi: <https://doi.org/10.1002/suco.201300024>
15. A. Sharif., «Influence mechanism between green finance and green innovation: Exploring regional policy intervention effects in China.», *Technological Forecasting and Social Change*, vol. 182, septiembre de 2022.
16. L. Evangelista y J. de Brito, «Concrete with fine recycled aggregates: a review», *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 18, n.o 2, pp. 129-172, feb. 2014, doi: <https://doi.org/10.1080/19648189.2013.851038>
17. H. Hafez, R. Kurda, R. Kurda, B. Al-Hadad, R. Mustafa, y B. Ali, «A Critical Review on the Influence of Fine Recycled Aggregates on Technical Performance, Environmental Impact and Cost of Concrete», *Applied Sciences*, vol. 10, n.o 3, p. 1018, feb. 2020, doi: <https://doi.org/10.3390/app10031018>
18. B. J. Zhan, D. X. Xuan, W. Zeng, y C. S. Poon, «Carbonation treatment of recycled concrete aggregate: Effect on transport properties and steel corrosion of recycled aggregate concrete», *Cement and Concrete Composites*, vol. 104, p. 103360, nov. 2019, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103360>
19. Z. Lu, Q. Tan, J. Lin, y D. Wang, «Properties investigation of recycled aggregates and concrete modified by accelerated carbonation through increased temperature», *Construction and Building Materials*, vol. 341, p. 127813, jul. 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127813>

20. P. Gunning, «Accelerated Carbonation of Hazardous Wastes», 2011.
21. L. J. Parrott, «Carbonation, moisture and empty pores.», *Advances in Cement Research*, vol. 4, n.o 15, p. 111-118, 1991.
22. L. Zhiyuan et al., «Carbonation of blast furnace slag concrete at different CO₂ concentrations: Carbonation rate, phase assemblage, microstructure and thermodynamic modelling», *Cement and Concrete Research*, 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2023.107161>
23. C. Gombosuren, L. Myung-Kwan, Y. Myoung-Youl, L. Hyuk-Se, E. Odontuya, y C. Dong-Uk, «Strength, shrinkage and creep and durability aspects of concrete including CO₂ treated recycled fine aggregate», 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106062>
24. J. Birori, L. Hui, Z. Xudong, W. Xinjie, Y. Xiancui, y M. Tianyu, «Enhancing the Mechanical and Durability Properties of Fully Recycled Aggregate Concrete Using Carbonated Recycled Fine Aggregates», *Materials*, 2024, doi: <https://doi.org/10.3390/ma17081715>
25. V. J. Parrales-Espinales, B. Chiliquinga-Lago, y J. C. Guerra-Mera, «Composition of coarse and fine aggregate mixtures on the compressive strength and porosity of concrete», vol. 8, n.o 11, 2023.

*Comportamiento De Las
Estructuras De Pavimento Flexible
Con Bases Tratadas Con Cemento*

5

*Behavior Of Flexible Pavement Structures With
Cement-treated Bases*

Autores

Ana Valeria Palacios Mendoza

Ing. Civil. Universidad Técnica de Manabí(UTM),Ecuador

valekz716@hotmail.com

<https://orcid.org/0009-0000-5031-708X>

Eduardo Tejeda Piusseaut

Dr. Ciencias Universidad Técnica de Manabí(UTM),Ecuador

eduardo.tejeda@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-0589-9989>

Comportamiento De Las Estructuras De Pavimento Flexible Con Bases Tratadas Con Cemento

5

Behavior Of Flexible Pavement Structures With Cement-treated Bases

RESUMEN

En ingeniería de pavimentos, el tratamiento de las capas de base con cemento mejora la cohesión y resistencia de los agregados, generando pavimentos semirrígidos. Para evaluar el impacto del módulo de elasticidad de la base tratada, se diseñaron secciones con contenidos de cemento variables y espesores de base de 15 y 20 cm. Con un enfoque empírico mecanicista, usando ALIZE LCPC bajo el eje AASHTO, se simuló esfuerzos y deformaciones en la carpeta asfáltica, la base y la subrasante. Para cada configuración, se calcularon esfuerzos de tracción y deformaciones tangenciales mediante modelos ICAFIR adaptados al clima de Manabí y a los materiales disponibles. Los resultados mostraron que los esfuerzos de tracción en la base son casi independientes de su resistencia y espesor. Sin embargo, al aumentar el módulo de elasticidad de la base, fue necesario engrosar la carpeta asfáltica para mantener las tensiones admisibles. Con una base de 15 cm, elevar el módulo implicó aumentar la carpeta de 13 a 20 cm, reduciendo ligeramente la deformación tangencial y aumentando la rigidez en tracción compresión. En contraste, con base de 20 cm, el aumento de rigidez permitió reducir el espesor de la carpeta de 14 a 7 cm sin exceder la tensión permisible, además de disminuir las deformaciones superficiales. Estos hallazgos sugieren que, en bases delgadas, conviene reforzar la carpeta asfáltica al mejorar la rigidez de la base tratada. En bases más gruesas, es posible optimizar el espesor de la superficie, logrando economías de material sin comprometer el desempeño estructural.

Palabras clave: diseño de pavimentos, pavimentos semirrígidos, Grava-cemento, método empírico-mecanicista.

ABSTRACT

In pavement engineering, treating base layers with cement improves aggregate cohesion and strength, generating semi-rigid pavements. To evaluate the impact of the elastic modulus of the treated base, sections with varying cement contents and base thicknesses of 15 and 20 cm were designed. Using an empirical mechanistic approach, using ALIZE LCPC under the AASHTO axis, stresses and strains in the asphalt layer, base, and subgrade were simulated. For each configuration, tensile stresses and tangential strains were calculated using ICAFIR models adapted to the Manabí climate and available materials. The results showed that tensile stresses in the base are almost independent of its strength and thickness. However, as the elastic modulus of the base increased, it was necessary to thicken the asphalt layer to maintain allowable stresses. With a 15 cm base, increasing the modulus involved increasing the asphalt layer from 13 to 20 cm, slightly reducing tangential deformation and increasing tensile and compressive stiffness. In contrast, with a 20 cm base, the increased stiffness allowed the layer thickness to be reduced from 14 to 7 cm without exceeding the allowable stress, in addition to reducing surface deformations. These findings suggest that, on thin bases, reinforcing the asphalt layer is advantageous by improving the stiffness of the treated base. On thicker bases, surface thickness can be optimized, achieving material savings without compromising structural performance.

Keywords: pavement design, semi-rigid pavements, gravel-cement, empirical-mechanistic method.

Nota Editorial: Recibido: 7 de Junio 2025 Aceptado: 17 de Septiembre 2025

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los deterioros más frecuentes en las estructuras de pavimento es la deformación progresiva de las distintas capas que conforman el paquete estructural. Si bien estas deformaciones suelen ser inicialmente de baja magnitud, el efecto acumulativo del tráfico, —específicamente, la repetición cíclica de cargas sobre un mismo punto a lo largo del tiempo— puede provocar que las tensiones superen los valores admisibles de los materiales, lo que conlleva a la aparición de fenómenos como la fatiga y las deformaciones permanentes [1, 2].

La estabilidad de los materiales empleados en las capas del pavimento es una propiedad que se refiere a su capacidad para resistir los esfuerzos de compresión inducidos por el tránsito vehicular sin experimentar deformaciones perjudiciales para su funcionamiento estructural. Esta propiedad depende en gran medida del rozamiento interno entre los agregados y se alcanza mediante la conformación de un esqueleto mineral resistente y una adecuada compactación, que permita minimizar las deformaciones inducidas por las cargas de tráfico [3].

Las capas de base y subbase en la estructura del pavimento suelen estar constituidas por áridos no ligados, debido a la menor influencia de las cargas horizontales. Diversos estudios han evidenciado que factores como el contenido de finos, la densidad máxima y el tipo de agregado influyen significativamente en las propiedades mecánicas de estos materiales. Asimismo, otras variables como la forma y resistencia de las partículas individuales, así como la energía de compactación, también afectan de manera importante su comportamiento mecánico [4].

A lo largo del tiempo, se han desarrollado diversas técnicas orientadas a mejorar las propiedades mecánicas de las capas de base, mediante la incorporación de materiales estabilizantes que, al ser homogéneamente mezclados con los agregados, permiten alcanzar los niveles de resistencia requeridos. Entre estos aditivos destaca el cemento, ampliamente utilizado como agente estabilizante desde su primera aplicación en pavimentos en Carolina del Sur, Estados Unidos, en 1953 [5], [6].

En la actualidad, el uso de cemento en pavimentos flexibles de alto volumen de tránsito se ha incrementado notablemente, debido a la escasez de materiales granulares que cumplan con las especificaciones técnicas requeridas. Al combinarse con agregados de materiales granulares de base, el cemento actúa como aglomerante, aportando cohesión y mayor resistencia, transformando la estructura en un pavimento semirrígido. Esta mezcla es conocida comúnmente como grava-cemento [7], [8].

La estabilización con cemento es un proceso mediante el cual se incrementan significativamente las propiedades mecánicas del suelo, especialmente la resistencia a la compresión y la cohesión interna. Además, la hidratación del cemento contribuye a la formación de una matriz menos permeable, al rellenar los espacios intergranulares con productos de hidratación [9].

La referencia [10] presenta una revisión bibliográfica sobre la importancia de las capas de base y subbase en pavimentos, destacando el enfoque predominante en materiales tratados con cemento frente a los tradicionales no aglomerados. Este interés responde a los aumentos significativos en resistencia mecánica y capacidad de carga que ofrecen. Además, se analiza su impacto en la optimización de costos, al permitir la reducción de espesores estructurales. Sin embargo, se señala la falta de estudios sobre su comportamiento a largo plazo bajo condiciones reales de tráfico.

Algunos materiales no cumplen inicialmente con las especificaciones para su uso en capas de pavimento; no obstante, pueden corregirse mediante ajustes en su granulometría o plasticidad antes de aplicar el cemento. La investigación [11] expone un caso en el que un material destinado a subbase no cumplía con los requisitos de plasticidad, pero fue mejorado mediante la incorporación de arena de mar. Esta corrección permitió adecuar la granulometría, reducir la plasticidad y, tras el tratamiento con cemento, multiplicar por cuatro su resistencia (CBR) respecto al material original.

De forma similar, la mezcla de un material granular con arena de playa permitió corregir su granulometría. Al incorporar cemento, se observó un aumento en la densidad máxima y en la resistencia CBR. La adición de arena redujo la plasticidad del material al disminuir el contenido de finos (tamiz No. 40), lo que mejoró su desempeño bajo condiciones de saturación por inmersión [12].

Con el fin de evaluar si un material plástico inerte puede mejorar las propiedades mecánicas de una base granular, se estudió en laboratorio la resistencia a la compresión de mezclas con cemento y fibras recicladas de PET. Se emplearon dos materiales granulares: uno conforme a las especificaciones para base y otro fuera de norma por su granulometría. Los resultados indicaron que pequeñas cantidades de PET mejoran la densidad, pero su exceso genera desplazamiento de agregados y reduce la compactación. En general, el cemento tuvo un efecto más significativo en la resistencia que la adición de fibras plásticas [13].

El uso de emulsiones asfálticas para estabilizar materiales granulares en capas de base o subbase es una alternativa técnicamente viable. Sin embargo, al comparar su desempeño con el del cemento en un material granular de baja resistencia, ambos métodos mejoraron significativamente la capacidad estructural, pero el cemento mostró una mayor efectividad, incluso con dosificaciones bajas. En ambos casos se redujo el espesor requerido de las capas, aunque la estabilización con cemento resultó más eficiente y rentable frente a la opción sin tratamiento [14].

En Ecuador, la normativa MOP 2022 clasifica cuatro tipos de bases según el nivel de tránsito de la vía [15]. En las canteras del suroeste de Manabí, donde se explotan entre 7 000 y 9 000 m³ mensuales a cielo abierto, se obtiene material apto para producir Bases Clase 1A, destinadas a vías de alto tránsito [16]. Con base en su granulometría y desempeño, se propone su tratamiento con cemento, respaldada por estudios de Holcim que demuestran su eficacia [17]. Según esta empresa, dosificaciones de entre 4% y 8% permiten cumplir con las resistencias normativas, reducir la plasticidad, reducir la humedad óptima y mejorar la rigidez del material.

El presente artículo tiene como objetivo evaluar el comportamiento estructural del pavimento con capas de base tratadas con cemento. Para ello, se realizaron modelaciones computacionales en el software ALIZE, considerando diferentes resistencias posibles y espesores, con el propósito de identificar configuraciones que aseguren un adecuado desempeño estructural y deformaciones mínimas bajo cargas repetidas.

2. VARIABLES DE DISEÑO DE PAVIMENTO

Con el fin de evaluar la influencia del módulo de elasticidad de la capa tratada con cemento en una estructura semirrígida, se han desarrollado diversos diseños en los que se varía la resistencia de la base tratada mediante el incremento del porcentaje de cemento incorporado en las mezclas. El propósito consiste en generar diferentes combinaciones de espesores en las estructuras, considerando dos valores de espesor de base (15 y 20 cm), que permitan analizar las variaciones en las tensiones y deformaciones provocadas por la carga en la carpeta asfáltica, la base tratada y la subrasante. En estos diseños se han mantenido constantes el tráfico de diseño, la resistencia de la subrasante y la del material de subbase, mientras que la resistencia de la capa tratada se modifica en función del contenido de cemento añadido.

2.1. Tráfico de Diseño

La red vial de Ecuador se organiza en redes primarias, secundarias y locales, las cuales permiten la conectividad y movilidad dentro de cada cantón. La Tabla 1 presenta una jerarquización de las vías según su funcionalidad, donde cada tipo de vía se identifica con la letra "T" seguida de un número, asignado en orden decreciente según su categoría.

Tabla 1: Clasificación de la red vial de la ciudad de Portoviejo.

Jerarquía vial	Características
Primarias (T1)	Asume la movilidad principal de ingreso a la ciudad y la conectividad entre zonas.
Secundarias (T2)	Para la conectividad entre barrios con transporte multimodal.
Barrio (T3)	Asume la movilidad interna de los barrios con prioridad para el transporte no motorizado.

Los volúmenes de tráfico correspondientes a cada una de las categorías previamente definidas fueron obtenidos del Plan de Gestión de Pavimentos y Nomenclatura Vial de la Ciudad de Portoviejo. Dichos valores fueron proyectados al año de estudio (2022) mediante un análisis de crecimiento vehicular, empleando las tasas de incremento establecidas por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Con base en esta proyección, se establecieron rangos posibles para el tráfico de diseño en cada categoría, para un periodo de servicio de 10 años, calculando el número de ejes equivalentes de 8,2 toneladas conforme a la metodología establecida por la norma AASHTO-93 [18]. Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2: Número de ejes equivalentes (8.2 ton) en función del tipo de vía de la ciudad de Portoviejo.

Jerarquía vial	Número de ejes equivalentes (8.2 ton) en el período de servicio en el carril de diseño
Primarias (T1)	5x10 ⁶ a 10 x10 ⁶
Secundarias (T2)	5x10 ⁵ a 5x10 ⁶
Barrio (T3)	< 5x10 ⁵

2.2. Resistencia De La Subrasante

La resistencia de los suelos de subrasante constituye un factor fundamental en el diseño de pavimentos. En el cantón Portoviejo predominan suelos limo-arcillosos de alta plasticidad, con valores del Índice de Soporte de California (CBR, por sus siglas en inglés) que varían entre el 2 % y el 10 %. A partir de estos valores, se han clasificado las subrasantes en distintas categorías según el CBR de diseño y su correspondiente módulo resiliente, calculado mediante la ecuación empírica de la AASHTO ($MR = 10 \times CBR$). Para este estudio se adoptó un CBR de 5 %, lo que corresponde a una subrasante tipo S2, con un módulo resiliente medio de 45 MPa.

Tabla 3: Niveles de Subrasante en función del CBR.

Tipo de Subrasante	CBR (%)	Módulo Resiliente (MPa)
Subrasante (S1)	2	20
Subrasante (S2)	3-6	45
Subrasante (S3)	7-10	85
Subrasante (S3)	10	100

2.3. Caracterización de la base estabilizada con cemento

Para considerar el aporte estructural de la capa de base tratada con cemento se adoptaron los criterios del método de la Portland Cement Association (PCA, 1992) [19], en el que se define el diseño de los materiales aglomerados con cemento mediante ensayos de laboratorio realizados en probetas elaboradas con la mezcla del material y diversos porcentajes de cemento. Este procedimiento se estructura en dos etapas. En la primera, se determina la humedad óptima utilizando la relación humedad-densidad conforme a la norma AASHTO-T134 [20], estableciendo para cada porcentaje de cemento la correspondencia entre el contenido de humedad y la densidad de las mezclas de material tratado con cemento compactadas previamente a la hidratación. En una segunda etapa, se preparan probetas con cada contenido de cemento y teniendo en cuenta el porcentaje óptimo de humedad para ese contenido, para someterlas al ensayo a compresión simple tras el curado. La norma del Ecuador MOP-2002 [15] establece una resistencia mínima de 25 kg/cm² a los 7 días de curado.

Según la Portland Cement Association (PCA), al aumentar el contenido de cemento en las bases tratadas, se incrementa significativamente su módulo de elasticidad. La normativa AASHTO-93 [21] establece coeficientes de equivalencia estructural aplicables al diseño de pavimentos con materiales mejorados con cemento, en función de la resistencia a la compresión obtenida a los 7 días de curado. Para una base estabilizada con cemento, dicho coeficiente estructural se sitúa en un rango de 0,20 a 0,25 (pulg⁻¹). El módulo resiliente del material puede estimarse a partir de su resistencia a la compresión y del porcentaje de cemento empleado, como se indica en la Tabla 4. Estos valores permiten aproximar de manera confiable la capacidad estructural de las capas tratadas, en función de la dosificación de cemento utilizada.

Tabla 4: Módulo resiliente de materiales mejorados con cemento en función de la resistencia a compresión.

% de cemento en la Base	Resistencia a compresión a los 7 días de curado		Módulo Resiliente (MPa)	
	kg/cm ²	MPa	psi	MPa
4	38,2	2,4	775867	5351
5	43,3	4,2	880186	6070
6	47,7	4,7	969665	6687
7	53,0	5,2	1077541	7431
8	59,1	5,8	1201409	8286

2.4. Mezcla Asfáltica, Materiales De Base Y Subbase

Para los materiales que conforman la estructura del pavimento se ha considerado como capa de superficie una compuesta de hormigón asfáltico en caliente. Para la carpeta asfáltica, se evaluaron tres espesores distintos (10, 7,5 y 5 cm), seleccionados con base en valores comúnmente utilizados en soluciones de pavimentación en Ecuador. El módulo resiliente adoptado para la mezcla asfáltica es de 2600 MPa, determinado a partir de un estudio previo para una temperatura promedio de operación de 45 °C, valor representativo de las condiciones térmicas máximas esperadas en la provincia de Manabí, con una probabilidad del 50 %. Para la subbase, se consideró un material clasificado como Clase III (SB3), con un valor mínimo de CBR del 30 %, conforme a las especificaciones técnicas nacionales, y un módulo resiliente de 105 MPa.

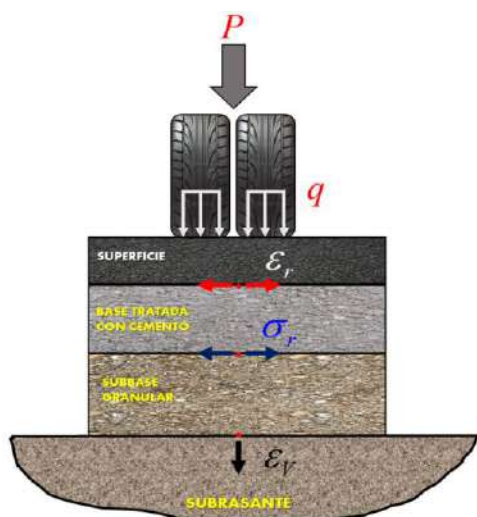
2.5. Condiciones Medioambientales

En los diseños se ha considerado el período del año en que las condiciones ambientales son más desfavorables, comprendido entre los meses de diciembre y mayo, cuando se registran las mayores precipitaciones. Durante este período, las humedades de los suelos de la explanación y de las capas no aglomeradas del pavimento alcanzan sus niveles más altos. Este factor se ha tenido en cuenta para considerar en el cálculo la resistencia de los suelos y de los materiales no aglomerados en la estructura

3. DIMENSIONAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS

La metodología empleada para el cálculo de los espesores del pavimento se basa en un enfoque empírico mecanicista. Este procedimiento comienza con la determinación de la respuesta estructural ante la carga aplicada, para lo cual se utilizó el software ALIZE-LCPC, desarrollado por el Laboratorio de Carreteras y Puentes de Francia [22]. En cada estructura propuesta, se calcularon las tensiones y deformaciones generadas por la carga por eje de diseño de la AASHTO, para luego determinar, mediante un proceso iterativo y con los modelos empíricos de comportamiento, los espesores de cada capa para el tráfico de diseño correspondiente.

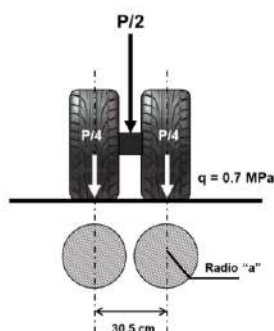
El modelo de referencia utilizado para obtener las respuestas estructurales se presenta en la Figura 1. Para el cálculo de la respuesta estructural, se definen un conjunto de condiciones iniciales comunes a todas las alternativas, tales como la carga, la presión de inflado, el radio circular equivalente y la relación de interacción entre capas.



- **Capas conformadas con mezclas bituminosas:** Máxima deformación radial en tracción (ϵ_r)
- **Capas tratadas con cemento:** Máxima tensión tangencial de tracción (σ_r)
- **Subrasantes:** Máxima deformación vertical de compresión (ϵ_v)

Figura 1: Esquema representativo del modelo de respuesta

El peso de los vehículos se transmite al pavimento a través del número de ruedas, distribuyéndose en un área que depende principalmente de la presión de contacto entre el neumático y la superficie del pavimento. En los métodos mecanicistas, estas solicitaciones se representan mediante el área de contacto y la presión ejercida [23] [24]. La norma de diseño considera como eje de cálculo un eje simple con ruedas duales, es decir, con cuatro ruedas, que soportan un peso total de 8200 kg. Para determinar la carga, se calcula un área circular equivalente formada por las ruedas duales, considerando una separación entre ruedas de 30,5 m. El radio de la carga transmitida por cada rueda puede determinarse a partir de la carga por rueda (2050 kg) y la presión de contacto entre el neumático y la superficie, tomada como la presión de inflado de 6.8 kg/cm² (0.68 MPa). La Figura 2 resume el cálculo del radio circular equivalente, el cual es aproximadamente de 10 cm.



- Peso del eje (P) = 8200 kgf
- Presión de inflado (q) = 6.8 kgf/cm²
- Área de contacto equivalente $\rightarrow A = \frac{(P/4)}{q} = \frac{2050 \text{ kgf}}{6.8 \text{ kgf/cm}^2} = 301.47 \text{ cm}^2$
- Radio de contacto equivalente $a = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{301.47}{\pi}} = 9.8 \approx 10 \text{ cm} \rightarrow$

Figura 2: Determinación del área circular equivalente

En el modelo de ALIZE, es necesario establecer la relación de interacción entre las capas que componen la estructura del pavimento. En este contexto, se definió como "vinculadas" aquellas interacciones en las que las capas son no aglomeradas, como es el caso de la subbase-subrasante. En el caso de las capas estabilizadas con cemento, debido a la diferencia en rigideces, la distribución de esfuerzos varía, y por tanto no existe compatibilidad de desplazamientos en la interacción, por lo que esta relación se considera como "no vinculada".

