

1

Implementación Del Diseño Basado En Desempeño Para Huracanes (PBHE) En Cuba: Análisis De Riesgo Por Viento En Una Vivienda De Playa Cajío

*Implementation Of Performance-based Hurricane Engineering (PBHE)
In Cuba: Wind Risk Analysis Of A Single-family House In Playa Cajío*



Autores

Alejandro Miguel Guerra González
Ing. Civil , Universidad Tecnológica de la
Habana José Antonio Echeverría,
CUJAE
amgglez02@gmail.com
<https://orcid.org/0009-0003-8142-8403>

Vivian Beatriz Elena Parnás
Dra., Universidad Tecnológica de la
Habana José Antonio Echeverría,
CUJAE
vivian@civil.cujae.edu.cu
<https://orcid.org/0000-0001-7912-7570>

Nota Editorial: Recibido: 22 de abril 2026 Aceptado: 25 de mayo 2026

1

Implementación Del Diseño Basado En Desempeño Para Huracanes (PBHE) En Cuba: Análisis De Riesgo Por Viento En Una Vivienda De Playa Cajío

Resumen

Cuba, ubicada en una región de alta actividad ciclónica, enfrenta significativas pérdidas económicas en su sector habitacional. Si bien los estudios de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo (PVR) son fundamentales para la gestión territorial, estos hasta el momento analizan los peligros de forma aislada. El Diseño Basado en Desempeño para Huracanes (PBHE) se presenta como una alternativa avanzada que integra múltiples peligros de forma concurrente. Esta investigación propone la implementación del marco PBHE en Cuba, tomando como caso de estudio una vivienda unifamiliar en Playa Cajío, y enfocándose exclusivamente en el análisis del peligro por viento para aplicar la metodología. Se aplicaron las seis fases del PBHE, desde la caracterización probabilística del viento mediante la distribución de Gumbel hasta el análisis de pérdidas a través de simulaciones de Monte Carlo. Los resultados revelan que el desempeño es altamente direccional: los paneles de techo son el componente más vulnerable, especialmente bajo viento a 90° donde se registran pérdidas anuales esperadas (EAL) de 0,57% del costo total de la vivienda. Aunque los muros muestran baja probabilidad de falla, su colapso implica la pérdida total de la vivienda objeto de estudio, representando un riesgo de consecuencias catastróficas. El estudio demuestra la aplicabilidad del PBHE para realizar evaluaciones de riesgo de alta resolución, identificando vulnerabilidades específicas y fundamentando estrategias de mitigación técnico-económicas, complementando los estudios territoriales existentes.

Palabras Clave

Diseño Basado en Desempeño para Huracanes, Gestión de Riesgo, Peligros Múltiple.

1

Implementation Of Performance-Based Hurricane Engineering (PBHE) In Cuba: Wind Risk Analysis Of A Single-Family House In Playa Cajío

Abstract

Cuba, located in a region of high cyclonic activity, faces significant economic losses in its housing sector. While Hazard, Vulnerability, and Risk (HVR) studies are fundamental for territorial management, to date, they have analyzed hazards in isolation. Performance-Based Hurricane Engineering (PBHE) emerges as an advanced alternative that integrates multiple hazards concurrently. This research proposes the implementation of the PBHE framework in Cuba, using a single-family house in Playa Cajío as a case study, and focusing exclusively on wind hazard analysis to demonstrate the applicability of the methodology. The six phases of PBHE were applied, ranging from the probabilistic wind characterization using the Gumbel distribution to loss estimation via Monte Carlo simulations. The results reveal highly directional performance: roof panels are the most vulnerable component, particularly under 90° wind directions, where the Expected Annual Loss (EAL) reaches 0.57% of the total replacement cost of the dwelling. Although the walls exhibit a low probability of failure, their collapse implies the total loss of the building under study, representing a risk of catastrophic consequences. The study demonstrates the applicability of PBHE for conducting high-resolution risk assessments, identifying specific vulnerabilities, and underpinning technical and economic mitigation strategies, thereby complementing existing territorial studies.

Keywords

Performance-Based Hurricane Engineering, Risk Management, Multi-Hazard.

1. INTRODUCCIÓN

Cuba se ubica en la cuenca del Atlántico Norte, esta ubicación geográfica la coloca como uno de los países que es afectado con frecuencia por tormentas tropicales y huracanes de alta intensidad que inciden de forma negativa en su desarrollo socioeconómico, impactando principalmente el sector de la vivienda y la infraestructura crítica de sus comunidades. Desde el año 2000 se registran pérdidas económicas que acumulan los 74182,30 millones de pesos [1], evidenciando la gravedad del problema, así como la vulnerabilidad estructural de edificaciones, especialmente aquellas con sistemas ligeros predominantes en zonas costeras.

El Estado cubano es internacionalmente reconocido como uno de los mejores gestores de desastres ante eventos hidrometeorológicos extremos [2]. La efectividad de las acciones en la gestión y manejo de riesgo es virtud de la adecuada aplicación de los instrumentos y herramientas desarrolladas por el sistema de la Defensa Civil. Lejos de ser un sistema basado únicamente en la respuesta, su fortaleza radica en un robusto andamiaje preventivo con un marco legal que lo respalda [3, 4], que nace de los estudios de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo (PVR) que constituyen la metodología para determinar el riesgo de desastres a nivel territorial, un proceso riguroso que identifica y cuantifica el peligro, evalúa la vulnerabilidad de forma multidimensional (estructural, social, funcional) y estima el riesgo resultante. El principal resultado de estos estudios son los mapas de riesgo detallados a escala provincial y municipal como los mostrados en la figura 1, que se convierten en una herramienta para la toma de decisiones: dónde construir, qué infraestructuras reforzar, cómo priorizar recursos y, fundamentalmente, cómo proteger de manera más eficiente a la población.

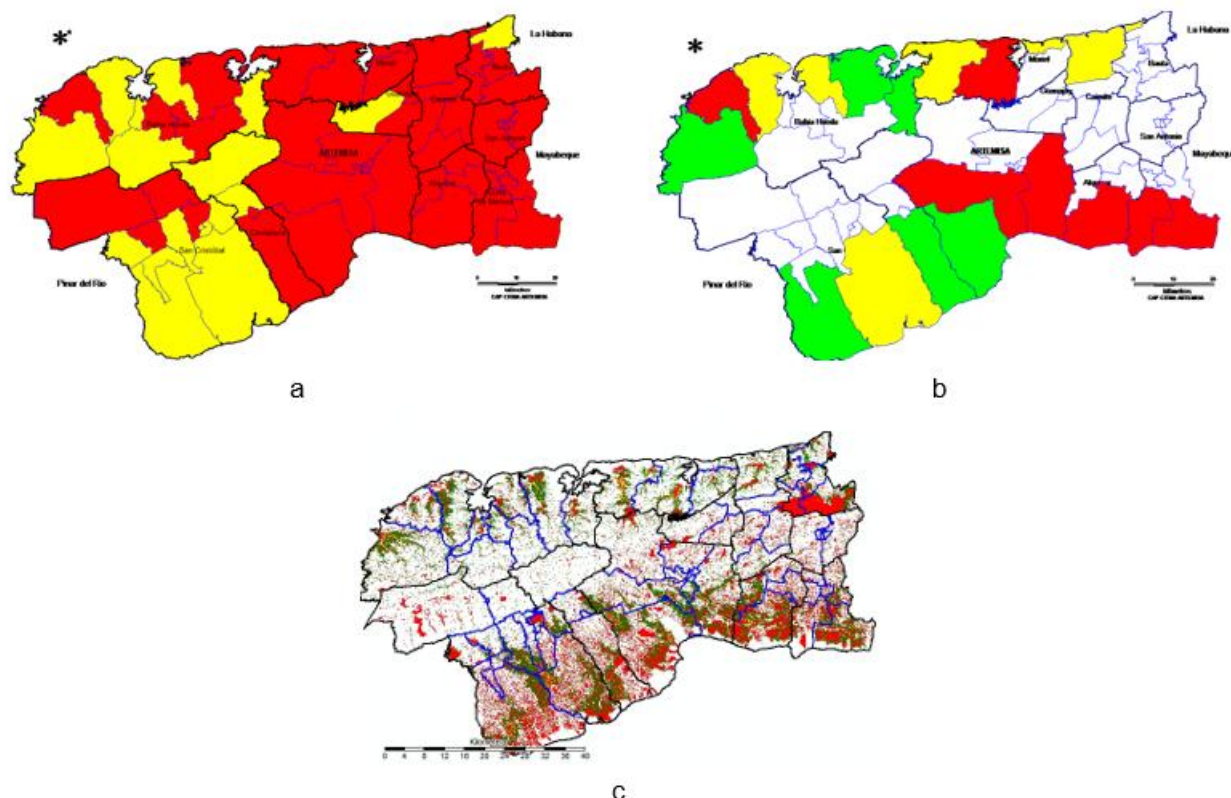


Fig. 1- Mapas de Riesgo resultados de los estudios de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo para la provincia de Artemisa. a) Riesgo de fuertes vientos. b) Riesgo de inundaciones costeras. c) Riesgo de inundación por intensas lluvias. Fuente: [5, 6]