Para el dimensionamiento, se aplica el principio del método empírico-mecanicista, comparando los valores admisibles con los valores esperados según cada ley de fallo del material en cada capa. Se determina, por tanto, el número admisible de aplicaciones de carga (N), el cual debe ser superior al tráfico equivalente esperado durante el periodo de diseño del proyecto.

En las estructuras flexibles, conformadas por una carpeta asfáltica (CA) y capas de base y subbase no aglomeradas, los valores admisibles que deben verificarse corresponden a la deformación tangencial en el fondo de la carpeta asfáltica y a la deformación vertical en la parte superior de la subrasante. Por su parte, en las estructuras semirrígidas, donde se emplea una base aglomerada con cemento (BC), además de revisar las deformaciones admisibles en la carpeta asfáltica y en la subrasante, se incorpora la evaluación de las tensiones de tracción por flexión en las fibras inferiores de la capa tratada.

En este estudio, se han utilizado los modelos de ICAFIR (Instrucción de Diseño de Firmes de la Comunidad de Andalucía) [25], los cuales se ajustan a las condiciones climáticas de los diseños y a los materiales disponibles en la región de Manabí. En la Tabla 5 se muestran las leyes de fallo o de comportamiento empleadas, las cuales se seleccionan en función del tipo de material utilizado en cada capa de la estructura y en la subrasante.

Tabla 5: Modelo de comportamiento de ICAFIR

Variable	Modelo
Acumulación de deformaciones permanentes en la subrasante	$\varepsilon_v = 2.16 \cdot 10^{-2} \cdot N^{-0.28}$
Acumulación de deformaciones permanentes en mezclas bituminosas	$\varepsilon_r = 6.920 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0.27243}$
Acumulación de tensiones tangenciales en materiales tratados con cemento (Fatiga)	$\sigma_r(MPa) = 0.72 \cdot (1 - 0.065 \cdot \log N)$

3.1. Diseño De La Estructura Flexible

En este estudio se comparan los espesores calculados para estructuras semirrígidas que incorporan capas aglomeradas con cemento, con el objetivo de analizar la influencia del uso de gravacemento en los diseños. Para cuantificar mejor este efecto, se contrastan las estructuras semirrígidas con una estructura flexible, en la que las capas no están aglomeradas. Asimismo, se evalúa cómo el incremento en el contenido de cemento impacta en los espesores obtenidos.

Para el estudio, se seleccionó el tráfico estimado en las vías de mayor jerarquía vial (Primaria T1, con un rango de 5×10^6 a 10×10^6). En la subrasante, se consideró un Módulo Resiliente de 50 MPa, correspondiente a un CBR de 5%, valor que se considera como mínimo en varias normas de diseño.

La Tabla 6 presenta los resultados de los cálculos de los espesores de las capas en una estructura flexible, que cuenta con una base y subbase granular con módulos de resilientes de 600 MPa y 300 MPa, respectivamente. El valor admisible de deformación en la subrasante, según la ley de fallo y para el tráfico de diseño de 5×10^6 ejes equivalentes, es de $287,57 \times 10^{-6}$. Como se puede observar, el valor obtenido en la subrasante, para los espesores adoptados, es inferior, alcanzando un valor de $207,6 \times 10^{-6}$. La revisión de la carpeta asfáltica también muestra valores inferiores al valor admisible de la deformación tangencial para esos espesores de capa, obteniendo un valor de $100,4 \times 10^{-6}$, que es inferior al valor admisible de $103,54 \times 10^{-6}$.

Tabla 6: Resultados del cálculo de la estructura flexible, con base y subbase granular.

Paquete estructural	Espesores (cm)	Módulo (MPa)	Coefficiente de Poison	Parámetros	Valores permisibles	Valores calculados (Alize)
Superficie	17	2600	0,33	Deformación tangencial	$103,54 \times 10^{-6}$	$100,4 \times 10^{-6}$
Base	20	600	0,35			
Subbase	35	300	0,35			
Subrasante		50	0,35	Deformación vertical	$287,57 \times 10^{-6}$	$207,6 \times 10^{-6}$

3.2. Análisis De Los Diseños De Las Estructuras Semirrígidas

En cuanto a la resistencia de las bases tratadas, se ha tenido en cuenta la influencia del porcentaje de cemento añadido a las mezclas, lo que afecta directamente los valores de resistencia de la capa aglomerada. El incremento en el contenido de cemento provoca un aumento en la resistencia de la capa tratada. Así, para porcentajes de cemento añadidos a la mezcla del 4, 5, 6, 7 y 8%, los valores del módulo resiliente de la capa tratada son respectivamente: 5351 MPa, 6070 MPa, 6687 MPa, 7481 MPa y 8286 MPa.

Se han evaluado un total de 11 estructuras diferentes, en las que se mantiene constante el espesor de la capa de Subbase Clase III (40 cm), mientras que el espesor de la capa tratada varía según el cumplimiento de los valores admisibles establecidos por la ley de fallo en relación con el tráfico de diseño.

En la tabla 7 se muestran los cálculos para las estructuras semirrígidas, empleando espesores de capas tratadas de 15 y 20 cm. En el dimensionamiento del pavimento es esencial confirmar que la deformación vertical en la subrasante, derivada de la carga aplicada, se mantenga por debajo del límite admisible establecido según la ley de fallo utilizada y el tráfico de diseño. En este caso, el valor máximo permitido es de $287,6 \times 10^{-6}$. Se ha observado que el aumento en la resistencia de la base tratada, sin modificar el espesor de la base, resulta en una reducción de la deformación vertical en la subrasante. Esto se explica porque cada incremento en el módulo de elasticidad exige el correspondiente aumento del espesor requerido de la carpeta asfáltica, lo que reduce progresivamente las tensiones transmitidas a la subrasante, independientemente del espesor de la base empleada. En la figura 5 se pueden ver las variaciones experimentadas en la deformación vertical de la subrasante con los diseños.

Tabla 7: Resultados del cálculo de estructuras semirrígidas con tratada y subbase granular.

BASE TRATADA CON CEMENTO DE ESPESOR 15 cm					
% Cemento	Espesor de superficie (cm)	Módulo de base tratada (MPa)	Deformación tangencial en superficie	Tensión tangencial en la base	Deformación vertical en subrasante
4	13	5351	-0,8	-0,396	184,9
5	14	6070	0,8	-0,4	174,9
6	16	6687	1	-0,4	160,1
7	18	7431	1,5	-0,4	144,6
8	20	8286	1,9	-0,398	132,3
BASE TRATADA CON CEMENTO DE ESPESOR 20 cm					
4	7	5351	12,4	-0,402	184,9
5	9	6070	7,4	-0,4	167,3
6	10	6687	6,7	-0,4	158,3
7	12	7431	5,4	-0,4	144,6
8	14	8286	5,1	-0,398	134,7

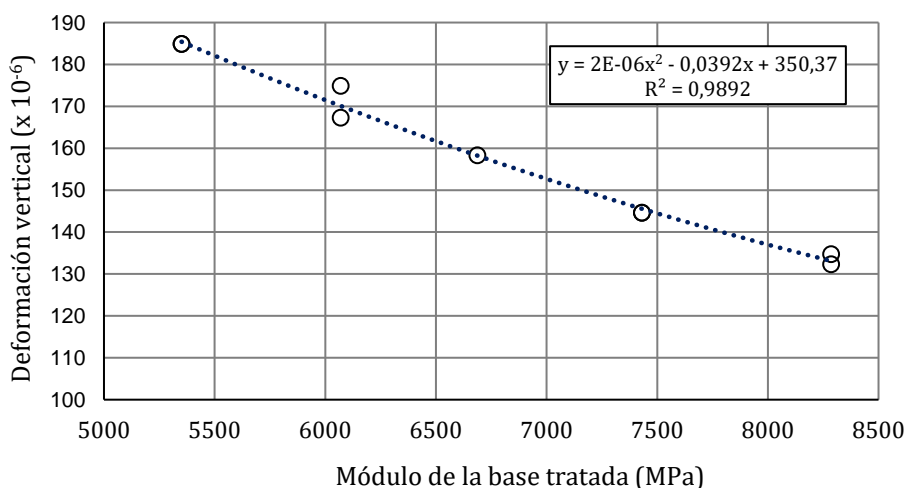


Figura 3. Variación de la deformación vertical en la subrasante con los incrementos de la resistencia de las bases aglomeradas, considerando los espesores de 15 y 20cm.

De acuerdo con la ley de fallo aplicada en el diseño para bases tratadas con cemento y considerando un tráfico de 5×10^6 ejes equivalentes, la tensión de tracción admisible es de 0,406 MPa. En los diseños realizados, los esfuerzos a tracción se han observado como independientes de la resistencia y el espesor de la base tratada, presentando un valor promedio de 0,4 MPa, inferior al límite permitido. Es preciso señalar que, para mantener constante dicho esfuerzo, independientemente de las variaciones en las resistencias del material de base, ha sido necesario incrementar el espesor de la carpeta asfáltica.

Con el incremento del módulo de elasticidad de la base, originado por el mayor porcentaje de cemento, se requiere, en un espesor de base de 15 cm, aumentar el espesor de la capa superficial (de 13 a 20 cm) para garantizar que el esfuerzo permisible de tracción en la base sea adecuado. Este ajuste provoca una leve variación en la deformación tangencial de la superficie, modificando el comportamiento de tracción a compresión conforme incrementa la resistencia de la base tratada.

Por otro lado, al emplear una base de 20 cm de espesor y aplicar los mismos incrementos en la resistencia del material tratado, se observa una reducción significativa en el espesor de la capa superficial, alcanzando valores entre 7 y 14 cm.

Este mayor espesor de superficie resulta determinante para asegurar que el esfuerzo permisible de tracción en la base se cumpla, produciendo en este caso una reducción de las deformaciones tangenciales en la superficie asfáltica. En la Figura 6 se muestran estas variaciones para los espesores utilizados en la base tratada, de 15 y 20 cm.

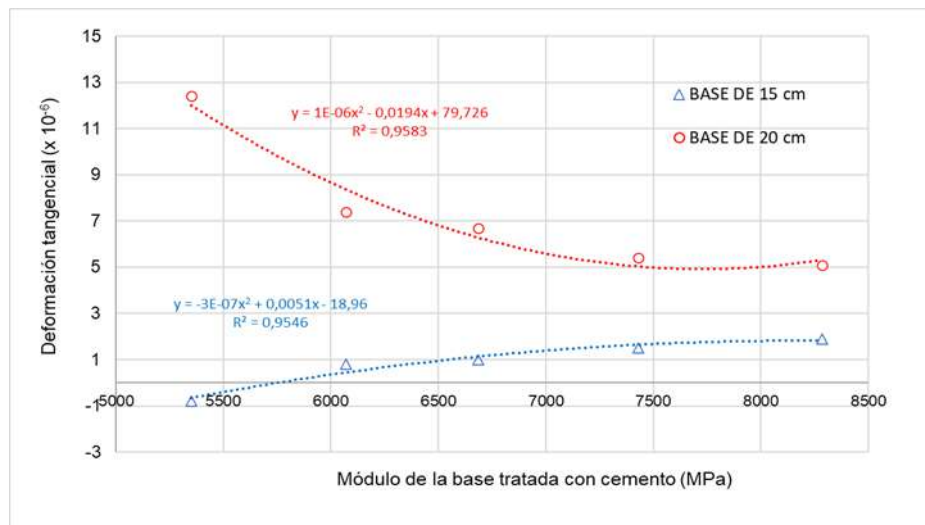


Figura 4. Variación de la deformación tangencial en la carpeta asfáltica con el incremento de la resistencia de la base aglomerada

4. CONCLUSIONES

El aumento en el porcentaje de cemento en la mezcla mejora significativamente la resistencia de la base tratada, reflejándose en valores crecientes del módulo resiliente. Esta mejora estructural permite diseñar pavimentos más eficientes frente a cargas pesadas.

A mayor módulo resiliente de la base tratada, menor es la deformación vertical inducida en la subrasante, lo que se traduce en una mayor durabilidad de la estructura, ya que se reduce el riesgo de fallos por deformación excesiva.

Para mantener las tensiones dentro de los límites permisibles (especialmente la tracción en la base tratada), es necesario modificar el espesor de la carpeta asfáltica. A medida que aumenta la rigidez de la base, también debe incrementarse el espesor de la superficie para disipar adecuadamente las tensiones.

Con una base tratada de 15 cm, es necesario incrementar considerablemente el espesor de la carpeta asfáltica (de 13 a 20 cm) para cumplir con los criterios de diseño. Sin embargo, al aumentar el espesor de la base a 20 cm, se logra una reducción sustancial en el espesor requerido de la superficie (de 14 a 7 cm), lo que mejora la capacidad estructural del diseño.

La correcta combinación de espesor y resistencia de la base tratada permite optimizar el diseño del pavimento, logrando un equilibrio entre durabilidad y economía. El aumento del espesor de la base permite disminuir la carpeta asfáltica sin comprometer el desempeño estructural, reduciendo deformaciones superficiales y cumpliendo con los esfuerzos admisibles.

1. K. A. Mayorga-Ribero, M. K. Gambús-Ordaz, M. F. Palencia-Muñoz, and D. F. Suárez-Arias, "Numerical modeling to evaluate tensile mechanical and shear failure of cement in the casing-cement interface," *Dyna*, vol. 89, no. 221, pp. 41-49, 2022. <https://doi.org/10.15446/dyna.v89n221.98464>
2. H. Sharafi and M. Shekarbeigi, "Experimental evaluation of the behavior of Sandy Soil–Cement Mixture," *Revista Ingeniería UC*, vol. 26, no. 3, pp. 258-272, 2019. ISSN: 1316–6832, Online ISSN: 2610-8240.
3. G. S. Massenlli and C. E. de Paiva, "Influencia de la deflexión superficial en pavimentos flexibles con subrasante de baja resistencia," *Ingeniare. Revista chilena de ingeniería*, vol. 27, no. 4, pp. 613-624, 2019. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-33052019000400613>
4. Thai, H. N., Kato, A., Nguyen, H. G., Nguyen, T. D., Tong, T. K., Nguyen, V. T., ... & Kawamoto, K. (2021). Effects of particle size and type of aggregate on mechanical properties and environmental safety of unbound road base and subbase materials: A literature review. *Geomate Journal*, 20(78), 148-157. (4). DOI: <https://doi.org/10.21660/2021.78.GX281>
5. H. Ge, J. C. Quezada, V. Le Houerou, and C. Chazallon, "Multiscale analysis of tire and asphalt pavement interaction via coupling FEM–DEM simulation," *Engineering Structures*, vol. 256, p. 113925, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.113925>
6. R. Visairo-Méndez, A. A. Torres-Acosta, and R. Alvarado-Cárdenas, "Specimen size effect on the durability indexes determination for cement-based materials," *Revista ALCONPAT*, vol. 9, no. 3, pp. 288-302, 2019. <https://doi.org/10.21041/ra.v9i3.381>
7. E. H. Sánchez Cotte and G. Torres Chueco, "Desempeño de un material granular estabilizado con cemento cuando se aplica carga a compresión," *Tecnura*, vol. 23, no. 60, pp. 59-71, 2019. <https://doi.org/10.14483/22487638.14640>
8. D. R. Biswal, U. C. Sahoo, and S. R. Dash, "Mechanical characteristics of cement stabilised granular lateritic soils for use as structural layer of pavement," *Road Materials and Pavement Design*, vol. 21, no. 5, pp. 1201-1223, 2020. <https://doi.org/10.1080/14680629.2018.1545687>
9. F. D. Q. Pesántez, M. B. Á. Calle, and C. J. C. Castro, "Análisis de costos entre estabilización suelo cemento y el mantenimiento periódico de vías rurales en la Provincia del Cañar," *Dominio de las Ciencias*, vol. 7, no. 1, p. 14, 2021. <http://dx.doi.org/10.23857/dc.v7i1.1678>
10. Suryawanshi, A. A., & Pale, P. (2022). A review on a study of importance in base and sub-base layers of road pavement. *International journal of advances in engineering and management (IJAEM)*, 4(1456). DOI: <https://doi.org/10.35629/5252-040514561458>
11. Morales-Hidalgo, J. P., Ortiz-Hernández, E. H., & Intriago-Álava, C. I. (2023). Mejoramiento de material granular con cemento tipo MH y agregados finos de arena de playa proveniente de la costa en la provincia Manabí. *Revista Científica INGENIAR: Ingeniería, Tecnología e Investigación*. ISSN: 2737-6249., 6(11 Ed. esp.), 2-15. <https://doi.org/10.46296/ig.v6i11edesepfeb.0085>
12. Alexander, G. G. V., & Hernández, E. O. (2023). Combinación granulométrica de material granular con agregados finos de arena de playa proveniente de la costa en la Provincia de Manabí para el mejoramiento de subbases. *Polo del Conocimiento*, 8(6), 1399-1422. DOI: <https://doi.org/10.23857/pc.v8i6>
13. Carballo Rojas, M., Gallardo Mejía, M. D. C., & Murillo Chacón, M. (2023). Análisis de una base granular estabilizada con cemento y adición de fibras de PET reciclado. *Infraestructura Vial*, 25(44), 75-84. DOI: <https://doi.org/10.15517/iv.v25i44.54855>
14. Surita Gil, L. E., Fernández Huamán, R. I., & Chahuares Paucar, L. (2023). Aporte estructural de capa base granular estabilizada con cemento Portland tipo I versus emulsión asfáltica catiónica para vías urbanas. *Gaceta Técnica*, 24(2), 4-22. <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica242.2> (14)
15. MOP-2002, "Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes," 2002.(15)

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

16. B. E. V. Hernández and W. E. R. Párraga, "Estudio de los agregados pétreos de las canteras de Manabí y la dosificación del hormigón en la construcción de viviendas de interés social," Polo del Conocimiento, vol. 7, no. 7, pp. 1506-1522, 2022. <https://doi.org/10.23857/pc.v7i7> (16)
17. H. E. S.A., "Soluciones en cemento: HOLCIM Base Vial Ficha Técnica.," 2016. <https://es.scribd.com/document/474650894/TIPO-MH> (17)
18. Quintana, H. A. R., & Lizcano, F. A. R. (2023). Pavimentos-2da edición: Materiales, construcción y diseño. ECOE ediciones (18). ISBN (electrónico): 978-958-5473-45-4
19. Soil-Cement Laboratory Handbook, 2001. <https://trid.trb.org/view/349961> (19)
20. ASHTO T 134. Standard Method of Test for Moisture–Density Relations of Soil–Cement Mixtures
21. AASHTO, A. A. (1993). Guide for Design of Pavement Structures 1993. Washington, D.C: AASHTO.
22. IFSTTAR. (2016). Alizé-LCPC, Software for pavement structures analysis and design, Saint-Maurice, France. [Online]. Available. <https://www.alize-lcpc.com/>
23. F. M. H. López, "Procedimiento para el diseño por fatiga de pavimentos de hormigón simple para carreteras en Cuba," Phd Thesis, Universidad Técnica de La Habana CUJAE, La Habana, Cuba, 2016. <https://www.researchgate.net> › publication
24. R. M. Martínez, E. T. Piusseaut, and F. M. H. López, "Estimación del módulo de elasticidad equivalente en la superficie del conjunto de subbase y subrasante como cemento para proyectos de reciclado en Cuba," Carreteras: Revista técnica de la Asociación Española de la Carretera, no. 215, pp. 74-81, 2017. ISSN 0212-6389
25. ICAFIR. Instrucción para el diseño de firmes de la Red de Carreteras de Andalucía, 2007. <https://www.juntadeandalucia.es>

*Evaluación Del Diseño Geométrico De
La Intersección Tipo Rotonda El
Aguador En La Ciudad De Machala.*

6

*Evaluation Of The Geometric Design Of The El Aguador
Roundabout Intersection In The City Of Machala*

Autores

Angie Mayded Japón Nevarez

Ing. Civil, Universidad Técnica de Machala, Ecuador

ajapon1@utmachala.edu.e

<https://orcid.org/0000-0002-4899-8151>

Erwin Javier Oyola Estrada2

Ing. Civil, Universidad Técnica de Machala, Ecuador

eoyola@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-4710-681x>

Elsi América Romero Valdiviezo

Ing. Civil, Universidad Técnica de Machala, Ecuador

eromero@utmachala.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0001-7482-7324>

Evaluación Del Diseño Geométrico De La Intersección Tipo Rotonda El Aguador En La Ciudad De Machala.

6

Evaluation Of The Geometric Design Of The El Aguador Roundabout Intersection In The City Of Machala

RESUMEN

Las rotondas son intersecciones ampliamente utilizadas por su capacidad para mejorar la fluidez vehicular y reducir los puntos de conflicto. No obstante, su efectividad depende de un diseño geométrico adecuado que considere el tipo de tráfico, los volúmenes de ingreso y la seguridad de los usuarios. En la ciudad de Machala, la Rotonda El Aguador constituye un punto estratégico que conecta las avenidas Guayas, Circunvalación Norte (Noroeste y Sureste) y Vía La Primavera, vías con alta carga vehicular que cumplen funciones de conexión logística y de movilidad urbana. El crecimiento del parque automotor y la variabilidad en los anchos de carril y radios de giro han generado problemas de congestión y demoras, sobre todo en horas pico, así como riesgos de accidentes en esta intersección. Este estudio tiene como objetivo evaluar el estado actual del diseño geométrico de la Rotonda El Aguador de forma elíptica y proponer alternativas de mejora que incrementen su capacidad operativa y seguridad vial. Los resultados obtenidos confirman la necesidad de un rediseño integral que optimice radios de giro, dimensiones de carriles y señalización. Su implementación permitirá reducir la congestión y mejorar la movilidad en uno de los nodos más importantes de Machala.

Palabras clave: congestionamiento, diseño, elementos geométricos, elíptica, rotonda

ABSTRACT

Roundabouts are a widely adopted intersection type recognized for their ability to enhance traffic flow efficiency and reduce potential conflict points. However, their operational performance is highly dependent on an adequate geometric design that considers traffic composition, entry volumes, and user safety. In the city of Machala, the El Aguador Roundabout functions as a strategic transportation node, connecting Guayas Avenue, Circunvalación Norte (Northwest and Southeast), and La Primavera Avenue—arterial corridors with significant traffic demand that support both logistic operations and urban mobility. The rapid increase in the vehicle fleet, combined with inconsistencies in lane widths and turning radii, has resulted in recurrent congestion, extended travel times during peak hours, and elevated crash risk at this intersection. The present study seeks to evaluate the existing conditions of the elliptical geometric design of the El Aguador Roundabout and to propose redesign alternatives aimed at improving its operational capacity and safety performance. The results confirm the need for a comprehensive geometric redesign that optimizes turning radii, lane configurations, and traffic control devices. Implementing these measures is expected to alleviate congestion and significantly enhance mobility at one of Machala's most critical traffic nodes.