Esta visión territorial, aunque poderosa para la planificación estratégica, admite ser complementada con análisis de alta resolución cuando se trata de proteger activos específicos. Es en este nivel donde enfoques como el Diseño Basado en Desempeño para Huracanes (Performance-Based Hurricane Engineering, PBHE-siglas en inglés) demuestran su valor. Un elemento distintivo y una fortaleza clave de esta metodología es su enfoque multi-peligro. Mientras que los estudios cubanos de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo (PVR) se enfocan en modelar el riesgo producto de cada una de las fuentes de peligro de forma aislada, la metodología PBHE estudia el riesgo a partir de reconocer que un huracán es un evento compuesto de múltiples peligros simultáneos. Su evaluación integra de forma inherente las amenazas concurrentes de vientos, lluvias intensas, marejadas ciclónicas y escombros, ofreciendo una perspectiva holística que los análisis univariable no pueden capturar.

Para incorporar esta perspectiva integral a la gestión de activos críticos en Cuba, se propone implementar la metodología PBHE para la evaluación de riesgo en edificaciones. Este enfoque avanzado permite cuantificar riesgos mediante un análisis probabilístico para obtener diseños estructurales óptimos bajo escenarios de peligros múltiples y evaluar económicamente las pérdidas esperadas, estableciendo criterios técnico-económicos para la gestión del riesgo [7]. La metodología PBHE, ya representada en normativas como el ASCE 7-22 en Estados Unidos, desarrollada en proyectos europeos como *HURRICANE* y adoptada en países como Japón y Australia, constituye la frontera actual en la ingeniería resiliente.

Esta investigación reúne los fundamentos metodológicos para aplicar la metodología PBHE en Cuba, tomando como caso de estudio una vivienda unifamiliar ubicada en la comunidad costera de Playa Cajío. Si bien la metodología es para estudio multipeligro, en este trabajo solo se expone el análisis del peligro por viento, excluyendo la combinación de las pérdidas asociadas a inundaciones, precipitaciones y escombros transportados por el viento, a fin de mostrar de forma simple las fases a ser implementadas. La metodología PBHE se estructura en seis fases: análisis de peligros (evaluación probabilística de intensidad y frecuencia), caracterización estructural, análisis de interacción peligro-estructura, análisis estructural bajo cargas extremas, análisis de daños en componentes críticos y análisis de pérdidas, esta última fase es posible expresarla en términos económicos.

2. DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO PARA HURACANES, ALTERNATIVA METODOLÓGICA AVANZADA

El Diseño Basado en Desempeño es una metodología que se centra en definir objetivos específicos de desempeño para las estructuras durante su vida útil y desarrollar diseños de sistemas estructurales que puedan alcanzar de manera confiable dichos objetivos bajo diversas condiciones de carga y amenazas naturales [8]. Esta metodología presenta una alta aplicabilidad en el campo de la gestión y mitigación de riesgos de estructuras e infraestructuras expuestas a peligros naturales o provocados por la acción del hombre [8]. Por esta razón, la comunidad científica de la rama de la ingeniería civil y la gestión del riesgo estructural ha dedicado importantes esfuerzos al desarrollo de esta filosofía de diseño.

El subcampo de la ingeniería civil en el que se incursionó primero y que presenta mayor desarrollo es el de ingeniería sísmica. La teoría del diseño sísmico basado en desempeño fue sugerida por primera vez por científicos e ingenieros estadounidenses a principios de la década de 1990, materializándose en el documento Visión 2000 de SEAOC en 1995, que representa el primer marco formal para la ingeniería basada en desempeño sísmico [9, 10]. Este desarrollo precedió y ha servido de base para la aplicación de metodologías similares en otros subcampos de la ingeniería civil; ejemplos de esto son las investigaciones desarrolladas por Ma, et al. [11] en ingeniería de explosiones, y Gernay [12] en ingeniería contra incendios, Behrens, et al. [13] y Harati and van de Lindt [14] en ingeniería de tsunamis y las realizadas por Vickery, et al. [15] y Ouyang and Spence [16] en ingeniería de viento.