Keywords: congestion, design, geometric elements, elliptical, roundabout

Nota Editorial: Recibido: 12 de Junio 2025 Aceptado: 19 de Septiembre 2025

1. INTRODUCCIÓN

En el contexto del desarrollo vial en Ecuador, las rotondas han surgido como una solución estratégica para mejorar la seguridad y la eficiencia del tráfico en intersecciones de alta demanda. Evaluar la influencia del diseño geométrico en la Rotonda El Aguador, ubicada en la ciudad de Machala, resulta fundamental para garantizar que tanto vehículos livianos como pesados puedan transitar sin obstruir el flujo vehicular ni generar congestión, evitando así daños a elementos circundantes y cumpliendo con el objetivo de reducir la velocidad y mejorar la seguridad vial.

En Ecuador, la carencia de normas técnicas específicas para el diseño de rotondas ha generado inconsistencias en su construcción y operación, afectando la fluidez del tránsito. La adopción de criterios basados en estándares internacionales podría contribuir a optimizar su funcionamiento. Comprender las trayectorias de giro, las velocidades y otros factores que afectan las maniobras vehiculares es esencial para determinar soluciones adecuadas [1].

En el caso particular de la Rotonda El Aguador, se ha identificado una variabilidad en los anchos de los carriles, lo que afecta la visibilidad y eleva el riesgo de colisiones, aumentando la probabilidad de accidentes. Además, el diseño geométrico de las vías de acceso presenta desafíos notables, como la reducción del ancho en ciertos ramales, formando cuellos de botella, y radios de giro insuficientes para vehículos pesados, factores que comprometen la eficiencia operativa de la rotonda.

Durante periodos de alta demanda, los conductores enfrentan demoras significativas debido a la desaceleración, las colas y la espera para incorporarse al flujo vehicular [2], resulta en una congestión significativa, Esto no solo incrementa el tiempo total de desplazamiento, sino que también puede llevar a un mayor consumo de combustible y a un aumento de las emisiones de gases contaminantes.

El radio de giro insuficiente y ángulos de entrada inadecuados, presentes en cerca del 60 % del trazado, constituyen factores críticos de conflicto vehicular [3].

La necesidad de mejorar el diseño geométrico de esta intersección es evidente, dado el impacto que las rotondas tienen en la circulación tanto en sus accesos como en las vías adyacentes. En condiciones de saturación, incluso pequeñas interrupciones pueden afectar significativamente el flujo general [4]. En América Latina, el crecimiento urbano no planificado ha generado un aumento del parque automotor privado, intensificando los desafíos de movilidad [5].

Una rotonda funcional debe estar diseñada para satisfacer las necesidades básicas de los usuarios, como la seguridad y la comodidad, a través de estrategias que optimicen el uso del espacio vial [6]. Este tipo de intersecciones suele ser preferido sobre otras alternativas no semaforizadas por su capacidad para reducir puntos de conflicto y fomentar velocidades de entrada más bajas [7].

Machala, como una de las ciudades más pobladas de la provincia de El Oro y centro logístico clave para el transporte de banano, experimenta un crecimiento vehicular significativo. La zona de estudio constituye una vía de conexión hacia otras regiones, lo cual incrementa el tránsito de vehículos de carga y pasajeros. En este contexto, la configuración geométrica de la rotonda debe considerar las características del parque vehicular [8].

Diversos estudios han demostrado que la implementación de rotondas puede reducir la congestión vehicular, especialmente al minimizar los choques frontales y laterales al obligar a los conductores a reducir la velocidad [9].

Este estudio evalúa la condición geométrica de la rotonda del monumento El Aguador, considerando los radios de giro requeridos y las trayectorias de los vehículos, con base en un levantamiento topográfico realizado mediante tecnología RTK y dron, lo que permite una recolección de datos más rápida y segura, incluso en zonas de difícil acceso [10].

A nivel internacional, investigaciones como la desarrollada en Beijing (China) han analizado la relación entre el ancho de carril y diversos factores de diseño, concluyendo que anchos de 3.1 m y 2.8 m (en zonas limitadas) son los más eficientes para intersecciones urbanas [11]. De manera similar, en Bogotá se ha evaluado el impacto del espacio reducido en rotondas, utilizando simulaciones en software microscópico como Vissim para optimizar la infraestructura vial [12].

Otras experiencias, como la propuesta de mejora en la intersección de la Avenida Tinkuy en Potosí (Bolivia), han demostrado que la implementación de una nueva rotonda puede mejorar significativamente el nivel de servicio [13]. En Portoviejo (Ecuador), se ha identificado que los vehículos livianos representan la principal causa de congestión, lo cual refuerza la necesidad de un diseño adecuado que permita una movilidad urbana sostenible [14].

Finalmente, el desarrollo de modelos de diseño óptimo, como los implementados en la ciudad de Machala utilizando el software AIMSUN, ha mostrado que la eficiencia del tráfico urbano depende no solo de la geometría, sino también de una correcta gestión de los puntos de control como los semáforos. [15]

Objetivos y alcances

Evaluar el diseño geométrico de la intersección tipo rotonda el aguador en la ciudad de machala, provincia de el oro, ecuador, mediante el análisis de sus elementos geométricos, flujos vehiculares y cumplimiento de la normativa vigente, con el fin de proponer un rediseño que mejore la capacidad operativa y la seguridad vial.

El estudio evalúa el diseño geométrico y la operación vial de la rotonda el aguador en machala, mediante levantamientos topográficos y aforos vehiculares para la formulación de rediseño geométrico con base en normativas nacionales e internacionales, orientada a optimizar la capacidad de la intersección y garantizar la seguridad de todos los usuarios, incluyendo automóviles, camiones, buses y motociclistas y peatones.

2. METODOLOGÍA

En la rotonda El Aguador, la zona de estudio se ha delimitado considerando un radio de 100 metros desde el centro de la glorieta hacia los cuatro carriles de circulación de cada una de las vías que convergen en la intersección. Estas vías están conformadas principalmente por las avenidas Circunvalación Norte y Guayas, ubicadas dentro del perímetro urbano de la ciudad de Machala. Asimismo, se incluye la Avenida Primavera, una ruta estratégica que conecta el Norte de la provincia con la parroquia La Iberia y facilita el transporte de banano hacia el Puerto Bolívar. En la Figura 1 se presenta la delimitación de la zona de estudio.



Fig. 1- Delimitación de la zona de estudio del Monumento Al Aguador

El presente trabajo se enmarca dentro de una investigación aplicada, tiene como objetivo principal la evaluación del diseño geométrico de la rotonda, basado en normativas técnicas y análisis de datos como la capacidad vehicular. Además, corresponde a una investigación descriptiva puesto que se detallan las condiciones actuales de la vialidad y se analizan los efectos de diseño.

El enfoque metodológico es de tipo cuantitativo, centrado en la recopilación de datos medibles, modelaciones geométricas y análisis de capacidad vial, que ayudan a la determinación de los criterios óptimos para el diseño de La Rotonda El Aguador.

Para cumplir con los objetivos planteados, se recurrió a la revisión bibliográfica y normativa, empleando manuales técnicos como el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras del Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, así como los lineamientos de la normativa AASHTO, con el fin de establecer los criterios de evaluación del diseño geométrico.

El levantamiento topográfico se ejecutó mediante el uso de tecnología RTK y vehículos aéreos no tripulados (dron), lo cual permitió obtener un modelo digital de terreno detallado y seguro, incluso en zonas de difícil acceso. Esta información sirvió como base para la generación de planos actualizados y la verificación de las condiciones geométricas actuales de la intersección.

Para el análisis y rediseño geométrico se utilizaron herramientas de diseño asistido por computadora (CAD), lo que permitió generar planos a escala real y simular el comportamiento del tráfico con diferentes configuraciones. Se emplearon softwares especializados como AutoCAD Civil 3D y Vehicle Tracking, con el fin de validar trayectorias vehiculares, radios de giro y anchos de carril.

Rotonda. Intersecciones con un carril de circulación unidireccional el cual va rodeando una isla central, mayormente se encuentran diseños de rotondas donde los vehículos que ingresan a este tipo de intersección deben ceder el paso a los vehículos que se encuentra en el carril circular. Se sitúa una rotonda en algún terreno donde las condiciones de circulación vehicular no son favorables, por lo tanto, para que la rotonda tenga eficiencia operativa está directamente conectado con las condiciones de tráfico en el carril circular y por supuesto del diseño geométrico de la misma [16].

Diseño de rotonda. Un buen diseño de rotonda desempeña un papel fundamental en la trayectoria vehicular, donde soluciona el tráfico óptimo de las condiciones que se presente. Un diseño adecuado de la rotonda se basa en primer lugar en las dimensiones de las vías que convergen en la intersección donde se selecciona el radio exterior para determinar la capacidad y eficiencia, permitiendo un flujo vehicular más suave, otro dato para el diseño inicial es la colocación de ejes de los tramos aproximados y definir cuál será la geometría de diseño de los carriles de entrada y salida que tendrá [17].

Análisis de la trayectoria barrida. Con este análisis se puede asegurar que la geometría de la rotonda permite que los vehículos circulen de manera segura y eficiente. Esto se realiza dibujando las trayectorias que tienen los vehículos en movimiento que se han diseñado para todas las direcciones posibles que se puede presentar en un plano de intersecciones. Se puede realizar hoy en día mediante un simulador por medio de un computador utilizando software especializado como es Vehicle tracking, AutoTURN o también AutoTRACK. [18].

Ancho de carril. Actualmente los estudios que se han realizado se ha destacado que la desviación del ángulo recto debe reducirse a 25° para así poder cumplir con las condiciones de distancia visual en las intersecciones. La desviación máxima es de 30° , pero si se habla de ángulos de 60° a 120° ya se van a la categoría de ángulos rectos de intersección entre ejes para el proceso de examinar la distancia de parada y así poder calcular la capacidad de tráfico en las intersecciones [19].

Radio de la isla central. Un tamaño adecuado del radio de la isla central permite que los vehículos grandes puedan maniobrar correctamente, mientras que asegura que los vehículos más pequeños reduzcan su velocidad [20].

Densidad Vial. El tráfico depende mucho si la zona es transitada con una densidad vial alta, esto depende si el área es urbana, suburbana o rural; las vías urbanas tienen un desarrollo mayor que las otras por su bajo volumen de tráfico. El kilometraje de las carreteras dentro de una distancia radial predefinida es lo que define la densidad vial [21].

Conteo vehicular. La congestión vehicular reduce la productividad y contribuye a la contaminación ambiental. Estimar la cantidad de vehículos en condiciones complejas es clave para prevenir congestiones severas y optimizar el flujo de tráfico, permitiendo la planificación dinámica de rutas para evitar vías saturadas [22]

Capacidad vehicular. La capacidad de la red es un indicador esencial para medir el rendimiento del sistema de tráfico. Determina el flujo máximo de vehículos que puede soportar sin afectar la movilidad. Su análisis es clave para mejorar la planificación y optimización del tránsito [23]

Seguridad Vial. Una de las principales ventajas de las rotondas es la seguridad vial. Estas disminuyen la cantidad de posibles puntos de conflicto y ayudan a prevenir colisiones frontales y en ángulo recto, que suelen ser especialmente peligrosas [24]

3. RESULTADOS

Geometría actual de la Rotonda EL Aguador. Las dimensiones actuales de la rotonda El Aguador presentan una configuración elíptica, lo que genera longitudes diferentes a lo largo de sus ejes mayor y menor.

La rotonda presenta un diseño sencillo, con una isleta central de dimensiones relativamente pequeñas en comparación con el volumen de tráfico que soporta diariamente. En sus accesos, convergen cuatro vías principales con ángulos de aproximación irregulares, lo cual dificulta las maniobras de ingreso y salida de los vehículos.

La configuración geométrica de la rotonda evidencia ciertas limitaciones funcionales. La isleta central presenta un diámetro reducido en relación con la intensidad de tráfico actual, lo que restringe el radio de giro y compromete las maniobras de vehículos pesados, como camiones y buses. Por otra parte, la intersección reúne cuatro accesos principales con ángulos de aproximación heterogéneos —algunos cercanos a 90° y otros más agudos— que dificultan la fluidez del tránsito.

Entre las principales deficiencias identificadas se encuentran una isleta central de dimensiones reducidas, radios de giro insuficientes en accesos y salidas, ausencia de carriles segregados para movimientos dominantes y falta de elementos de canalización peatonal.

En la Fig. 2 y la Tabla 1 se expone el trazado geométrico correspondiente a cada uno de los ramales que conforman la intersección, evidenciando las diferencias estructurales presentes en la glorieta.

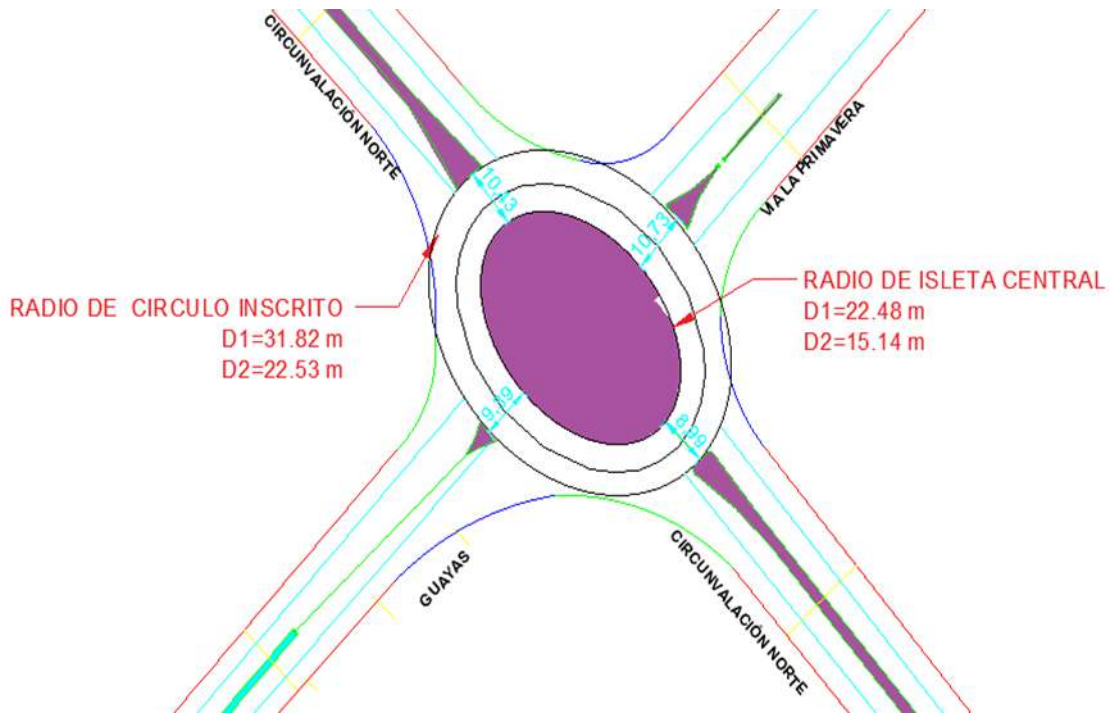


Fig. 2- Rotonda El Aguador

Tabla 1–Medidas de la Rotonda El Aguador

MEDIDAS DE LA ROTONDA EL AGUADOR	
RADIO DE ISLETA CENTRAL MAYOR	22.48 m
RADIO DE ISLETA CENTRAL MENOR	15.14 m
RADIO DE CIRCULO INSCRITO MAYOR	31.82 m
RADIO DE CIRCULO INSCRITO MENOR	23.53 m

Análisis Topográfico-Fotogramétrico. A través del levantamiento topográfico realizado en la zona de estudio, se establecieron cinco puntos de referencia mediante la tecnología RTK, utilizando el sistema de coordenadas WGS 84 / UTM Zona 17S. Estos puntos de control terrestre fueron empleados como guía para la operación del dron DJI Mavic 2 Pro, equipado con una cámara Hasselblad L1D-20c, que permitió la captura de imágenes de alta resolución. Esta información resultó idónea para la generación de modelos tridimensionales y ortomosaicos de alta precisión.

Se muestra el patrón de vuelo planificado por el dron, la línea verde representa este recorrido y el orden desde el punto de partida azul que se tomaron las imágenes hasta el último punto del patrón utilizado, lo que garantizó una cobertura adecuada del área de estudio. En la Fig. 3 se muestra el patrón de vuelo del dron.



Fig. 3- Patrón de vuelo del dron

Interpretación de conteo vehicular. Se realizó un conteo vehicular en campo durante tres días: viernes, sábado y lunes, esta elección responde a la necesidad de capturar los distintos patrones de movilidad que se producen a lo largo de la semana. El viernes refleja el tránsito asociado al cierre de actividades laborales, con un incremento en desplazamientos hacia áreas comerciales y residenciales. El sábado muestra un mayor flujo en zonas comerciales y recreativas, mientras que el lunes, aunque presenta menor tráfico laboral, concentra desplazamientos hacia zonas periféricas y recreativas, además de un mayor uso de motocicletas.

Los datos fueron clasificados por tipo de vehículo (automóviles, camiones, buses y motos) y por dirección de ingreso a la glorieta. Las Tablas 2 a 5 muestran el volumen vehicular registrado en cada uno de los cuatro ramales que conforman la rotonda.

Tabla 2–Conteo vehicular de la calle Circunvalación Norte (Noroeste)

		CIRCUNVLACIÓN NORTE (NOROESTE)																
		AUTOMOVILES				CAMIONES				BUSES				MOTOS				VOLUMEN TOTAL DE ENTRADA
HORA		↑	←	→	↻	↑	←	→	↻	↑	←	→	↻	↑	←	→	↻	
Viernes	9:00 A 10:00	233	87	80	2	30	39	1	0	0	0	0	0	75	11	20	2	580
	11:20 A 12:20	182	102	68	1	12	28	1	0	0	1	0	1	65	31	18	0	510
	17:00 A 18:00	220	98	67	4	45	43	4	0	0	0	0	0	86	16	33	0	616
Sábado	9:00 A 10:00	244	96	78	0	28	28	2	0	0	0	0	0	56	28	18	0	578
	11:20 A 12:20	235	123	82	0	14	29	1	0	0	0	0	0	73	33	23	1	614
	17:00 A 18:00	220	111	80	2	39	34	3	2	0	0	0	0	68	22	27	0	608
Lunes	9:00 A 10:00	218	114	83	1	36	33	1	0	0	0	0	0	88	10	22	0	606
	11:20 A 12:20	198	96	75	0	15	34	3	0	0	0	0	0	64	13	20	1	519
	17:00 A 18:00	232	98	64	2	27	28	2	1	0	0	0	0	53	13	23	0	543

Tabla 3 –Conteo vehicular de la calle Guayas

		GUAYAS																
		AUTOMOVILES				CAMIONES				BUSES				MOTOS				VOLUMEN TOTAL DE ENTRADA
HORA		↑	←	→	↻	↑	←	→	↻	↑	←	→	↻	↑	←	→	↻	
Viernes	9:00 A 10:00	237	111	130	17	23	2	30	5	1	0	0	3	71	36	97	0	763
	11:20 A 12:20	263	124	37	3	11	40	3	0	0	1	0	0	87	16	3	2	590
	17:00 A 18:00	214	110	46	9	11	5	4	0	0	0	0	0	14	8	12	0	433
Sábado	9:00 A 10:00	226	123	123	6	12	10	28	0	0	0	0	1	82	28	86	0	725
	11:20 A 12:20	247	106	119	2	15	34	16	0	0	0	0	0	85	14	24	0	662
	17:00 A 18:00	198	103	43	0	6	4	10	3	0	0	0	0	11	7	16	1	402
Lunes	9:00 A 10:00	246	118	128	5	15	7	32	0	0	0	0	0	68	21	64	0	704
	11:20 A 12:20	213	131	56	2	9	14	4	0	0	0	0	0	92	25	23	0	569
	17:00 A 18:00	160	98	31	2	5	5	4	1	0	0	0	0	12	16	13	0	347

Tabla 4–Conteo vehicular de la calle Circunvalación Norte (Sureste)

		CIRCUNVLACIÓN NORTE(SURESTE)																
		AUTOMOVILES				CAMIONES				BUSES				MOTOS				VOLUMEN TOTAL DE ENTRADA
HORA		↑	←	→	↻	↑	←	→	↻	↑	←	→	↻	↑	←	→	↻	
Viernes	9:00 A 10:00	105	18	74	3	17	0	4	0	5	0	1	0	38	5	37	2	309
	11:20 A 12:20	168	16	73	4	20	4	5	0	3	0	0	0	60	3	65	0	421
	17:00 A 18:00	98	12	73	0	16	1	5	1	4	0	0	0	23	4	27	0	264
Sábado	9:00 A 10:00	117	16	58	2	13	2	2	0	4	0	0	2	42	4	43	0	305
	11:20 A 12:20	154	13	76	2	18	0	0	0	5	0	0	0	59	6	37	0	370
	17:00 A 18:00	101	11	73	0	9	0	5	0	5	0	0	0	38	3	16	1	262
Lunes	9:00 A 10:00	153	21	79	0	20	4	3	1	3	0	0	0	63	4	61	0	412
	11:20 A 12:20	152	18	65	0	16	7	5	0	5	0	0	1	34	5	37	0	345
	17:00 A 18:00	123	15	53	0	14	0	4	0	5	0	0	0	27	5	19	0	265

Tabla 5–Conteo vehicular de la Vía la Primavera

		VIA LA PRIMAVERA																
		AUTOMOVILES				CAMIONES				BUSES				MOTOS				VOLUMEN TOTAL DE ENTRADA
HORA		↑	←	→	↖	↑	←	→	↖	↑	←	→	↖	↑	←	→	↖	
Viernes	9:00 A 10:00	101	104	128	0	10	11	20	0	0	2	8	0	53	56	43	1	537
	11:20 A 12:20	117	101	90	0	14	20	15	0	0	1	7	0	53	35	27	0	480
	17:00 A 18:00	104	98	101	0	11	14	12	0	0	2	7	0	48	30	37	0	464
Sábado	9:00 A 10:00	111	99	113	0	13	17	17	0	0	2	7	0	57	47	38	0	521
	11:20 A 12:20	98	105	87	0	14	12	13	1	0	1	8	0	55	34	32	0	460
	17:00 A 18:00	115	102	97	0	10	16	13	0	0	2	8	0	49	30	17	0	459
Lunes	9:00 A 10:00	97	106	125	0	7	12	19	0	0	2	7	0	52	54	42	0	523
	11:20 A 12:20	114	103	114	0	9	16	16	0	1	2	6	0	56	33	42	0	512
	17:00 A 18:00	104	97	127	0	9	9	11	0	1	1	7	0	47	48	16	0	477

La tabla 6 resume los valores totales de vehículos registrados durante las jornadas de aforo realizadas en las cuatro intersecciones principales que confluyen en la Rotonda El Aguador:

Tabla 6– Resultados del aforo Vehicular por tipo y vía

VIA	Total por carril Automoviles (veh/h)	Total por carril Camiones (veh/h)	Total por carril Buses (veh/h)	Total por carril Motos (veh/h)	Total Vehiculos Observados
Circunvalación Norte (Noroeste)	3596	563	2	1013	5174
Guayas	3787	368	6	1034	5195
Circunvalación Norte (Sureste)	1946	196	43	768	2953
Vía La Primavera	2858	361	82	1132	4433

El análisis de las intersecciones que alimentan la Rotonda El Aguador muestra diferencias claras en el volumen y tipo de tránsito. Las vías Guayas y Circunvalación Norte (Noroeste) registran los flujos más altos, con más de 5000 vehículos, lo que indica una mayor carga operativa. Los automóviles particulares son el tipo de vehículo más común en todas las vías, especialmente en Guayas, donde superan los 3787 vehículos.

Aunque los camiones no son tan numerosos, su presencia afecta el diseño geométrico por su tamaño y radio de giro, especialmente en la Circunvalación Norte (Noroeste). En contraste, los buses aparecen en menor proporción, pero no deben ser ignorados, ya que podrían ganar relevancia con futuras mejoras en el transporte público. Las motocicletas también tienen una participación considerable, sobre todo en Vía La Primavera, lo que implica retos de seguridad por su alta exposición y maniobras impredecibles.

El análisis comparativo de los accesos evidencia la diferencia de flujo vehicular que cada vía ejerce sobre la Rotonda El Aguador, destacando la Calle Guayas como el punto de mayor demanda. La significativa presencia de vehículos en los otros accesos, como la Circunvalación Norte (Noroeste) y la vía La Primavera, también revela la necesidad de abordar de manera integral el diseño geométrico y la operación de la intersección. Por su parte, aunque el acceso desde la Circunvalación Norte (Sureste) presenta un flujo menor, la diversidad de movimientos registrados justifica su inclusión en cualquier propuesta de optimización.

El análisis integral confirma que la Rotonda El Aguador, en su configuración actual, enfrenta una diferencia significativa por parte de una demanda vehicular y en constante crecimiento. La propuesta de rediseño geométrico constituye una solución técnica que mejora la capacidad, fluidez y seguridad vial de la intersección, alineándose con las necesidades de movilidad urbana de la ciudad de Machala.

Los resultados de la tabulación del conteo vehicular de los ramales que acceden a la Rotonda el Aguador, se muestran en la Fig. 4.

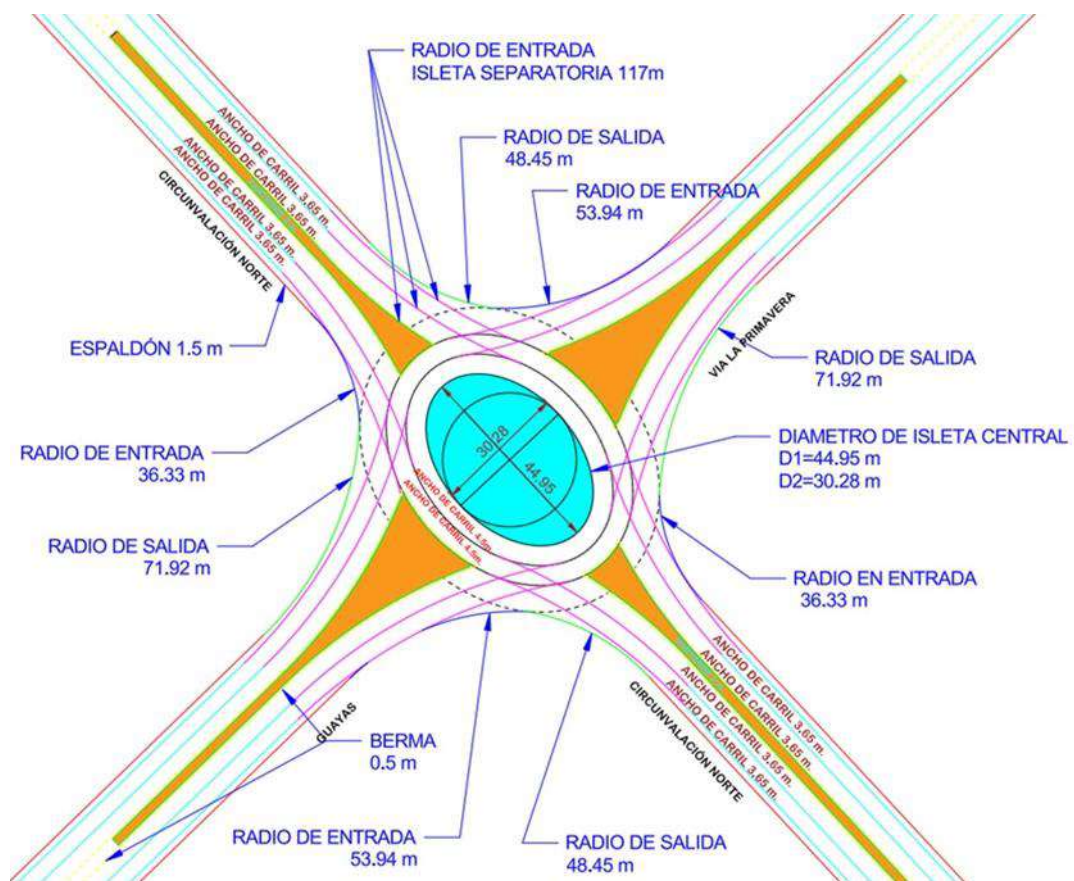


Fig. 6 - Diseño de la Glorieta de El Aguador

En lo referente al trabajo de campo, el uso de tecnologías avanzadas como el sistema RTK y el dron DJI Mavic 2 Pro permitió optimizar el levantamiento topográfico, reduciendo el tiempo de exposición en zonas de alto tránsito y mejorando la seguridad del equipo técnico. Este enfoque no solo agilizó la recopilación de datos, sino que también garantizó una cobertura integral de la zona de estudio.

El conteo vehicular, realizado manualmente durante tres días y en distintos horarios, proporcionó una base sólida para clasificar el nivel de servicio de la rotonda. Se registró un volumen crítico de hasta 763 vehículos por hora en la avenida Guayas, lo que representa un nivel de tráfico moderado y sugiere que la infraestructura se encuentra al 50 % de su capacidad operativa. Este dato es relevante para la planificación futura, ya que evidencia la necesidad de mantener un diseño que responda adecuadamente a la demanda vehicular proyectada.

4. CONCLUSIONES

El análisis del diseño geométrico actual de la Rotonda El Aguador evidenció limitaciones que afectan su funcionalidad y seguridad vial. Los radios de giro reducidos, la variabilidad en los anchos de carril y los ángulos irregulares de aproximación generan conflictos en los accesos y salidas, especialmente para vehículos pesados, incrementando el riesgo de accidentes y la congestión en horas pico.

Los resultados del aforo vehicular mostraron una carga operativa desigual en los accesos de la rotonda. Las vías Guayas y Circunvalación Norte (Noroeste) concentraron los mayores volúmenes de ingreso, superando los 570 vehículos por hora en promedio, mientras que el acceso Sureste presentó el menor flujo. Este desequilibrio afecta la fluidez del tránsito y pone de manifiesto la necesidad de un rediseño integral que redistribuya mejor los flujos.

La propuesta de optimización geométrica permitirá incrementar la capacidad operativa y mejorar la seguridad de los usuarios. La incorporación de radios de giro adecuados, carriles de entrada y salida con dimensiones estandarizadas, alineadas a normativas nacionales e internacionales, facilitará una circulación más eficiente y reducirá los tiempos de espera, garantizando una movilidad sostenible en uno de los nodos viales más importantes de la ciudad de Machala.

1. C. Dias, M. Iryo-Asano, M. Abdullah, T. Oguchi, y W. Alhajyaseen, «Modeling Trajectories and Trajectory Variation of Turning Vehicles at Signalized Intersections», *IEEE Access*, vol. 8, pp. 109821-109834, 2020, doi: <https://doi.org/10.1109/ACCESS.2020.3002020>
2. M. Alshannaq y R. Imam, «Evaluating the safety performance of roundabouts», *Transport Problems*, vol. 15, n.o 1, pp. 141-152, 2020, doi: <https://doi.org/10.21307/tp-2020-013>
3. Bezina, V. Dragčević, y I. Stančerić, «Approach Alignment Impact on the Geometric Design of Urban Roundabouts», *Transportation Research Procedia*, vol. 45, pp. 700-707, 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2020.02.108>
4. S. Davidović, V. Bogdanović, N. Garunović, Z. Papić, y D. Pamučar, «Research on Speeds at Roundabouts for the Needs of Sustainable Traffic Management», *Sustainability*, vol. 13, n.o 1, p. 399, ene. 2021, doi: 10.3390/su13010399.
5. J. | Vera, J. Loor, E. Ortiz Hernández, y D. Delgado, «Análisis del nivel de servicio en la intersección de las avenidas Manabí y América, Portoviejo, Ecuador: Analysis of the service level at the intersection of the Manabí and America avenues, Portoviejo, Ecuador», *R*, vol. 6, n.o 2, pp. 29-42, dic. 2021, doi: <https://doi.org/10.33936/riemat.v6i2.4287>
6. S. Ahac y V. Dragčević, «Geometric Design of Suburban Roundabouts», *Encyclopedia*, vol. 1, n.o 3, pp. 720-743, ago. 2021, doi: <https://doi.org/10.3390/encyclopedia1030056>
7. T. I. Alhadidi, M. N. Al-Marafi, y A. Alazimi, «Development of safety performance measures for different crashes severity at urban roundabouts», *Results in Engineering*, vol. 25, p. 103680, mar. 2025, doi: <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2024.103680>
8. D. Perez, F. Tarquino, y J. Yauyo, «Replanteo físico y operativo de una rotonda urbana de cinco rieles interiores en situación de congestión para mejorar su eficiencia y seguridad vial», en *Proceedings of the 18th LACCEI International Multi-Conference for Engineering, Education, and Technology: Engineering, Integration, And Alliances for A Sustainable Development* "Hemispheric Cooperation for Competitiveness and Prosperity on A Knowledge-Based Economy", Latin American and Caribbean Consortium of Engineering Institutions, 2020. doi: <https://doi.org/10.18687/LACCEI2020.1.1.385>
9. A. Anagnostopoulos y F. Kehagia, «CAVs and roundabouts: research on traffic impacts and design elements», *Transportation Research Procedia*, vol. 49, pp. 83-94, 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2020.09.008>
10. E. J. Cortés Ospina, «Levantamientos topográficos mediante el uso de drones», *ICTI*, vol. 8, n.o 2, pp. 100-113, sep. 2021, doi: <https://doi.org/10.26495/icti.v8i2.1912>
11. X. Chang, H. Li, J. Rong, X. Chen, y Y. Wang, «Determining the appropriate lane width at urban signalised intersections – a case study in Beijing», *IET Intelligent Trans Sys*, vol. 13, n.o 12, pp. 1785-1791, dic. 2019, doi: <https://doi.org/10.1049/iet-its.2018.5401>
12. C. O. V. Luna, M. Y. G. Esquivel, M. Silvera, y F. Campos, «Evaluation of the influence of the turning radius of heavy vehicles inside a roundabout in vehicular conflicts», en *2023 Congreso Internacional de Innovación y Tendencias en Ingeniería (CONIITI)*, Bogotá, Colombia: IEEE, oct. 2023, pp. 1-5. doi: <https://doi.org/10.1109/CONIITI61170.2023.10324050>
13. J. B. Maldonado Ballesteros, «Optimización del servicio para mitigar la congestión vehicular», *criterio*, vol. 3, n.o 4, pp. 50-58, abr. 2023, doi: <https://doi.org/10.62319/criterio.v.3i4.18>
14. K. Abata, F. Artega, y D. Delgado, «Análisis del congestionamiento vehicular en diferentes intersecciones en la ciudad de Portoviejo, Ecuador», *R*, vol. 7, n.o 1, jun. 2022, doi: <https://doi.org/10.33936/riemat.v7i1.4836>
15. J. Salinas Gonzales, Torres Chamba Joselyn, E. Romero Valdiviezo, and C. Sanchez Mendieta, «Evaluation With AIMSUN Of A Signalized Intersection In The City Of Machala, Ecuador», vol. 5, n.o 1, 25 de julio de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/228>
16. A. Čudina Ivančev, M. Ahac, S. Ahac, y V. Dragčević, «Comparison of Single-Lane Roundabout Entry Degree of Saturation Estimations from Analytical and Regression Models», *Algorithms*, vol. 16, n.o 3, p. 164, mar. 2023, doi: <https://doi.org/10.3390/a16030164>

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

17. S. Ahac, M. Ahac, T. Džambas, y V. Dragčević, «The Design Vehicle Steering Path Construction Based on the Hairpin Bend Geometry—Application in Roundabout Design», *Applied Sciences*, vol. 12, n.o 21, p. 11019, oct. 2022, doi: <https://doi.org/10.3390/app122111019>
18. A. Čudina Ivančev, M. Ahac, S. Ahac, y V. Dragčević, «Comparison of Single-Lane Roundabout Entry Degree of Saturation Estimations from Analytical and Regression Models», *Algorithms*, vol. 16, n.o 3, p. 164, mar. 2023, doi: <https://doi.org/10.3390/a16030164>
19. Design limits for intersection angles between approach legs of suburban roundabouts», *JCE*, vol. 71, n.o 5, pp. 389-399, jun. 2019, doi: <https://doi.org/10.14256/JCE.2029.2017>
20. A. R. Dabiri, I. Aghayan, y F. Hadadi, «A comparative analysis of the performance of turbo roundabouts based on geometric characteristics and traffic scenarios», *Transportation Letters*, vol. 13, n.o 9, pp. 674-685, oct. 2021, doi: <https://doi.org/10.1080/19427867.2020.1757198>
21. S. S. Pulugurtha y S. Mathew, «Modeling AADT on local functionally classified roads using land use, road density, and nearest nonlocal road data», *Journal of Transport Geography*, vol. 93, p. 103071, may 2021, doi: 10.1016/j.jtrangeo.2021.103071
22. Y. Jin, J. Wu, W. Wang, Y. Wang, X. Yang, y J. Zheng, «Dense Vehicle Counting Estimation via a Synergism Attention Network», *Electronics*, vol. 11, n.o 22, p. 3792, nov. 2022, doi: <https://doi.org/10.3390/electronics11223792>
23. Z. Ge, M. Du, J. Zhou, X. Jiang, X. Shan, y X. Zhao, «An Assessment Scheme for Road Network Capacity under Demand Uncertainty», *Applied Sciences*, vol. 13, n.o 13, p. 7485, jun. 2023, doi: <https://doi.org/10.3390/app13137485>
24. S. Zakeri y A.-A. Choupani, «Operational Evaluation of a Thoroughabout to Give Priority to Public Transport at Standard Roundabouts», *Journal of Advanced Transportation*, vol. 2021, pp. 1-13, sep. 2021, doi: <https://doi.org/10.1155/2021/1840040>

7

Artículo de Investigación

Construcción de Curvas de Fragilidad Sísmica para Edificaciones de Pórticos de Hormigón Armado en Cuba

Construction Of Seismic Fragility Curves For Reinforced Concrete Frame Buildings In Cuba

Autores

Kenia Mercedes Leyva Chang

Ing. Civil ,MSc. Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas

kenia@cenais.cu

<https://orcid.org/0000-0002-7092-9179>

Grisel Morejón Blanco

Ing. Civil ,Dra. Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas

grisel@cenais.cu

<https://orcid.org/0000-0001-7772-876X>

Eduardo Rafael Álvarez Deulofeu

Ing. Civil , Dr. Universidad de Oriente

ealvarez@uo.edu.cu

<https://orcid.org/0000-0003-1819-263x>

7

Construcción de Curvas de Fragilidad Sísmica para Edificaciones de Pórticos de Hormigón Armado en Cuba

Construction Of Seismic Fragility Curves For Reinforced Concrete Frame Buildings In Cuba

RESUMEN

Se presenta el primer procedimiento integral para la construcción de curvas de fragilidad sísmica específicas para edificaciones de pórticos de hormigón armado en Cuba. Se analizaron 297 variantes estructurales diseñadas bajo NC 46:1999 y NC 46:2017, incorporando propiedades mecánicas de aceros cubanos (G-40, A44) y condiciones sísmicas locales. Mediante Análisis Dinámico No Lineal con acelerogramas representativos escalados al Espectro de Peligro Uniforme cubano, se cuantificaron umbrales de daño basados en deriva máxima de piso. Los resultados muestran reducciones de hasta 60.3% en deriva para daño completo en estructuras NC 46:2017, evidenciando mejoras significativas en desempeño sísmico. La validación empírica con datos internacionales confirmó alta precisión ($R^2 = 0.976$). Las curvas obtenidas constituyen una herramienta probabilística robusta para la evaluación técnica de la vulnerabilidad sísmica y la revisión de normativas de diseño en Cuba.

Palabras claves: Curvas de fragilidad sísmica, pórticos de hormigón armado, Análisis Dinámico No Lineal, aceros cubanos, Norma NC 46, vulnerabilidad sísmica.

ABSTRACT

Is presented the first comprehensive procedure to generate specific seismic fragility curves for reinforced concrete frame buildings in Cuba. A total of 297 structural variants designed under NC 46:1999 and NC 46:2017 regulations were analyzed, incorporating mechanical properties of Cuban reinforcing steels (G-40, A44) and local seismic conditions. Using Nonlinear Dynamic Analysis with representative accelerograms scaled to match the Cuban Uniform Hazard Spectrum, damage thresholds were quantified based on maximum inter-story drift. Results show reductions of up to 60.3% in drift for complete damage state in NC 46:2017 structures, demonstrating significant improvements in seismic performance. Empirical validation using international data confirmed high accuracy ($R^2 = 0.976$). The resulting curves constitute a robust probabilistic tool for the technical evaluation of seismic vulnerability and the revision of design codes in Cuba.

Keywords: Seismic fragility curves, reinforced concrete frames, Nonlinear Dynamic Analysis, Cuban reinforcing steels, Cuban code NC 46, seismic vulnerability.

Nota Editorial: Recibido: 25 de Septiembre 2025 Aceptado: 14 de Octubre 2025

1. INTRODUCCIÓN

Las pérdidas humanas y materiales causadas por terremotos representan un desafío crítico para la ingeniería sísmica a nivel global. La experiencia internacional demuestra que el colapso de edificaciones es la causa principal de víctimas durante sismos severos, siendo posible estimar el número de afectados mediante la cuantificación de estructuras con daños significativos. En este contexto, la evaluación precisa de la vulnerabilidad estructural se convierte en un requisito indispensable para la reducción efectiva del riesgo sísmico.

A nivel internacional, el desarrollo de metodologías para la evaluación del riesgo sísmico ha evolucionado hacia enfoques probabilistas basados en desempeño estructural. Entre estas herramientas, las curvas de fragilidad han demostrado su eficacia para cuantificar la probabilidad de que una estructura exceda determinados estados de daño ante diferentes niveles de intensidad sísmica. Proyectos como Hazards United States (HAZUS) [1] han establecido estándares ampliamente utilizados para esta evaluación. Sin embargo, la aplicación directa de estos modelos genéricos en contextos específicos como Cuba presenta limitaciones significativas, debido fundamentalmente al uso de materiales locales con propiedades mecánicas particulares y el cumplimiento de normativas sismorresistentes nacionales.

La región oriental de Cuba, presenta una alta amenaza sísmica asociada al sistema de falla Oriente, capaz de generar eventos de magnitud superior a 7.0 Mw. Según el Servicio Sismológico Nacional, históricamente, esta región ha experimentado terremotos destructivos como los de 1766 (I = IX), 1852 (I = IX), 1932 (Ms = 6.75; I: VIII) y 1947 (Ms = 6.75; I: VII) en la ciudad de Santiago de Cuba y en 1976 (Ms = 5.7; I: VIII), 1992 (Ms = 7.0; I: VII) y 2024 (Ms = 6.7; I: VIII) en la provincia Granma. Esto, unido a que más del 50% del parque edificado está constituido por estructuras de hormigón armado, muchas de las cuales fueron diseñadas bajo normativas sismorresistentes obsoletas o con materiales de limitada ductilidad, evidencia la necesidad de realizar estimaciones precisas de riesgo sísmico.

Tradicionalmente, estas evaluaciones se han basado en metodologías internacionales como HAZUS [1], las cuales no consideran las particularidades de los materiales locales ni los requisitos específicos de las normativas nacionales. Investigaciones previas [2], [3] han demostrado que los aceros cubanos (G-40 y A44) presentan una ductilidad significativamente menor en comparación con los aceros norteamericanos, con una reducción del 81% en alargamiento máximo y del 86% en tenacidad (ver Figura 1). Estas diferencias impactan directamente la capacidad de disipación de energía y la formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales.

Esta limitación en las propiedades mecánicas de los materiales, combinada con la evolución en los requisitos normativos, introduce incertidumbres significativas en la estimación de la vulnerabilidad sísmica. Por tanto, el objetivo de esta investigación es desarrollar curvas de fragilidad sísmica específicas para edificaciones cubanas de pórticos de hormigón armado mediante análisis no lineales que consideren las propiedades inelásticas del acero cubano y los niveles de diseño establecidos en las normativas NC 46 [4], [5], lo cual permitirá reducir las incertidumbres actuales en la estimación del riesgo sísmico. Este trabajo se centra en el desarrollo y validación del procedimiento analítico completo, estableciendo las bases técnicas para futuras aplicaciones en evaluación de riesgo sísmico a nivel estructural.

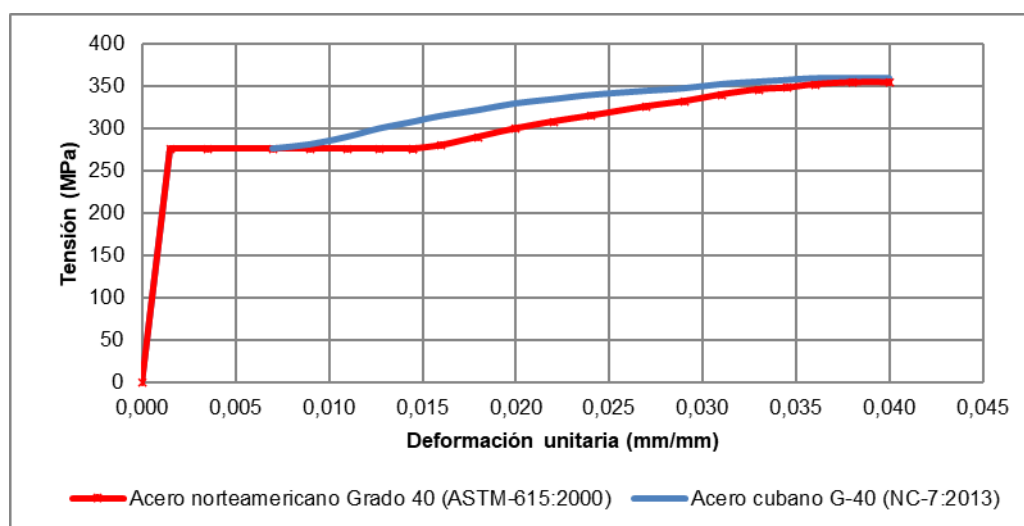


Fig. 1- comparación entre el acero norteamericano y el cubano. [Elaboración propia].

2. METODOLOGÍA

Las curvas de fragilidad permiten cuantificar la probabilidad de que una estructura exceda distintos márgenes de seguridad ante movimientos sísmicos de intensidad variable. Para su construcción, es necesario evaluar la respuesta no lineal de las edificaciones que conforman la muestra para el estudio, se parte de la obtención de variantes de edificios diseñados para los códigos sismorresistentes implementados en Cuba a partir de 1999, emplazadas en zonas de alta sismicidad. Se aplica un procedimiento de pre dimensionamiento sísmico de secciones de los elementos estructurales de las variantes analizadas a partir de las consideraciones de cada código. Se propone el uso del método de análisis dinámico no lineal.

Para construir las curvas de fragilidad existen tres metodologías bien consolidadas: basadas en las observaciones de campo, por la opinión de expertos y los métodos analíticos [6]. Los métodos empíricos y de expertos son inviables en Cuba por la falta de datos sistematizados de daños sísmicos. Proyectos como HAZUS o An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios with Applications to Different European Towns (RISK-UE) [7] no incorporan particularidades locales como la degradación de materiales o la baja ductilidad del acero cubano, por lo que su utilización en Cuba, conlleva a subestimar la vulnerabilidad. Teniendo en cuenta estas consideraciones, se selecciona el análisis dinámico no lineal para generar curvas de fragilidad en el contexto cubano. Su efectividad depende de los modelos constitutivos que reflejen fielmente las propiedades mecánicas de los materiales locales (acero G-40/A44), la incorporación explícita de incertidumbres estructurales y sísmicas y el uso de acelerogramas representativos de la sismicidad de las fallas activas cubanas.

Las curvas de fragilidad están caracterizadas por los valores medios y de desviación estándar logarítmica normal de la demanda sísmica del suelo. Los valores medios de la fragilidad de los componentes estructurales se basan en las proporciones de deriva del edificio que describen el umbral de los estados de daño.

La variabilidad total o desviación estándar se modela mediante la combinación de tres contribuciones a la variabilidad del daño estructural: la variabilidad total del estado de daño estructural, la variabilidad de la curva de capacidad y la variabilidad del espectro de demanda.

A continuación, se propone una metodología para derivar curvas de fragilidad aplicables a pórticos de hormigón armado diseñados en Cuba bajo los requisitos normativos vigentes desde 1999. El esquema metodológico propuesto (Figura 2) está estructurado en cuatro etapas fundamentales. Cada una de ellas comprende procesos específicos que garantizan la confiabilidad y la validación de los resultados obtenidos.

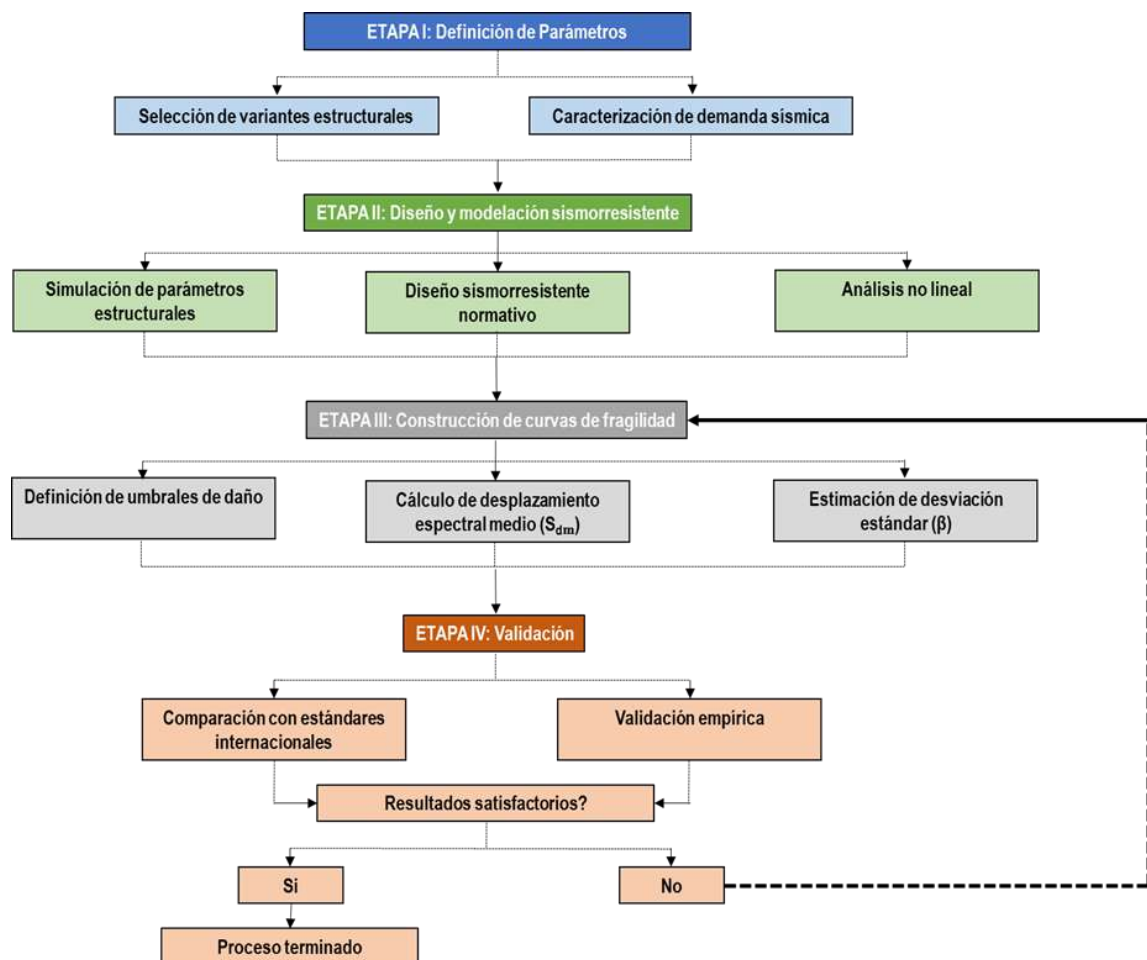


Fig. 2- Procedimiento para la construcción de las curvas de fragilidad.

Etapa I. Definición de parámetros: Esta etapa establece las bases para el desarrollo del estudio, mediante la selección y caracterización de los elementos estructurales y las condiciones sísmicas a considerar. Esta fase es crucial para garantizar que los modelos representen adecuadamente la respuesta estructural ante eventos sísmicos.

- Selección de variantes estructurales considerando diferentes configuraciones.
- Caracterización de la demanda sísmica mediante registros de sismos reales registrados en el área de estudio y sismos internacionales registrados en zonas con características sismotectónicas similares a la región oriental de Cuba, espectros de respuesta o generación de movimientos sísmicos sintéticos.

Se desarrolló un conjunto de 297 variantes estructurales representativas del parque edificado cubano. Los materiales considerados incluyeron hormigón de 17.5 MPa y 35.0 MPa según normativa, y aceros cubanos G-40 y A44, las principales características se muestran a continuación

- 185 variantes diseñadas bajo NC 46:2017
- 112 variantes diseñadas bajo NC 46:1999
- Rango de alturas: 2-5 pisos (clasificados como baja altura: 2-3 pisos, media altura: 4-5 pisos)
- Configuraciones en planta: 2-5 luces en dirección longitudinal
- Puntales: 2.60-4.20 m según normativa
- Hormigón: Se utilizó el modelo constitutivo de Mander para hormigón confinado, considerando el efecto del refuerzo transversal en la ductilidad.
- Acero: Se implementaron modelos trilineales basados en ensayos experimentales de aceros cubanos, incorporando endurecimiento por deformación y degradación bajo carga cíclica.

Se seleccionaron 7 registros sísmicos (4 internacionales y 3 cubanos) representativos de los escenarios de amenaza para Santiago de Cuba. Los acelerogramas fueron escalados utilizando SeismoMatch para lograr compatibilidad espectral con el Espectro de Peligro Uniforme de Cuba, con un error cuadrático medio ≤ 0.30 . Los sismos seleccionados son:

- Registros internacionales: Kocaeli (1999), Landers (1992), El Centro (1940), Northridge (1994)
- Registros cubanos: 2010, 2016, 2024

Etapa II. Diseño y modelación sismorresistente: En esta etapa, se desarrollan y ajustan los modelos numéricos para evaluar su desempeño bajo cargas sísmicas.

- Simulación de parámetros estructurales, donde se realiza en diseño sismorresistente basado en la normativa vigente y la numeración numérica considerando comportamiento no lineal de materiales y geometrías [8].
- Implementación de análisis dinámico no lineal (Time-History) a partir del software SAP 2000 v22.0 [9]. Cada variante estructural fue sometida a análisis incremental con intensidades crecientes hasta alcanzar el colapso, monitorizando derivas máximas de piso y formación de rótulas plásticas.
- Calibración de los modelos mediante comparación con resultados experimentales o referencias teóricas.
- Identificación de posibles modificaciones en los parámetros iniciales para mejorar la precisión de las simulaciones.

Etapa III. Construcción de Curvas de Fragilidad: Esta etapa proporciona una herramienta probabilística fundamental para la evaluación de riesgo sísmico.

- Definición de umbrales de daño y establecimiento de criterios para daño ligero, moderado, severo y colapso, basados en desplazamientos, derivas o deformaciones plásticas. Se adoptan los umbrales de Ghobarah et al. [10] con ajustes de Aguiar y Bobadilla [11], por su conservadurismo y validación en entornos con tipologías y materiales similares a los cubanos (ver Tabla 1).
- Cálculo de desplazamiento espectral medio (S_{em})
- Determinación de la capacidad de desplazamiento asociada a cada estado límite.
- Estimación de desviación estándar (β)

Tabla 1- Umbrales de daño.

Estado de Daño	Deriva (%)	Descripción
Leve	0,2 - 0,5	Agrietamiento en elementos no estructurales
Moderado	0,5 - 1,1	Fluencia inicial en elementos estructurales
Grave	1,1 - 2,3	Pérdida de capacidad portante
Completo	> 2,3	Colapso parcial o total

Las curvas se modelaron como funciones de distribución lognormal: $P[d_s/s_d] = \phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{s_d}{s_{d,ds}} \right) \right]$, donde: $S_{d,ds}$ es la mediana del desplazamiento espectral para el estado de daño d_s , β_{ds} la desviación estándar logarítmica y ϕ la función de distribución normal estándar acumulativa.

Etapas IV. Validación: La verificación de los resultados es esencial para asegurar la confiabilidad de la metodología propuesta. La validación del procedimiento se realiza mediante dos enfoques complementarios:

- Comparación con curvas de fragilidad estandarizadas: Se contrastan los resultados con las curvas de referencia propuestas por HAZUS para tipologías estructurales análogas, considerando normativas sismorresistentes equivalentes.
- Análisis espectral y verificación empírica: Se generan los espectros de respuesta de los acelerogramas internacionales utilizados (terremotos de Haití en 2021, Ecuador en 2016, México en 2017 y Puerto Rico 2020) y se comparan con los espectros de registros reales de Cuba y el espectro de peligro uniforme de Cuba. Esta comparación, explicada íntegramente en el capítulo 3, permite evaluar la consistencia entre los niveles de daño estimados y los observados en dichos eventos históricos.
- Evaluación de resultados: Si los resultados son satisfactorios, se procede a la conclusión del estudio. De no ser así, se revisan las etapas anteriores para ajustar parámetros o metodologías.

Se incorporaron incertidumbres mediante simulación de Monte Carlo, considerando variabilidad en:

- Propiedades de materiales (COV = 10-15%)
- Dimensiones geométricas (COV = 3-5%)
- Acción sísmica (7 acelerogramas representativos)

3. RESULTADOS

Las normativas utilizadas (NC 46:1999 y NC 46:2017) definen dos filosofías constructivas contrastantes: NC 46:1999 prioriza economía con secciones mínimas, mientras NC 46:2017 exige ductilidad estructural mediante confinamiento, jerarquía resistente y control de disipación de energía, en la **Tabla 2** se presentan las principales características de cada norma que inciden en el diseño sismorresistente de las variantes seleccionadas. En la Tabla 3 se definen las principales características del diseño de las variantes de edificaciones de pórticos de hormigón armado diseñadas bajo las normativas NC 46:1999 y NC 46:2017. Se detallan geometrías, disposiciones de refuerzo y criterios sismorresistentes aplicados a edificios de 2-3 y 4-5 pisos, representativos de la práctica constructiva nacional.

Tabla 2- Diferencias fundamentales entre NC 46:1999 y NC 46:2017 en el diseño sismorresistente. [Elaboración propia.]

Aspecto Crítico	NC 46:1999	NC 46:2017	Consecuencias/Mejoras
Jerarquía resistente	Ausencia de criterio "columna fuerte-viga débil"	$\sum M_{nc} \geq 1.20 \sum M_{nb}$	1999: Fallas en nudos y colapso localizado. 2017: Plasticidad controlada en vigas (elementos reparables).
Confinamiento	Estribos simples @ a más de 20 cm	Cercos dobles @ 10 cm (zonas críticas)	1999: Pandeo prematuro de acero long. ($\beta \leq 2.0$). 2017: Ductilidad garantizada ($\beta \geq 5.0$).
Control de derivas (%)	$[\Delta_U] = 1.5\% h/R_d$	$[\Delta_U] = 0.025 h_p$	1999: Daños no estructurales severos. 2017: Limita daños en tabiquería y fachadas.
Verificación estados	Resistencia última únicamente	Estados límite de servicio sísmico (FEMA 356)	1999: Sobredimensionamiento ineficiente. 2017: Diseño óptimo con desempeño garantizado.

Tabla 3- Límites de diseño por norma y altura.

Elemento	Parámetro	Variante	NC 46:1999	NC 46:2017
Columnas	Sección	2-3 pisos	30×30 cm (constante)	40×40 cm (mín)
		4-5 pisos	1-2: 40×40 cm; 3-5: 35×35 cm	75×75 cm (máx)
	Acero long.	Diámetro mín/máx	ϕ #5 (mín); $p_{min} \approx 0.01$	ϕ #5 (mín); $p_{min} \approx 0.01$; $p_{max} \approx 0.06$
		Cantidad	4 barras	8 barras (mín), 16 barras (máx)
	Estribos	Diámetro	ϕ #3	ϕ #3
		Espaciamiento (mín/máx)	20 cm	Zonas críticas: 10 cm No críticas: 15 cm
		Cercos simples	Cercos dobles	
Vigas	Sección	2-3 pisos	Rectangular: 30×35 cm	En T: Alma 20×25 cm; (mín) Ala 58×13 cm (mín)
		4-5 pisos	En T: Alma 40×45 cm; Ala 73×12 cm (mín)	En T: Alma 20×25 cm; (mín) Ala 58×13 cm (mín)
	Acero long.	Diámetro mín/máx	ϕ #5 $p_{min} \approx 0.0033$	ϕ #5 $p_{min} \approx 0.0033$
		Cantidad en apoyo	3 (tracción) y 2 (compresión)	3 (tracción) y 2 (compresión)
	Estribos	Diámetro	ϕ #3	ϕ #3
		Espaciamiento (mín/máx)	20 cm	Zonas críticas: 10 cm (máx) No críticas: 15 cm (máx)
Configuración		Cercos simples	Cercos simples	
Criterios	Derivas	Límite máximo	$[\Delta_U] = 1.5\% \frac{h}{R_d}$ (h: altura de piso, R_d : Coeficiente reducción)	$[\Delta_U] = 0.025h_p$ (h_p : altura de piso)
	Confinamiento	Longitud crítica	No aplica	Columnas: max (h, $l_n/6$, 450 mm) Vigas: 2h
	Nudos	$\sum M_{nc} \geq 1.20 \sum M_{nb}$	No requerido	≥ 1.2 en nudos

El daño estructural se cuantificó y clasificó en función de las derivas máximas de piso calculadas en los puntos de control de cada edificio durante el Análisis Dinámico No Lineal. Estas derivas se correlacionaron directamente con los cuatro niveles de daño predefinidos. Inicialmente, el estudio consideró una muestra de 240 variantes de edificaciones. Sin embargo, un análisis estadístico de los resultados preliminares indica que esta muestra inicial no cumple con los requisitos estadísticos exigidos, por consiguiente, se procede a ampliar significativamente el tamaño de la muestra (57 variantes) para garantizar la fiabilidad de los resultados y su validez dentro del marco normativo.

Los resultados presentados en la Tabla 4 revelan diferencias significativas en el comportamiento sísmico de las estructuras según la normativa aplicada. Para baja altura, se observa una reducción del 60.3% en la deriva máxima en estado de daño completo (DC), los valores descienden de 7.83% (NC 46:1999) a 3.11% (NC 46:2017). Esta disminución refleja diseños con mayor rigidez y capacidad de limitar distorsiones de entre pisos durante eventos extremos, reduciendo vulnerabilidades en elementos no estructurales y mejorando la estabilidad global.

En estructuras de media altura, aunque los desplazamientos máximos en daño grave (DG) aumentan un 8.1% (20.92 cm vs. 19.35 cm), las derivas se reducen un 32% (1.36% vs. 2.00%). Esta aparente dicotomía indica que las soluciones bajo NC 46:2017 logran una distribución más eficiente de las deformaciones plásticas, priorizando el control de la distorsión global sobre el desplazamiento absoluto. El incremento del periodo fundamental en DC (1.12 s vs. 1.00 s) reflejan una mayor consideración de los modos superiores de vibración en el diseño actual, lo que se traduce en derivas más contenidas y un comportamiento estructural más predecible ante cargas sísmicas severas.

Tabla 4- Parámetros límites obtenidos del ADNL por norma y altura.

Norma	NC 46:2017											
	Baja altura						Moderada altura					
Altura	T (seg)		d _{max} (cm)		γ _{max} (%)		T (seg)		d _{max} (cm)		γ _{max} (%)	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Leve	0,28	0,53	4,08	6,76	0,53	0,70	0,46	0,58	6,04	10,34	0,60	0,70
Moderado	0,27	0,65	3,92	10,54	0,71	0,98	0,50	0,78	6,35	17,14	0,71	1,00
Grave	0,64	0,82	10,97	18,31	1,03	1,99	0,61	0,79	11,94	20,92	1,01	1,36
Completo	0,77	1,00	12,65	19,37	2,05	3,11	0,90	1,12	25,43	30,75	2,00	2,45
Norma	NC 46:1999											
Altura	Baja altura						Moderada altura					
Parámetro/ Daño	T (seg)		d _{max} (cm)		γ _{max} (%)		T (seg)		d _{max} (cm)		γ _{max} (%)	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Leve	0,16	0,29	1,28	3,92	0,38	0,70	0,31	0,41	4,25	4,80	0,62	0,70
Moderado	0,28	0,44	2,85	4,21	0,80	1,00	0,37	0,50	4,56	7,63	0,70	0,94
Grave	0,34	0,74	3,73	7,22	1,03	1,99	0,45	0,78	6,41	19,35	1,03	2,00
Completo	0,47	0,89	0,10	22,02	0,02	7,83	0,59	1,00	13,99	21,33	2,07	2,94

Para la construcción de las curvas de fragilidad, el tamaño muestral del ADNL, aunque representativo para estimar la media, resulta insuficiente para caracterizar robustamente la dispersión del daño, dada la alta variabilidad de materiales y prácticas constructivas cubanas, por esta razón la desviación estándar se adoptó del proyecto HAZUS ajustado a Cuba, garantizando que la dispersión refleje: (a) datos empíricos de sismos reales, (b) propiedades mecánicas validadas de materiales locales, y (c) incertidumbres sistémicas no contempladas en modelos numéricos.

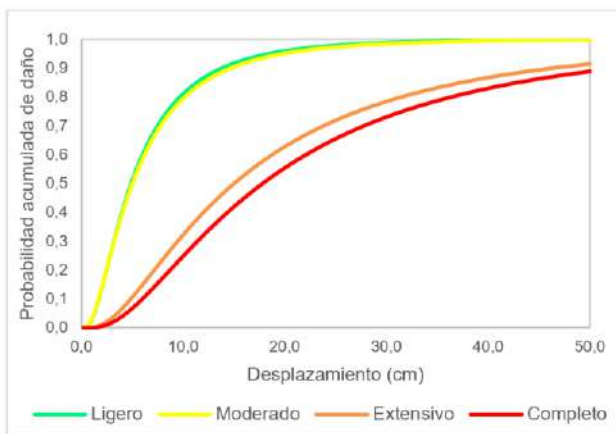
Al adoptar la desviación estándar de HAZUS ajustada a los materiales y condiciones constructivas cubanas, sigue este principio: La dispersión utilizada refleja la variabilidad observada en sistemas estructurales análogos bajo sismos reales, corregida por condiciones locales, superando así la incertidumbre estadística de muestras pequeñas. Sobre esta base se ajustó la desviación estándar como sigue:

- Se calcula la desviación estándar de los datos obtenidos del ADNL para cada grupo de datos.
- Se cuantifican las propiedades del acero cubano y se comparan con las del acero norteamericano a partir de la curva tensión deformación, teniendo en cuenta que: la ductilidad (deformación máxima) del acero cubano es ~16.7% menor que la del norteamericano (10% vs. 12%). Igualmente, hay que considerar que a pesar que la resistencia (f_{max}/f_y) de ambos aceros es casi idéntica, el acero cubano alcanza su deformación máxima antes.
- Aplicar corrección basada en HAZUS.

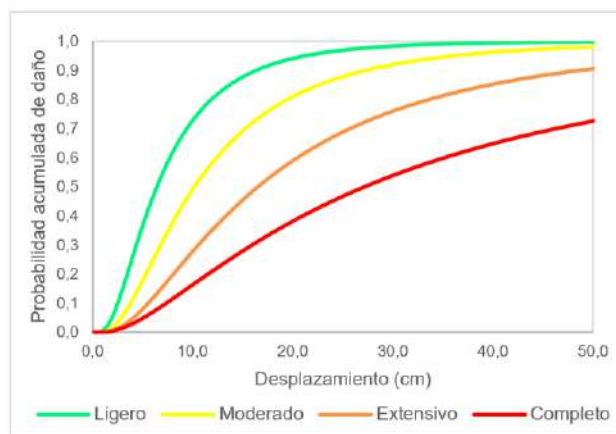
En la Tabla 5 se presentan los parámetros que describen las curvas de fragilidad ($S_{d,ds}$ y β_{ds}) para edificaciones de pórticos de hormigón armado diseñadas con la NC 46:2017 y la NC 46:1999 respectivamente y la Figura 3 muestra las curvas de fragilidad.

Tabla 5- Parámetros $S_{d,ds}$ y β_{ds} para estructuras de pórticos de hormigón armado diseñadas con la NC 46.

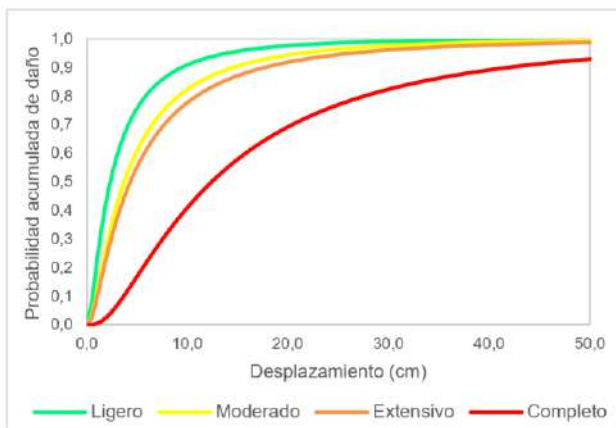
Norma de diseño / Estado de daño	NC 46:2017		NC 46:1999	
	Baja altura ($S_{d,ds}$; β_{ds})	Media altura ($S_{d,ds}$; β_{ds})	Baja altura ($S_{d,ds}$; β_{ds})	Media altura ($S_{d,ds}$; β_{ds})
Leve	(4,92; 0,81)	(6,44; 0,73)	(2,35; 1,09)	(4,45; 0,90)
Moderado	(5,04; 0,84)	(10,18; 0,77)	(3,73; 1,07)	(7,01; 0,86)
Grave	(15,04; 0,88)	(16,53; 0,85)	(4,34; 1,10)	(10,73; 0,92)
Completo	(17,86; 0,85)	(27,18; 1,02)	(12,45; 0,95)	(19,36; 1,00)



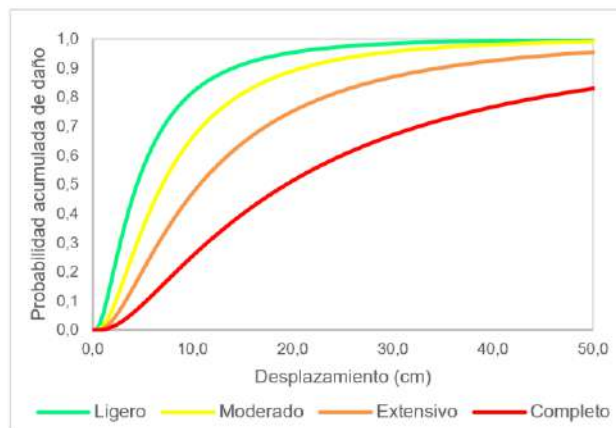
a) Baja altura diseñada con la NC 46:2017



b) Media altura diseñada con la NC 46:2017



c) Baja altura diseñada con la NC 46:1999



d) Media altura diseñada con la NC 46:1999

Fig. 3- Curvas de fragilidad para edificaciones de pórticos de hormigón armado diseñadas con la NC 46,

La validación empírica de las curvas de fragilidad se realiza mediante el contraste estadístico entre los daños predichos por el modelo y los observados en registros sísmicos reales para daños completos. Este proceso evalúa la solidez predictiva del análisis mediante métricas de error (MAE, MAPE, RMSE), análisis de correlación (R^2) y pruebas de significancia (prueba t, ANOVA). Adicionalmente, se examina la sensibilidad del modelo ante variables clave como el tipo de normativa sismorresistente, la altura de las estructuras y las características de los eventos sísmicos, con el fin de identificar dominios de aplicabilidad y limitaciones.

En la Tabla 6 se presentan los estadísticos descriptivos globales, la validación global de las curvas de fragilidad muestra un ajuste estadístico robusto a nivel global. La alta correlación lineal ($r = 0.993$, $p < 0.001$) y coeficiente de determinación ($R^2 = 0.976$) indican que las curvas desarrolladas explican el 97.6% de la variabilidad observada en los datos reales. Los errores de predicción se mantienen dentro de rangos aceptables para ingeniería sísmica, confirma que las curvas siguen fielmente la tendencia de los datos, con mínimos sesgos sistemáticos. Visualmente, el gráfico de dispersión (Figura 4) evidencia la alineación de los puntos sobre la línea identidad ($y=x$), particularmente en valores bajos y medios (<25 unidades). Los errores de predicción son:

- MAE (Error Absoluto Medio): 1.57 unidades
- MAPE (Error Porcentual Absoluto Medio): 14.3%
- RMSE (Raíz del Error Cuadrático Medio): 2.07

Tabla 6- Estadísticos descriptivos globales.

Variable	n	Media	Desv. Estándar	Mínimo	Máximo	Percentil 25	Mediana	Percentil 75
Predicho	14	14,52	8,93	4,67	30,17	7,43	11,03	21,93
Observado	14	14,29	9,11	5,00	35,00	7,50	10,00	22,50
Error Ab	14	1,57	1,58	0,00	4,83	0,32	1,00	2,50

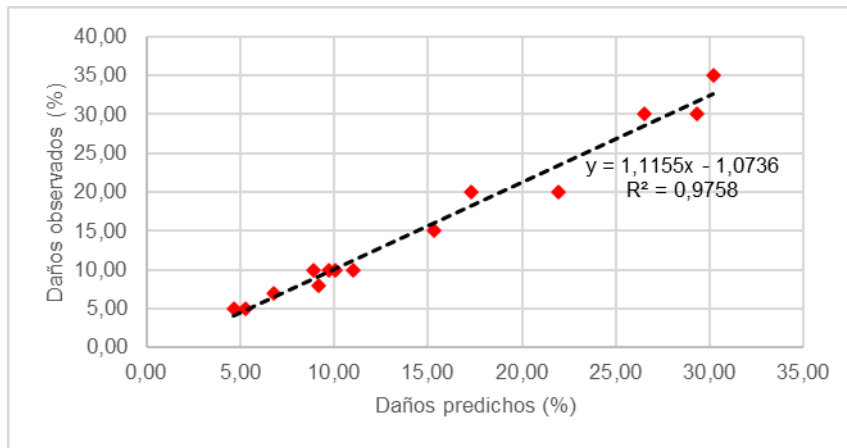


Fig. 4- Daños predichos vs. observados (daños completos) ($R^2 = 0.976$)

Al dividir por norma de diseño, se identifican diferencias críticas: Las curvas para estructuras diseñadas con la NC 46:2017 presentan precisión excepcional ($MAE=0.62$, $MAPE=7.2\%$), con errores inferiores al 10% en todos los terremotos analizados. En cambio, las curvas para estructuras diseñadas con la NC 46:1999 muestran desviaciones significativas ($MAE=2.28$, $MAPE=18.3\%$), subestimando el daño observado (prueba t: $p=0.009$) (Tabla 7). Este patrón sugiere que el modelo actual responde eficientemente al comportamiento de estructuras dúctiles, pero requiere recalibración mínima para edificaciones no dúctiles con detalles sismorresistentes obsoletos.

Tabla 7- Análisis por categorías: Por normas de diseño.

Diseño	MAE	RMSE	MAE (%)	n
NC 46:2017 (estructuras dúctiles)	0,62	0,78	7,2	6
NC 46:1999 (estructuras no dúctiles)	2,28	2,72	18,3	8

La Tabla 8 presenta los errores de predicción segmentados por altura de las estructuras. Los edificios bajos ($n=8$) muestran un MAE de 1.64 unidades ($MAPE=15.6\%$), mientras que las estructuras medianas ($n=6$) registran un MAE ligeramente inferior de 1.48 unidades ($MAPE=12.9\%$). El análisis ANOVA confirma que estas diferencias no son estadísticamente significativas ($F=0.08$; $p=0.78$), indicando que la precisión del modelo es consistente independientemente de la altura de las estructuras evaluadas.

Tabla 8- Análisis por categorías: Por rangos de altura de las edificaciones.

Altura	MAE	RMSE	MAE (%)	n
Baja (1 – 3 pisos)	1,64	2,11	15,6	8
Media (4 – 5 pisos)	1,48	1,99	12,9	6

En cuanto a la validación por evento sísmico, se observa que la respuesta predictiva del modelo presenta variaciones significativas según el terremoto considerado. Para los sismos de Puerto Rico (2020) y México (2017), las curvas muestran una alta precisión ($MAPE \approx 6.5\%$ y 5.6% , respectivamente), lo que valida su aplicabilidad en contextos sismotectónicos afines a la región oriental de Cuba. Por otro lado, si bien se registran mayores discrepancias en los sismos de Ecuador (2016) y Haití (2021), con $MAPE$ del 10.7% y 8.0% , respectivamente, estos valores reflejan un ajuste aceptable en términos de Ingeniería Sísmica, aunque se identifican subestimaciones moderadas en estructuras no dúctiles. Este comportamiento sugiere limitaciones en la modelación referentes a: (a) efectos de sitio en suelos blandos, y (b) mecanismos de falla superficial no incluidos en las curvas actuales (Tabla 9).

Tabla 9- Análisis por categorías: Por terremoto.

Terremoto	MAE	RMSE	MAE (%)	n
Puerto Rico, 2020	0,50	0,60	6,5	4
México, 2017	0,83	1,10	5,6	4
Haití, 2021	2,75	3,45	8,0	2
Ecuador, 2016	1,89	2,28	10,7	4

4. DISCUSIÓN

Del análisis comparativo de las curvas de fragilidad obtenidas en cuanto a la altura de las edificaciones y las normas de diseño se concluye que:

- Estructuras de media altura muestran mayores valores medios (ej: 27.18 vs. 17.86 en las edificaciones diseñadas con la NC 46:2017 para daño completo), evidenciando mejor desempeño sísmico. Igualmente, presentan mayor dispersión en el umbral de daños completos (1.02 vs. 0.85), debido a efectos de modos superiores y P-Delta.
- Las edificaciones diseñadas con la NC 46:2017 reduce daños, pero aumenta incertidumbre en colapso, por mayor complejidad estructural. En cambio, las edificaciones diseñadas con la NC 46:1999 tiene mayores daños, pero similar incertidumbre en daño completo (0.95-1.00).

Al dividir por norma de diseño, se identifican diferencias críticas: Las curvas para estructuras diseñadas con la NC 46:2017 presentan precisión excepcional (MAE=0.62, MAPE=7.2%), con errores inferiores al 10% en todos los terremotos analizados. En cambio, las curvas para estructuras diseñadas con la NC 46:1999 muestran desviaciones significativas (MAE=2.28, MAPE=18.3%), subestimando el daño observado (prueba t: p=0.009) (**Tabla 7**). Este patrón sugiere que el modelo actual responde eficientemente al comportamiento de estructuras dúctiles, pero requiere recalibración mínima para edificaciones no dúctiles con detalles sismorresistentes obsoletos.

Tabla 7- Análisis por categorías: Por normas de diseño.

Diseño	MAE	RMSE	MAE (%)	n
NC 46:2017 (estructuras dúctiles)	0,62	0,78	7,2	6
NC 46:1999 (estructuras no dúctiles)	2,28	2,72	18,3	8

La Tabla 8 presenta los errores de predicción segmentados por altura de las estructuras. Los edificios bajos (n=8) muestran un MAE de 1,64 unidades (MAPE=15,6%), mientras que las estructuras medianas (n=6) registran un MAE ligeramente inferior de 1,48 unidades (MAPE=12,9%), El análisis ANOVA confirma que estas diferencias no son estadísticamente significativas (F=0,08; p=0,78), indicando que la precisión del modelo es consistente independientemente de la altura de las estructuras evaluadas.

Tabla 8- Análisis por categorías: Por rangos de altura de las edificaciones.

Altura	MAE	RMSE	MAE (%)	n
Baja (1 – 3 pisos)	1,64	2,11	15,6	8
Media (4 – 5 pisos)	1,48	1,99	12,9	6

En cuanto a la validación por evento sísmico, se observa que la respuesta predictiva del modelo presenta variaciones significativas según el terremoto considerado. Para los sismos de Puerto Rico (2020) y México (2017), las curvas muestran una alta precisión (MAPE \approx 6.5% y 5.6%, respectivamente), lo que valida su aplicabilidad en contextos sismotectónicos afines a la región oriental de Cuba. Por otro lado, si bien se registran mayores discrepancias en los sismos de Ecuador (2016) y Haití (2021), con MAPE del 10.7% y 8.0%, respectivamente, estos valores reflejan un ajuste aceptable en términos de Ingeniería Sísmica, aunque se identifican subestimaciones moderadas en estructuras no dúctiles. Este comportamiento sugiere limitaciones en la modelación referentes a: (a) efectos de sitio en suelos blandos, y (b) mecanismos de falla superficial no incluidos en las curvas actuales (Tabla 9).

Tabla 9- Análisis por categorías: Por terremoto.

Terremoto	MAE	RMSE	MAE (%)	n
Puerto Rico, 2020	0,50	0,60	6,5	4
México, 2017	0,83	1,10	5,6	4
Haití, 2021	2,75	3,45	8,0	2
Ecuador, 2016	1,89	2,28	10,7	4

Igualmente, los resultados demuestran que la actualización de la normativa sismorresistente cubana (NC 46:2017) ha mejorado significativamente la capacidad de las estructuras para resistir eventos sísmicos severos. La incorporación de requisitos de ductilidad, diseño por capacidad y mejor detallado del refuerzo transversal se traduce en una reducción notable de la fragilidad sísmica.

La utilización de aceros cubanos con menor ductilidad respecto a estándares internacionales justifica la adopción de umbrales de daño más conservadores, lo cual fue validado empíricamente con datos de terremotos en contextos similares.

Las curvas de fragilidad desarrolladas constituyen la primera herramienta probabilística adaptada a la realidad constructiva cubana, superando las limitaciones de modelos genéricos como HAZUS. El procedimiento metodológico validado representa una contribución fundamental para la evaluación técnica de la vulnerabilidad sísmica y la evidencia base para futuras revisiones normativas en Cuba.

5. CONCLUSIONES

- Se desarrolló un procedimiento analítico robusto para la construcción de curvas de fragilidad sísmica específicas para edificaciones cubanas de pórticos de hormigón armado.
- Las estructuras diseñadas bajo la NC 46:2017 presentan una fragilidad significativamente menor que aquellas diseñadas bajo la NC 46:1999, especialmente en edificios de baja altura.
- La validación empírica confirma que las curvas obtenidas reproducen con alta precisión el comportamiento observado en terremotos reales.
- Este estudio sienta las bases para la incorporación de criterios de riesgo sísmico basados en evidencia local en el diseño sismorresistente, la evaluación de la seguridad estructural y la revisión de normativas técnicas. El procedimiento desarrollado establece un referente metodológico para futuras investigaciones sobre vulnerabilidad sísmica en Cuba.

1. Federal Emergency Management Agency (1999). HAZUS®99 Earthquake Loss Estimation Methodology, User Manual. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. United States, 314 pp. [hanos en el comportamiento sísmico de elementos de hormigón. Ciencia en su PC, \(4\), 1-15.](http://www.redalyc.org/articulo.ca?id=181322703004)
3. Morejón, G. (2018). Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de pórticos de hormigón armado en Cuba. [Tesis doctoral, Universidad Politécnica de la Habana]. [http://www.redalyc.org/articulo.ca?id=181322703004](https://www.cenais.gob.cu/productos/publicaciones/TESIS/DOCTORADOS/TESIS%20DOCTORAL-Grisel%20Morej%C3%B3n.pdf)
4. Oficina Nacional de Normalización NC. (1999). Norma Cubana NC 46:1999: Construcciones Sismorresistentes. Requisitos Básicos para el Diseño y Construcción. La Habana, Cuba.
6. Molina, S., and Lindholm, C.D. (2007). Estimation of the confidence of earthquake damage scenarios: examples from a logic tree approach. Journal of Seismology 11(3):399–410. <https://link.springer.com/article/10.1007/s10950-007-9053-3>
7. RISK-UE Consortium. (2001-2004). RISK-UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns [Project Report]. European Commission, Directorate-General for Research and Innovation. URL: <https://cordis.europa.eu/project/id/EVK4-CT-2000-00014>
8. American Concrete Institute [ACI] 318-14. (2014). Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills, USA. DOI: <https://doi.org/10.14359/51686915>
9. Computers and Structures, Inc. (2020). SAP2000 v22: Integrated finite element analysis and design of structures [Software]. <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>
10. Ghobarah, A., Aly, N. y El-Attar, M. (1997). Performance level criteria and evaluation. A critical review of proposed guidelines. Seismic design methodology for the next generation of codes, Fajfar and Krawinkler, Editors, Balkema, Slovenia. DOI: <https://doi.org/10.1080/1363246980935033>
11. Aguiar, R., & Bobadilla, D. (2005). Curvas de fragilidad para estructuras de H/A de Ecuador menores a siete pisos. Revista Ciencia, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Vol. 8, No. 2, pp. 81-88, Quito, Ecuador. <https://core.ac.uk>

*Propuesta De Diseño Geométrico Y
Pavimentación Para Mejorar La
Accesibilidad Vial Desde El Suroeste De
Portoviejo*

8

*Geometric Design And Paving Proposal To Improve
Road Accessibility From Southwestern Portoviejo*

Autores

Luis Alberto Vera Lucas

Est. Ing. Civil , Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador

lvera3760@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0002-4329-4734>

Emilio Matías Chon Long Parra

Est. Ing. Civil , Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador

echonlong6377@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0004-2984-3519>

Eduardo Tejeda Piusseaut

Dr. Ciencias Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador

eduardo.tejeda@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0002-0589-9989>

Propuesta De Diseño Geométrico Y Pavimentación Para Mejorar La Accesibilidad Vial Desde El Suroeste De Portoviejo

8

Geometric Design And Paving Proposal To Improve Road Accessibility From Southwestern Portoviejo

RESUMEN

La accesibilidad vial hacia la ciudad de Portoviejo ha representado en los últimos años un desafío constante para la planificación tanto urbana como rural, siendo la congestión vehicular y las limitaciones de acceso a infraestructuras estratégicas algunos de sus principales problemas. Con el fin de plantear una alternativa que descongestione la red existente, este estudio propone un nuevo trazado por la zona suroeste, conectando con la vía E482 en La Pila, perteneciente al cantón Montecristi. La metodología incluyó la caracterización topográfica del corredor mediante modelos digitales de elevación (ALOS PALSAR), el diseño del alineamiento horizontal y vertical con AutoCAD Civil 3D bajo criterios de la norma AASHTO 2011, así como la proyección del tránsito a 15 años y la estimación de ejes equivalentes (ESALs) para el diseño del pavimento asfáltico, siguiendo la metodología AASHTO 1993. El trazado optimizado permitió reducir la longitud de 14,53 km a 14,28 km y disminuir el número de curvas de 91 a 42, mejorando la continuidad y seguridad del recorrido. Los estudios de suelo evidencian que la subrasante presenta baja capacidad portante (CBR \approx 2,40%), que exige un paquete estructural compuesto por una capa asfáltica de 15 cm, una base granular de 15 cm y una subbase granular de 33 cm. La propuesta constituye una alternativa viable para mejorar la accesibilidad vial del suroeste de Portoviejo, reduciendo tiempos de viaje y fortaleciendo la conectividad territorial, con impacto positivo en la seguridad vial, la atención de emergencias y el desarrollo regional.

Palabras clave: alineación horizontal, alineación vertical, diseño geométrico, modelo digital de elevación, pavimento flexible

ABSTRACT

Road accessibility to the city of Portoviejo has represented a constant challenge in recent years for both urban and rural planning, with traffic congestion and limited access to strategic infrastructures being among its main issues. In order to propose an alternative that relieves the existing network, this study presents a new alignment through the southwestern area, connecting to the E482 highway in La Pila, belonging to the Montecristi canton. The methodology included the topographic characterization of the corridor using digital elevation models (ALOS PALSAR), the design of the horizontal and vertical alignment in AutoCAD Civil 3D following the AASHTO 2011 standard, as well as a 15-year traffic projection and the estimation of equivalent single axle loads (ESALs) for asphalt pavement design based on the AASHTO 1993 methodology. The optimized alignment reduced the total length from 14.53 km to 14.28 km and decreased the number of curves from 91 to 42, improving route continuity and safety. Soil studies indicate that the subgrade has a low bearing capacity (CBR \approx 2.40%), requiring a structural pavement package consisting of a 15 cm asphalt layer, a 15 cm granular base, and a 33 cm granular subbase. The proposal represents a feasible alternative to improve road accessibility in the southwestern sector of Portoviejo, reducing travel times and strengthening territorial connectivity, with a positive impact on road safety, emergency response, and regional development.

Keywords: geometric design, flexible pavement, vertical alignment, horizontal alignment, Digital Elevation Model (DEM)

Nota Editorial: Recibido: 8 de Septiembre 2025 Aceptado: 29 de Octubre 2025

1. INTRODUCCIÓN

El cantón Portoviejo, capital de la provincia de Manabí (Ecuador), ha experimentado en las últimas décadas un acelerado crecimiento poblacional, proyectado oficialmente por el INEC en su revisión 2024 [1]. Paralelamente, la expansión territorial se concentra en las periferias sur y oeste de la ciudad, donde se registra una clara tasa de crecimiento [2]. Esta dinámica ha incrementado la presión sobre la infraestructura vial existente, generando la necesidad de establecer corredores que articulen de manera eficiente las zonas rurales con los centros urbanos. En particular, el sector suroeste del cantón enfrenta un déficit en materia de accesibilidad, pues depende de una única vía principal para garantizar su conexión con la ciudad. Esta situación afecta también a comunidades rurales de cantones vecinos como Montecristi y Jipijapa, quienes dependen de la vía E30 como único acceso funcional hacia la capital provincial, como se observa en la Figura 1. Esta limitación no solo provoca congestión vehicular y mayores tiempos de desplazamiento, sino que también condiciona negativamente la movilidad de personas y mercancías, restringe las oportunidades de desarrollo económico y reduce la capacidad de respuesta en situaciones de emergencia.

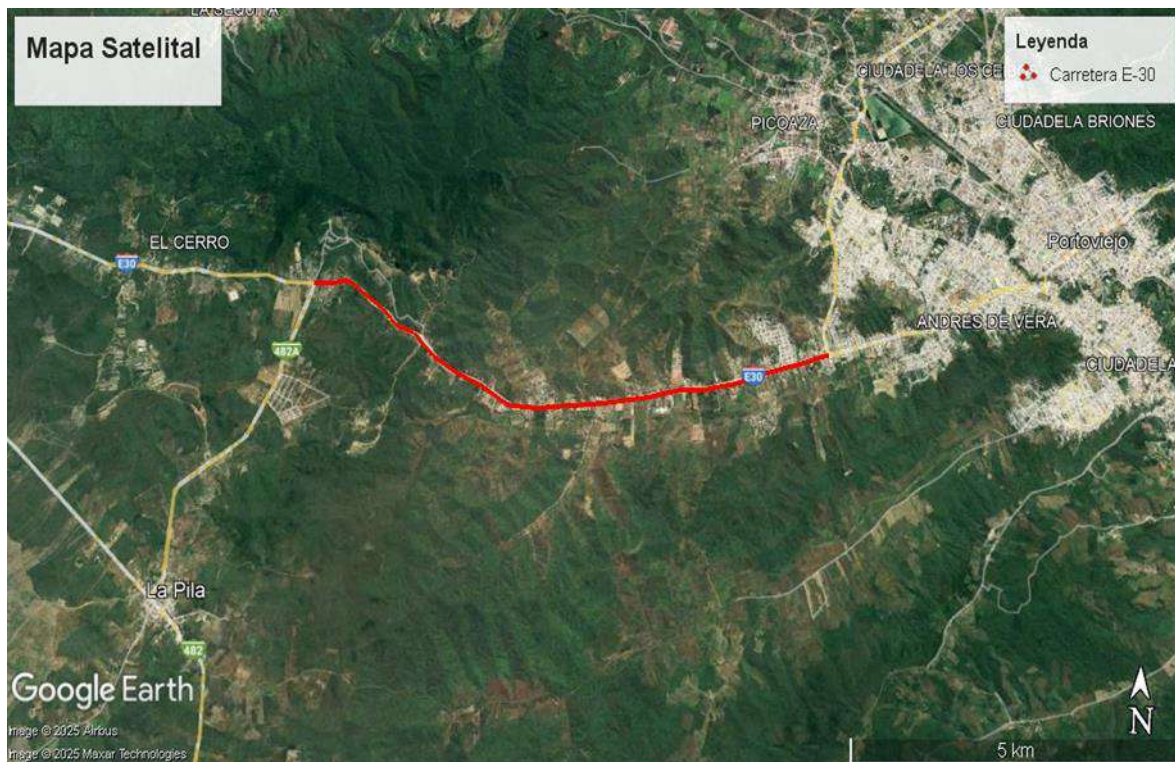


Fig. 1- Vista satelital de la carretera E-30, tramo entre Montecristi y Portoviejo (trazado en rojo).
Imagen generada con Google Earth Pro.

La mejora de la infraestructura vial en zonas con vocación productiva agropecuaria, como el sector agrícola de El Florón, ubicado al suroeste del cantón Portoviejo [3], tiene un impacto directo en la calidad de vida de la población, al facilitar el acceso a servicios esenciales como salud, educación y actividades comerciales. De igual manera, contribuye a potenciar la productividad al disminuir los costos de transporte de insumos y productos [4]. En este marco, el fortalecimiento de la conectividad en el suroeste de Portoviejo no debe entenderse únicamente como una solución técnica de movilidad, sino como una estrategia integral de integración social y de desarrollo territorial sostenible. No obstante, para asegurar la permanencia de estos beneficios en el mediano y largo plazo, es fundamental implementar programas de mantenimiento periódico que garanticen la funcionalidad de las vías [5].

Diversos estudios en América Latina evidencian que los proyectos de infraestructura vial suelen enfrentar limitaciones vinculadas a la falta de planificación estratégica y a la escasa coordinación institucional, lo que genera ineficiencias que repercuten en la seguridad y en la calidad del transporte [6]. Esta problemática también se manifiesta en el contexto ecuatoriano. En 2022, la Prefectura de Manabí ejecutó labores de mejoramiento superficial en el corredor El Florón – La Pila, con una intervención aproximada de 14,5 km que incluyó actividades de nivelación y desmonte [7]. Si bien estas acciones mejoraron temporalmente la movilidad y fueron bien recibidas por las comunidades rurales, no incorporaron criterios técnicos de rediseño geométrico ni estructural, lo que limitó su capacidad para satisfacer de forma permanente las necesidades de conectividad y durabilidad requeridas por la zona.

Bajo este contexto, se formula una propuesta de diseño geométrico y estructural de pavimento flexible para la vía que conecta La Pila con Portoviejo. El planteamiento se orienta a ofrecer una solución técnica preliminar que integre la proyección del tránsito futuro, las propiedades del suelo natural del corredor y la normativa aplicable en el país. El diseño geométrico se basa en los lineamientos establecidos por la AASHTO 2011 [8], complementados con lo dispuesto en la Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12 [9], referente técnico del MTOP y ampliamente utilizado en proyectos y estudios de infraestructura vial en Ecuador, lo que permitió la clasificación funcional de la vía y la verificación del cumplimiento de los parámetros mínimos de diseño. Para el dimensionamiento del pavimento flexible se empleó la metodología de la AASHTO 1993 [10], adaptada a las condiciones locales. La finalidad es desarrollar un proyecto con mayor nivel de confiabilidad, sustentado en parámetros técnicos que garanticen un desempeño adecuado durante su vida útil.

El presente artículo expone los principales componentes de la propuesta, la cual incluye un trazado que optimiza el recorrido actual, el análisis del Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) y la estimación del número de ejes equivalentes (ESALs) para un horizonte de diseño de 15 años. Asimismo, se presenta la caracterización preliminar de la subrasante y el dimensionamiento de la estructura de pavimento flexible que, en conjunto, buscan asegurar la funcionalidad y durabilidad de la vía proyectada. De este modo, se pretende contribuir al fortalecimiento de la accesibilidad vial en el suroeste de Portoviejo, promoviendo una conexión más eficiente entre las zonas rurales y urbanas, con un enfoque integral que articule criterios técnicos, sociales y de sostenibilidad territorial.

2. DESARROLLO

2.1. Ubicación General Del Trazado

El trazado propuesto se localiza al suroeste del cantón Portoviejo, en la provincia de Manabí, y tiene como propósito establecer una conexión directa entre la parroquia La Pila, perteneciente al cantón Montecristi, y el área urbana de Portoviejo. Esta intervención vial se proyecta como un corredor estratégico de gran relevancia para la región, considerando que en este sector se registra un flujo constante de personas, vehículos y productos agrícolas que se movilizan hacia los principales centros comerciales, de salud, educativos y administrativos de la capital provincial. En la Figura 2 se muestra una imagen del trazado propuesto.

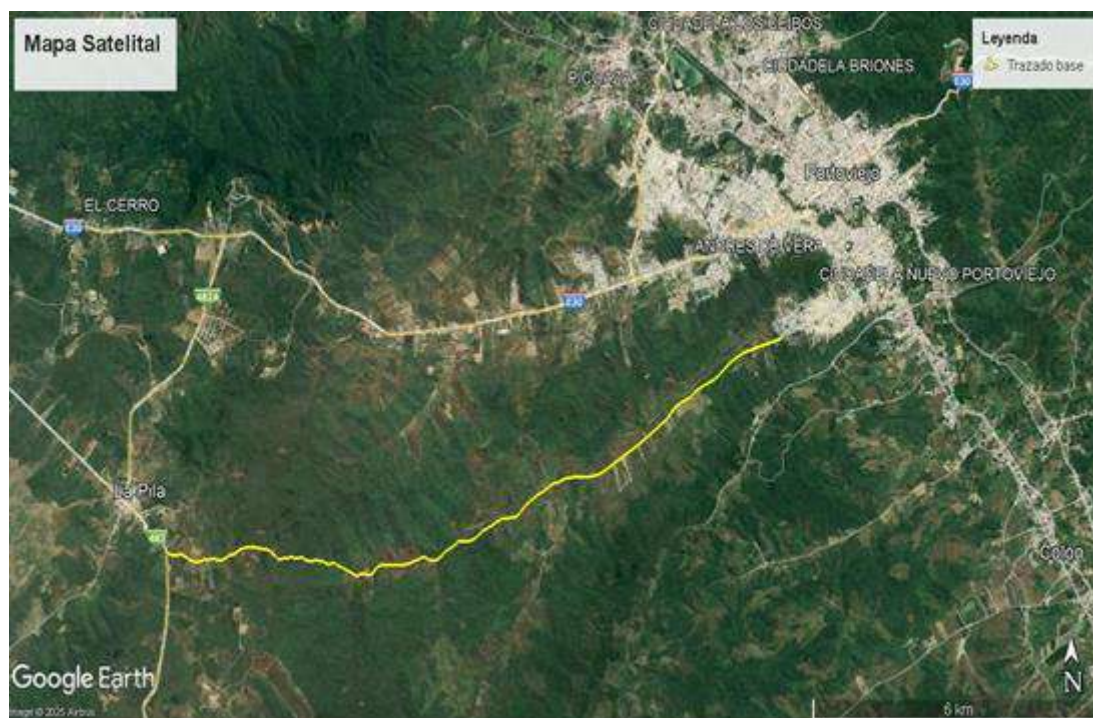


Fig. 2- Vista satelital del trazado vial propuesto entre La Pila y Portoviejo (trazado en amarillo). Imagen generada con Google Earth Pro.

En la actualidad, la carretera E30 funciona como el principal eje estructurante de tránsito en Portoviejo, lo que ha generado una creciente presión sobre su capacidad operativa debido al sostenido incremento del parque automotor. Para la proyección del tránsito vehicular futuro, el Plan Vial de la Provincia de Manabí [11] adopta las tasas de incremento interanual establecidas por el MTOP a nivel nacional: 5% para camiones, 4% para vehículos livianos y 3,5% para buses. La aplicación referencial de estas tasas permite anticipar una demanda que excede la capacidad de la sección vial actual (dos carriles), generando condiciones de riesgo vial. Esta situación se refleja en el aumento del 76,8% en el índice de siniestros entre 2020 y 2021, y un Índice de Mortalidad de 2,14 en el período 2020–2022, valor que supera la meta institucional en un 75% [12]. Estos indicadores justifican la necesidad de construir una ruta alterna y respaldan el diseño propuesto.

Frente a esta problemática, el trazado proyectado se concibe como una ruta alternativa de aproximadamente 14 km de longitud. Su objetivo es complementar y descongestionar la red vial existente, optimizar la movilidad interurbana, reducir los tiempos de desplazamiento, mejorar las condiciones de accesibilidad y fortalecer la articulación territorial. Asimismo, esta nueva vía permitirá un acceso más directo y rápido hacia infraestructuras estratégicas de la ciudad de Portoviejo, como el Hospital de Especialidades y el centro de control ECU-911, mejorando la capacidad de respuesta y la atención de emergencias, y contribuyendo al desarrollo socioeconómico de la zona.

2.2. Caracterización Topográfica Del Trazado

El trazado propuesto se emplaza en una zona de transición entre planicies y colinas suaves, con altitudes que oscilan entre 66 y 250 metros sobre el nivel del mar. El relieve se caracteriza por superficies predominantemente planas, aunque en un tramo específico se presentan pendientes naturales superiores al 8%. Estas características permiten proyectar los alineamientos horizontal y vertical cumpliendo sin mayores dificultades los valores de pendiente máxima establecidos en la normativa ecuatoriana para vías secundarias.

Adicionalmente, la topografía de la zona contribuye a optimizar el diseño geométrico, ya que la configuración del terreno minimiza la necesidad de cortes y rellenos considerables, reduciendo así los volúmenes de movimiento de tierras y, por ende, los costos de construcción. No obstante, debido a la presencia de escurrimientos superficiales durante la temporada invernal, se prevé la incorporación de obras menores de drenaje transversal para garantizar la estabilidad y durabilidad de la vía.

El análisis topográfico se desarrolló a partir de información satelital obtenida mediante el programa ALOS PALSAR (Advanced Land Observing Satellite – Phased Array type L-band Synthetic Aperture Radar), disponible en la plataforma Earthdata de la NASA. Esta fuente proporciona Modelos Digitales de Elevación (DEM) con resolución espacial de 30 metros y una precisión vertical promedio de ± 5 metros, características que resultan apropiadas para estudios preliminares de ingeniería vial.

El archivo generado en formato .tif fue procesado mediante el software Global Mapper, donde se representó el trazado sobre el Modelo Digital de Elevación (Figura 3). Posteriormente, se elaboraron curvas de nivel con equidistancia de 20 metros (Figura 4), lo que permitió una lectura más detallada de la morfología del terreno y la identificación de pendientes, zonas críticas y posibles condicionantes para el trazado. Finalmente, el Modelo Digital del Terreno (MDT) fue exportado a la plataforma AutoCAD Civil 3D, donde se efectuó la modelación tridimensional del área de estudio. Esta representación en 3D constituyó una herramienta fundamental para la visualización integral de las condiciones topográficas y para la definición preliminar de los alineamientos geométricos.

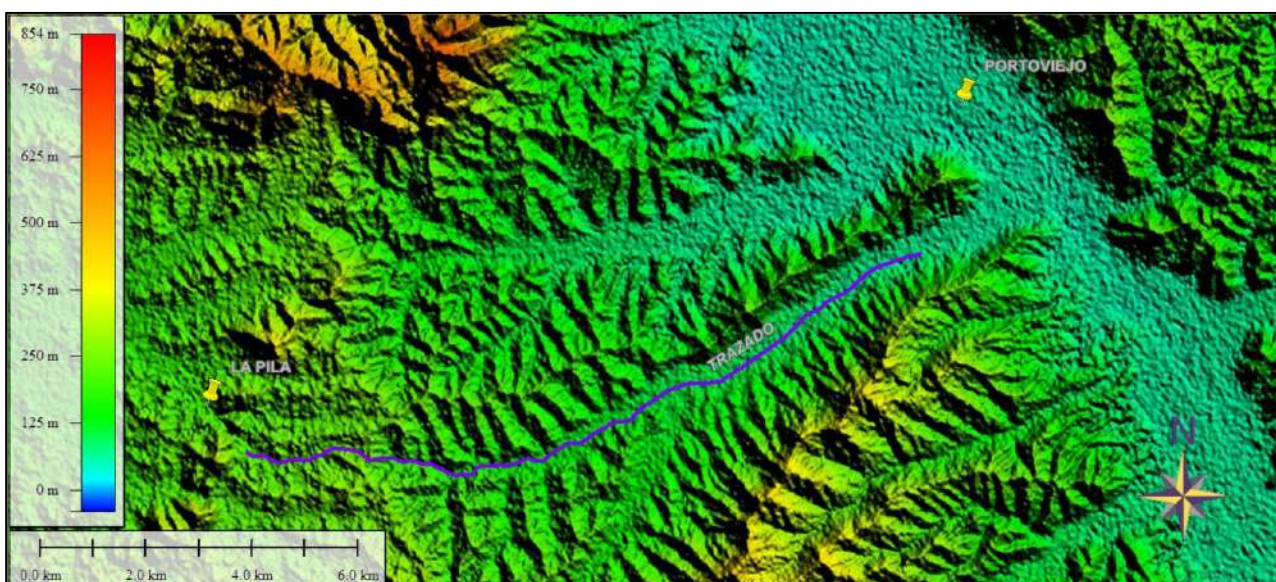


Fig. 3- Vista del Trazado (en violeta) en el Modelo Digital de Elevación generado en Global Mapper, obtenido de ALOS PALSAR.



Fig. 4- Vista del Trazado (en violeta) con Curvas de Nivel cada 20 metros generado en Global Mapper.

2.3. Diseño Geométrico De La Vía

El diseño geométrico de la vía propuesta entre La Pila y Portoviejo tiene como objetivo garantizar condiciones adecuadas de circulación, seguridad y funcionalidad para los usuarios. La propuesta se basó en el aprovechamiento del trazado existente, resultando en la optimización del número de curvas de 91 a 42, lo cual buscó minimizar los costos de movimiento de tierras y reducir la afectación ambiental y social, además de respetar las rutas ya consolidadas por el tránsito local

El diseño propuesto busca equilibrar la funcionalidad técnica con la mitigación de impactos ambientales, promoviendo una infraestructura vial más sostenible y respetuosa con el entorno.

El diseño geométrico del alineamiento horizontal y vertical se realizó en AutoCAD Civil 3D, tomando como referencia el modelo digital del terreno (MDT) obtenido a partir de datos satelitales ALOS PALSAR, procesados en Global Mapper. El trazado se optimizó respetando la morfología natural del terreno y ajustando los parámetros de diseño a las especificaciones de la normativa AASHTO 2011, adaptadas a las condiciones locales. Esta normativa define criterios esenciales como radios mínimos, pendientes máximas y desarrollo de curvas de transición, que en este proyecto se aplicaron para una velocidad de diseño de 60 km/h, asegurando condiciones de circulación seguras, eficientes y confortables.

La sección transversal fue diseñada con un carril por sentido, bermas de seguridad y pendientes longitudinales acordes al relieve natural. Se empleó una escala de 1:2000 para la representación general del trazado y una escala de 1:1000 para el diseño detallado de curvas, cumpliendo con la normativa vigente del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) para vías colectoras secundarias.

2.3.1 Alineamiento Horizontal

El diseño horizontal constituye un elemento fundamental para garantizar la seguridad y comodidad de los usuarios. En este proyecto, se siguieron los lineamientos de la Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12), adoptando radios mínimos de curva de 115 m acordes con la velocidad de diseño de 60 km/h y 10% de peralte, considerando que los radios existentes en el trazado base cumplían apenas con los valores normativos mínimos.

La longitud del trazado original era de 14,53 km, mientras que la optimización realizada en AutoCAD Civil 3D definió un recorrido de 14,28 km, lo que representa una reducción aproximada de 250 m en el desarrollo total de la vía. El trazado inicial presentaba más de 90 curvas, muchas de ellas de radio inferior al valor mínimo normativo, con intersecciones desfavorables. Tras la optimización, se redujo el número de curvas a 42, logrando un alineamiento más directo y seguro, lo que favorece condiciones de operación acordes a la velocidad de 60 km/h. Adicionalmente, la optimización permitió reducir movimientos de tierra innecesarios, los cortes se redujeron de 345 045,21 m³ a 288 258,32 m³ y los terraplenes de 307 286,67 m³ a 266 279,61 m³, lo que demuestra una mayor adaptación al relieve natural y, en consecuencia, un menor impacto ambiental y económico.

La Figura 5 muestra el alineamiento horizontal de la vía entre las abscisas 0+000 y 0+520, donde se pueden observar las dos curvas iniciales y sus elementos, diseñados para el inicio del trazado. Por su parte, la Figura 6 presenta el tramo comprendido entre las abscisas 2+220 y 3+080, acompañado del cuadro de elementos de curva correspondiente a los Puntos de Inflexión (PI) 10 a 14. Este segmento es representativo de los criterios de diseño aplicados en el trazado, que en su totalidad comprende 42 curvas horizontales. El cuadro detalla los parámetros geométricos de cada curva, incluyendo dirección, radios de curvatura, longitudes y otros datos relevantes para la planificación y construcción de la vía.

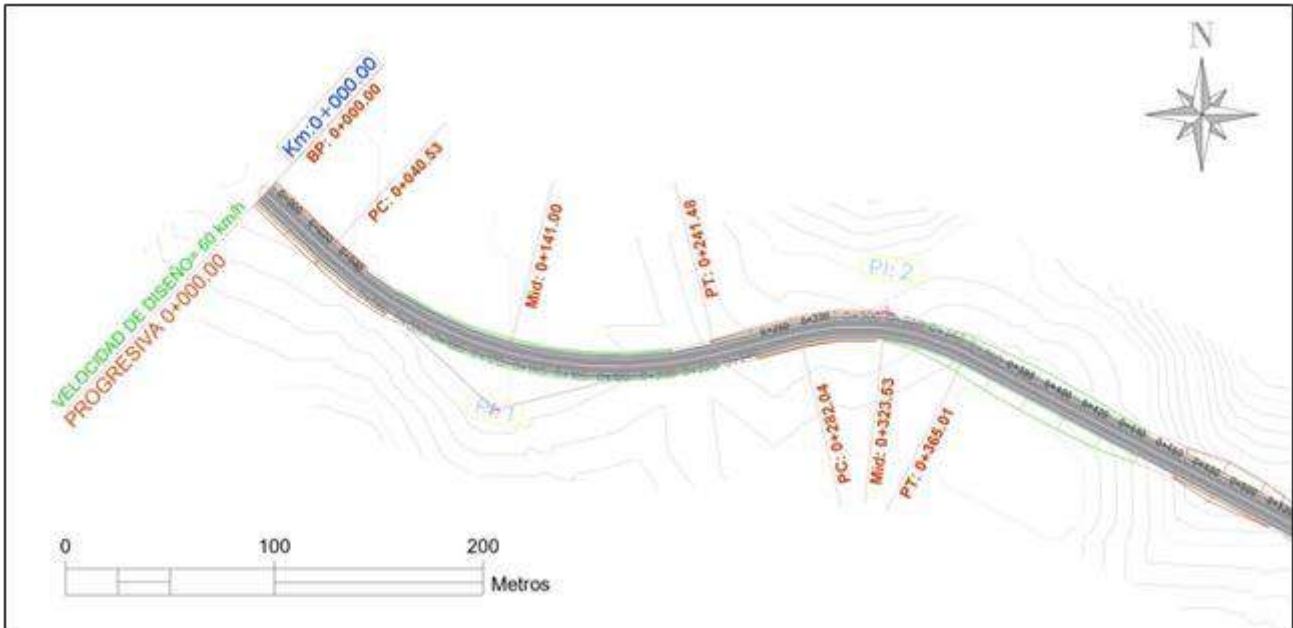


Fig. 5- Diseño horizontal para el tramo de vía entre las abscisas 0+000 y 0+520

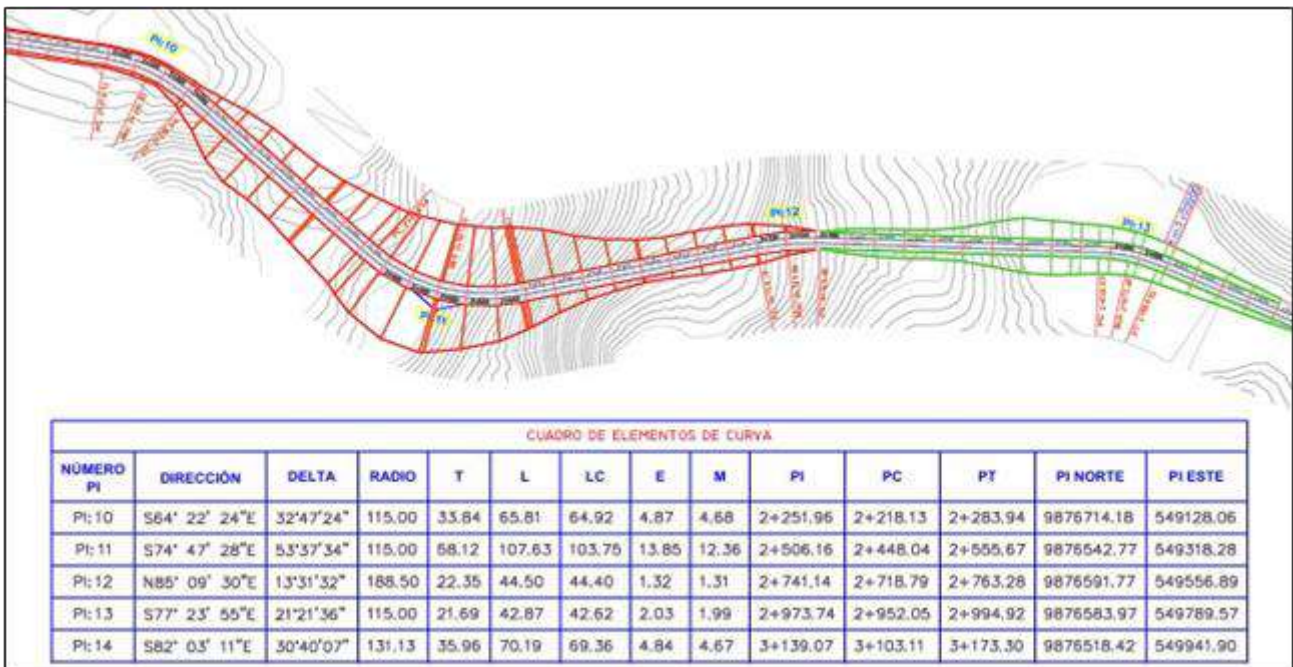


Fig. 6- Diseño horizontal para el tramo de vía entre las abscisas 2+220 y 3+080

2.3.2 Alineamiento Vertical

En el diseño se adoptaron curvas parabólicas, siguiendo las recomendaciones de la AASHTO 2011 y la NEVI-12. La alineación vertical del trazado presenta un total de 32 curvas verticales, desglosadas en 14 cóncavas (en valle) y 18 convexas (en cresta), considerando una pendiente máxima del 8% y longitudes mínimas de curva que aseguran la distancia de visibilidad de detención para la velocidad de diseño. La Figura 7 presenta el alineamiento vertical en el tramo de mayores pendientes del terreno natural, comprendido entre las abscisas 2+220 y 3+020, donde fue necesario realizar un corte pronunciado para garantizar el cumplimiento de la pendiente máxima del trazado vertical.

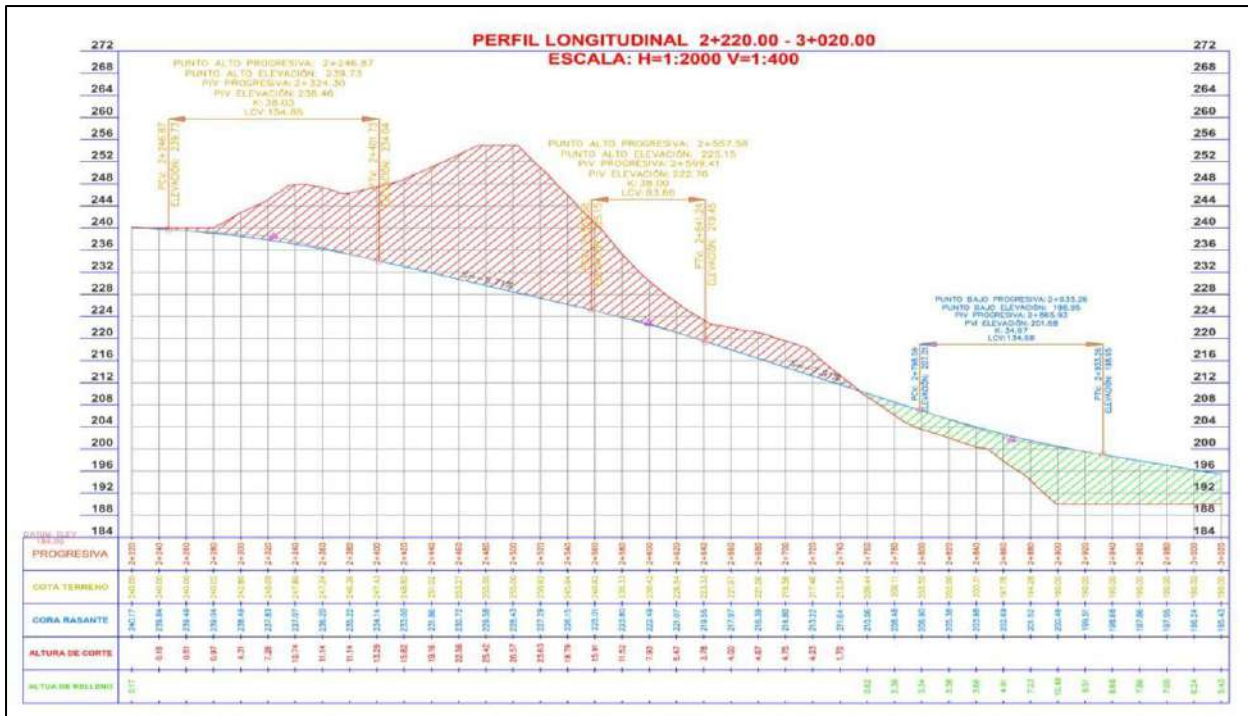


Fig. 7- Perfil Longitudinal para el tramo de la vía entre las abscisas 2+220 y 3+020

2.3.3 Seguridad Vial

La propuesta incorpora criterios esenciales de seguridad y diseño geométrico conforme a la normativa AASHTO 2011, utilizando una velocidad de diseño de 60 km/h. Esto garantiza la Distancia de Visibilidad de Detención (DVD) de 85 m en la totalidad del trazado. Se realizó un análisis de la Distancia de Visibilidad de Adelantamiento (DVA) de 500 m, requisito de AASHTO para esta velocidad. Este análisis confirma que el trazado optimizado cumple la DVA a lo largo de 10,23 km (aproximadamente el 71,6% del corredor), distribuidos en 17 tramos contiguos, lo que representa unas 20 oportunidades de adelantamiento a lo largo de la vía y favorece la capacidad operativa del corredor.

Adicionalmente, se consideró el peralte de las curvas conforme a la normativa ecuatoriana, favoreciendo la estabilidad vehicular y reduciendo el riesgo de deslizamiento. El drenaje superficial se identifica como un factor determinante, dado que la acumulación de agua sobre la calzada incrementa tanto el riesgo de deslizamiento como el deterioro prematuro del pavimento. Para mitigar este efecto, se propone la incorporación de cunetas laterales. Estas estructuras, que totalizan aproximadamente 11 628 metros lineales y serán diseñadas en ambos costados de la calzada a lo largo de los tramos que requieren captación y evacuación de aguas pluviales, contribuirán a la conservación de la vía y a la seguridad de los usuarios.

2.4. Diseño Estructural Del Pavimento Flexible

2.4.1. Proyección Del Tránsito Para El Diseño Del Pavimento

Con el objetivo de caracterizar adecuadamente el tránsito proyectado en la vía, se tomó como referencia un estudio de aforo vehicular realizado en la vía Montecristi – La Cadena, el cual presenta condiciones operativas y un espectro de vehículos pesados con características comparables a las que se esperan en el área de influencia del proyecto. Sin embargo, considerando que la categoría de la vía en diseño corresponde a una jerarquía secundaria, con menores niveles de movilidad que el tramo de referencia, se aplicó un factor de ajuste sobre los volúmenes observados. Dicho ajuste consistió en una reducción del 30% respecto al Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) original, a fin de obtener una proyección más prudente y realista de la demanda vehicular que deberá soportar la nueva infraestructura (Tabla 1).

Tabla 1- Valores del TPDA proyectados a 15 años

Vehículos	TPDA	
	Número	Porcentaje
Livianos	3400	79,04%
Buses	300	6,97%
2DA	130	3,03%
2DB	393	9,13%
3A	46	1,06%
2S 1	2	0,04%
2S 2	27	0,62%
2S 3	3	0,07%
3S 1	2	0,04%
TOTAL	4301	100%

A partir de este TPDA ajustado se procedió al cálculo de los ejes simples equivalentes de 8,2 toneladas (ESALs), siguiendo la metodología establecida en la Guía AASHTO 1993 para el diseño de pavimentos. El análisis consideró un período de diseño de 15 años, durante el cual se estima el tránsito acumulado que incidirá sobre la estructura vial.

Los parámetros adoptados en el proceso de cálculo, incluyendo factores de equivalencia de carga, tasas de crecimiento vehicular y composición del tránsito por categorías, se resumen en la Tabla 2, que sirve como base para las etapas posteriores de diseño estructural.

Tabla 2- Parámetros utilizados para el cálculo de ESALs según AASHTO 1993

Parámetro	Valor
Período de diseño (años)	15
Tasa de crecimiento del tránsito	Livianos = 3.27%
	Buses = 1.54%
	Camiones = 2.48%
Distribución direccional (DD)	0.5
Factor de carril (LD)	1
Clasificación funcional de la vía	Carretera de 2 carriles (C1)

El cálculo del tránsito acumulado resultó en un valor aproximado de ESALs $\approx 2,76 \times 10^6$ ejes equivalentes, el cual fue adoptado como tráfico de diseño para el dimensionamiento estructural del pavimento flexible. Este valor constituye el parámetro fundamental sobre el que se establece la capacidad portante de la estructura, asegurando que los espesores y materiales seleccionados sean capaces de resistir de manera adecuada las solicitaciones inducidas por el tránsito durante los 15 años de vida útil proyectada.

2.4.2. Diseño Del Pavimento Flexible

El diseño estructural del pavimento propuesto se desarrolló siguiendo los lineamientos de la Guía para el Diseño de Pavimentos Flexibles según la metodología AASHTO 1993, adaptados a las condiciones específicas del área de estudio, especialmente en lo relacionado con las características de los suelos de fundación. En este procedimiento se determina el Número Estructural (SN) requerido para garantizar la capacidad de la estructura frente a las cargas del tránsito proyectado durante su vida útil, integrando en el análisis las propiedades mecánicas de la subrasante, el nivel de servicio deseado, las condiciones climáticas y los factores de drenaje propios de la zona.

La vía objeto de estudio corresponde a una carretera tipo C1, de acuerdo con la clasificación del Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador (MTOPE). El tráfico de diseño esperado de $2,76 \times 10^6$ ejes equivalentes simples (ESALs).

En cuanto a la capacidad de soporte de la subrasante, los ensayos de laboratorio evidencian condiciones desfavorables. En el sector de Portoviejo, estudios geotécnicos [13] señalan la presencia de limos de alta plasticidad, con valores de CBR entre 1,88% y 2,64%. En la zona de La Pila se identificaron limos y arcillas [14], con un CBR promedio de 2,88%. Para fines de diseño se adoptó un valor representativo de CBR = 2,40%, el cual clasifica a la subrasante como de baja capacidad estructural según la AASHTO. Esta condición exige un refuerzo significativo mediante capas granulares y tratadas que garanticen un adecuado desempeño frente al tránsito proyectado.

Seguendo las disposiciones del MTOP, se estableció como criterio de diseño que la capa base alcance un CBR \geq 80% y la subbase un CBR \geq 30%, con el propósito de asegurar un comportamiento mecánico satisfactorio frente a las cargas repetitivas y a las condiciones ambientales de la región, caracterizadas por precipitaciones intensas y variaciones estacionales en la humedad de los suelos.

Para el análisis estructural se adoptó un nivel de confiabilidad del 80% ($Z_r = 0,841$) y un error estándar de 0,45, además de valores de serviciabilidad inicial y final de 4,2 y 2,5, respectivamente, en concordancia con los parámetros recomendados por la AASHTO para vías de esta categoría. Considerando los factores de drenaje y aplicando la ecuación de diseño de la AASHTO 1993, complementada con el uso de los nomogramas correspondientes para pavimentos flexibles, se determinó el paquete estructural óptimo.

Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 3, donde se detallan los cálculos de los espesores de cada capa del pavimento, estableciendo así una solución técnica que garantiza la resistencia estructural, la durabilidad y la funcionalidad de la vía durante el periodo de diseño establecido.

Tabla 3- Parámetros utilizados para determinar del paquete estructural

Capas	CBR (%)	Mr (psi)	SNi	Coeficiente estructural (pul ⁻¹)		Coeficiente de Drenaje (m)	Espesores de capa (Pulg)		SN*
							D _i	D _i *	
Rodadura asfáltica		300000	2,23	a1	0,40		5,58	5,9	2,36
Base Granular	80	29000	2,85	a2	0,14	1,0	3,50	5,9	0,83
Subbase Granular	30	14900	4,60	a3	0,11	1,0	12.9	13	1,43
Subrasante	2,4	3600							4,62

El Número Estructural (SN) se define según la ecuación:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3 \quad (1)$$

La capa de superficie (D₁) se calcula como:

$$D_1 \geq \frac{SN_1}{a_1} \quad D_1 \geq \frac{2,23}{0,40} = 5.58 \text{ pulg}$$

Se adopta un valor aproximado de 5,9 pulgadas (15 cm):

$$SN_1 = D_1 * a_1 = 5,9 * 0,40 = 2,36$$

Capa de base (D₂):

$$D_2 \geq \frac{SN_2 - SN_1}{a_2 * m_2} \quad D_2 \geq \frac{2,85 - 2,36}{0,14 * 1} = 3.5 \text{ pulg}$$

Según el tráfico de diseño el espesor mínimo de base debe ser mayor a 15 cm, por lo que se debe incrementar hasta 5.9 pulgadas (15 cm). Por tanto:

$$SN_2 = D_2 * a_2 * m_1 = 5.9 * 0.14 * 1 = 0.83$$

Capa de subbase (D₃):

$$D_3 \geq \frac{SN_3 - (SN_2 + SN_1)}{a_3 * m_3} \quad D_3 \geq \frac{4,6 - (0,83 + 2,36)}{0,11 * 1} = 12.9 \text{ pulg}$$

Se adopta un valor aproximado de 13 pulgadas (33 cm):

$$SN_3 = D_3 * a_3 * m_3 = 13 * 0.11 * 1 = 1,43$$

Aplicando los resultados obtenidos en la ecuación 1:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_2 D_2 + a_3 m_3 D_3 = 2,36 + 0,83 + 1,43 = 4,62 > 4.6$$

El Número Estructural (SN) obtenido para el tránsito proyectado en un periodo de diseño de 15 años cumple tanto con el valor total exigido por el tráfico de diseño, como con los valores requeridos en cada nivel de la estructura. Esto garantiza que el pavimento propuesto posee la capacidad necesaria para resistir las cargas previstas durante su vida útil, siempre que se asegure el uso de materiales con las características especificadas por el MTOP y se ejecute un programa adecuado de mantenimiento a lo largo de su operación.

Los valores finales adoptados para los espesores de las capas del paquete estructural fueron los siguientes:

- Capa de rodadura (superficie): 15 cm (5,9 pulg.)
- Capa de base granular: 15 cm (5,9 pulg.)
- Capa de subbase granular: 33 cm (13 pulg.)

En la Figura 8 se presenta la sección transversal típica de la vía, en la que se ilustran los espesores definidos para cada una de las capas de la estructura del pavimento.

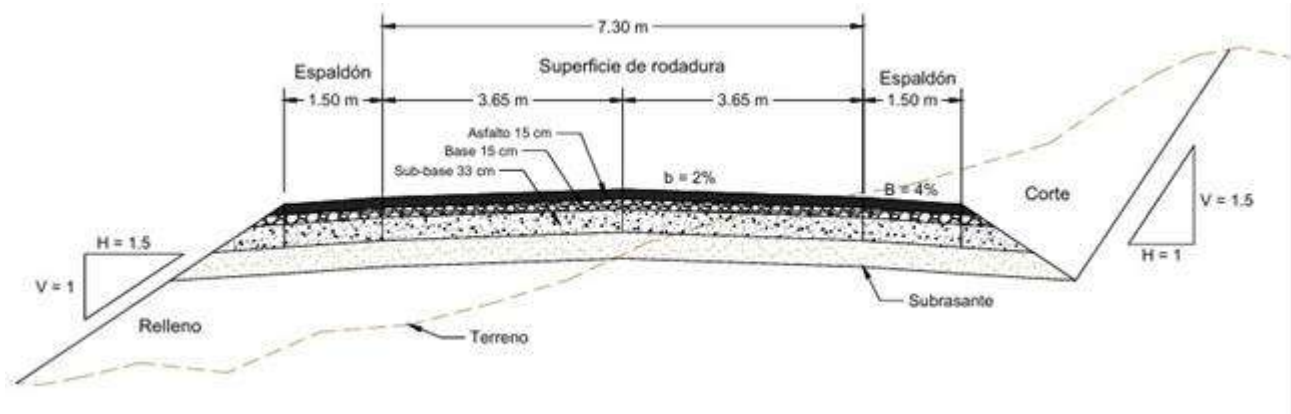


Fig. 8- Sección transversal de la vía con la estructura de pavimento flexible.

El presupuesto referencial global estimado para la ejecución del proyecto asciende a USD 13 273 271,81. La partida de movimiento de tierras es la de mayor incidencia económica en este monto, debido a los elevados volúmenes de excavación y conformación de terraplenes que demanda el trazado, lo cual representa una fase crítica tanto en términos técnicos como financieros. Para la elaboración de este presupuesto, se emplearon los precios unitarios obtenidos de un proyecto reciente desarrollado en la región [15], los cuales fueron debidamente actualizados y ajustados a las cantidades de obra requeridas en el presente diseño.

Dentro de los criterios de diseño, se consideró pertinente la construcción de cunetas de hormigón. Esta decisión técnica se basa en que dicho material ofrece una mayor resistencia a la erosión y socavación, lo que prolonga la vida útil de la obra y brinda una protección superior a la estructura del pavimento. De esta manera, si bien se incurre en un mayor costo de inversión inicial, se logra incrementar la durabilidad de la vía y reducir significativamente los costos de mantenimiento a largo plazo. El detalle de las partidas y valores consolidados se presenta en la Tabla 4.

Tabla 4- Presupuesto referencial sobre el diseño y el pavimento flexible del trazado de la vía La Pila- Portoviejo.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Preliminar					\$17 586,54
1	Replanteo y Nivelación Vías	m ²	175865,40	0,10	17586,54
Movimiento de tierra					\$7 254 268,99
2	Excavación	m ³	288258,32	4,21	1213567,527
3	Relleno y compactación	m ³	266279,61	22,05	5871465,401
4	Desalojo con volquete	m ³	21978,71	7,70	169236,067
Estructura de la vía					\$2 590 614,99
5	Sub-base	m ³	51544,29	10,39	535545,1731
6	Base	m ³	22090,41	12,65	279443,6865
7	Asfalto	m ²	104375,4	9,16	956078,664
8	Material de mejoramiento	m ³	61552,89	8,46	520737,4494
	Transporte material	m ³ -km	1030379,37	0,29	298810,0158
Obras de drenaje					\$1 075 749,36
9	Excavación para cunetas y encauzamientos (con Maquinaria)	m ³	56000	2,38	133280
10	Hormigón estructural de cemento Portland, Clase D (f'c = 180 kg/cm ²), cunetas	m ³	6244	150,94	942469,36
Señalización Vial					\$603 755,60
11	Marcas de pavimento	M	171576	2,12	363741,12
12	Marcas sobresalidas de pavimento (unidireccionales)	U	38128	3,06	116671,68
13	Marcas sobresalidas de pavimento (bidireccionales)	U	19064	3,28	62529,92
14	Señal al lado de la carretera preventiva (0.60mx0.60m) (48 ton)	U	8	116,99	935,92
15	Señal al lado de la carretera informativa (0.90mx0.30m)	U	572	104,68	59876,96
SUBTOTAL DE LA OBRA					\$11 541 975,48
IVA 15%					\$1 731 296,32
TOTAL DE LA OBRA					\$13 273 271,81

4. CONCLUSIONES

El trazado propuesto entre La Pila y Portoviejo constituye una alternativa estratégica a la red vial existente, con el objetivo de mejorar la movilidad interurbana, reducir los tiempos de desplazamiento y fortalecer la articulación territorial en la provincia de Manabí.

La caracterización topográfica evidenció que el área de estudio presenta condiciones favorables para el diseño vial, al desarrollarse principalmente en un terreno plano con pendientes moderadas. Esto permitió proyectar alineamientos geométricos que minimizan los volúmenes de movimiento de tierras y, por ende, los costos de construcción, sin dejar de prever obras menores de drenaje que garanticen la estabilidad de la vía en temporada invernal.

El diseño geométrico, elaborado bajo los lineamientos de la AASHTO 2011, la NEVI-12 y la normativa del MTOP, optimizó el trazado existente al reducir de más de 90 a 42 curvas, mejorando la seguridad y funcionalidad de la carretera. La aplicación de radios mínimos, curvas de transición y pendientes acordes al relieve asegura condiciones de operación confortables y seguras para una velocidad de diseño de 60 km/h.

El diseño estructural del pavimento flexible, fundamentado en la metodología AASHTO 1993 y adaptado a las características geotécnicas locales, garantizó la resistencia frente al tránsito proyectado de $2,76 \times 10^6$ ESALs en un período de 15 años. Los espesores adoptados —15 cm de capa de rodadura, 15 cm de base granular y 33 cm de subbase granular— ofrecen un equilibrio entre desempeño estructural, durabilidad y sostenibilidad económica.

El presupuesto referencial asciende a USD 13 273 271,81. De este total, el movimiento de tierras es la partida de mayor incidencia económica, representando un 54,65% del costo del proyecto (con IVA), lo que resalta la importancia de una planificación eficiente en esta etapa. Asimismo, la incorporación de cunetas de hormigón refuerza la durabilidad del pavimento y reduce costos de mantenimiento a largo plazo.

En conjunto, los análisis técnicos, topográficos, geométricos, estructurales y económicos realizados demuestran la viabilidad integral del proyecto, destacando que las soluciones adoptadas permiten equilibrar seguridad vial, eficiencia operativa, sostenibilidad ambiental y optimización de recursos financieros.

1. Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC). Estimaciones y Proyecciones de la Población de Ecuador, Revisión 2024. Boletín técnico; Quito, 2024. https://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/Poblacion_y_Demografia/Proyecciones_Poblacionales/censo_2022/revision_2024/Boletin_tecnico_proy_rev2024.pdf
2. A. E. Reyna García, J. L. Reyna Bowen, and C. J. Vines Solorzano, "Escenarios de crecimiento urbano 2017 y 2022 de la ciudad de Portoviejo, Ecuador, a partir de autómatas celulares," Revista San Gregorio, vol. 1, no. 19, pp. 20-33, 2017. <https://revista.sangregorio.edu.ec/index.php/REVISTASANGREGORIO/article/view/382>
3. J. R. P. Cedeño, J. A. C. Bacallao, and Y. A. R. Encalada, "Agricultura local sustentable. Caso de estudio asociación La Sabana del sector El Florón del Cantón Portoviejo," Polo del Conocimiento: Revista científico-profesional, vol. 6, no. 8, pp. 37-61, 2021. <https://polodelconocimiento.com/ojs/index.php/es/article/view/2924>
4. B. R. Ochoa, E. J. O. Estrada, L. O. C. Romero, and E. A. R. Valdiviezo, "Ampliación y diseño geométrico de la vía alterna S/N, que comprende desde el sitio El Corral Viejo hasta la parroquia El Retiro", Revista Ciencia y Construcción, vol. 4, no. 2, pp. 92-101, 2023. <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/148>
5. D. J. Z. Zhangalimbay and M. Ordoñez, "Eficiencia en la producción agrícola: un análisis del efecto de la construcción de carreteras en zonas productivas del Ecuador", Cuestiones Económicas, vol. 32, no. 1, pp. 5-5, 2022. <https://doi.org/10.47550/RCE/32.1.3>
6. E. AVALOS, P. PALOMINO, and D. MUÑOZ, "Incorporation of accident prevention measures in road infrastructure design. A systematic review", Revista Espacios, vol. 46, no. 3, pp. 194-206, 2025. <https://doi.org/10.48082/espacios-a25v46n03p15>
7. Prefectura de Manabí. Prefecto supervisa avance de los trabajos de vías en El Florón – La Pila. Boletín institucional; 2022. <https://www.manabi.gob.ec/index.php/prefecto-supervisa-avance-de-los-trabajos-de-vias-en-el-floron-de-portoviejo/>
8. AASHTO, "A Policy on Geometric Design of Highways and Streets", 6th ed. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2011. <https://www.academia.edu/27896080>
9. Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador. Norma Ecuatoriana vial – NEVI 12 – MTPO. Quito; 2013. https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/12/01-12-2013_Manual_NEVI-12_VOLUMEN_2A.pdf
10. AASHTO, "Guide for design of pavement structures", ed. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993. <https://www.academia.edu/34103801>
11. Consorcio de Gobiernos Autónomos Provinciales del Ecuador, GAD Provincial de Manabí. Informe institucional. Plan de Desarrollo Vial Integral de la Provincia de Manabí. Quito, 2019. <https://www.congope.gob.ec/wp-content/uploads/2024/08/Manabi-plan-vial-integral.pdf>
12. B. J. Cedeño-Alcívar and D. Mogrovejo, "Estrategia de seguridad vial para la reducción de siniestros de tránsito provincia de Manabí," Revista Científica multidisciplinaria arbitrada Yachasun-ISSN: 2697-3456, vol. 7, no. 13, pp. 94-111, 2023. <https://editorialibkn.com/index.php/Yachasun/article/view/394>
13. E. G. Espinel-García and M. I. Zambrano-Meza, "Zonificación de la capacidad portante de los suelos de la Parroquia Andrés de Vera del cantón Portoviejo de la provincia de Manabí", Revista Científica INGENIAR: Ingeniería, Tecnología e Investigación. ISSN: 2737-6249., vol. 5, no. 10 Ed. esp., pp. 2-14, 2022. <https://doi.org/10.46296/ig.v5i10edespoc.0070>
14. O. A. Guerrero, M. G. C. Mora, B. S. Baque-Solís, and O. A. Guerrero-Camargo, "Amenazas y riesgos socio naturales cantón Montecristi: bases del plan de ordenamiento y desarrollo territorial", AXIOMA, no. 23, pp. 45-51, 2020. <https://doi.org/10.26621/XVI23.2020.12.A08.PUCESI.2550.6684>
15. R. D. Laz Torrez, D. O. Abreu Hernández, and E. Tejeda Piusseaut, "Propuesta de diseño de un vial de acceso siguiendo la ruta perimetral de la Universidad Técnica de Manabí", Revista Ciencia y Construcción, vol. 6, no. 2, pp. 53-66, 2025. <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/297>