Sin embargo, cada una de estas ramas estudia los peligros y sus efectos de forma aislada, aplicando los principios fundamentales del enfoque a amenazas específicas sin considerar las interacciones potenciales entre diferentes tipos de peligros [8, 17]. En este contexto, las investigaciones desarrolladas por [8, 18-20] han desarrollado la metodología de Diseño Basado en Desempeño para Huracanes. Esta metodología constituye un cambio significativo en esta rama de la ingeniería, aportando a su evolución al ser capaz de afrontar fenómenos naturales que por su naturaleza pueden ser fuente de escenarios de múltiples riesgos al combinar los peligros del viento, lluvia impulsada por viento, inundación y escombros transportados por el viento, considerando de manera innovadora las fuentes de peligro concurrentes e interactuantes, así como sus posibles efectos secuenciales.

3. ESTUDIO DE DAÑOS

La cuenca del Atlántico es una de las regiones más activas del mundo en cuanto a ciclones tropicales, lo que convierte al Caribe en un área de alta vulnerabilidad. Entre las temporadas de 1990 y 2024, se registraron un total de 480 tormentas tropicales y huracanes en esta región [21]. Cuba, por su ubicación geográfica, se ve particularmente afectada con el impacto directo o indirecto de 50 de estos fenómenos meteorológicos (31 tormentas tropicales y 19 huracanes) en el mismo período. La figura 2 ilustra la distribución temporal de estos eventos, mostrando la recurrencia del peligro al que se enfrenta la isla.

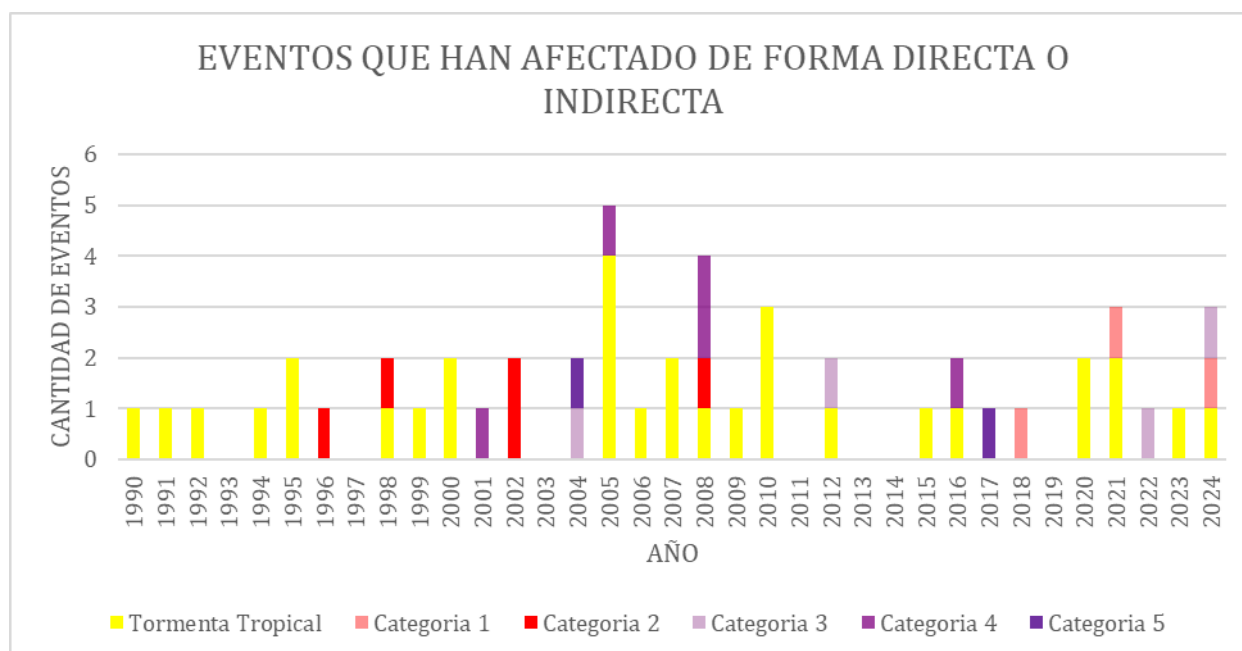


Fig. 2- Distribución por temporada de huracanes de los eventos meteorológicos (tormentas tropicales y huracanes) que han impactado directa o indirectamente a Cuba en el período 1990-2024. Fuente: Elaboración propia con datos de [1, 21]

La recurrencia de estos fenómenos ha tenido consecuencias devastadoras para el patrimonio habitacional y la economía cubana. El paso de los ciclones más intensos ha provocado daños que degradan el fondo habitacional según datos de la Oficina Nacional de Estadísticas e Información (ONEI) [1] más de 1 755 705,00 viviendas han sido afectadas de las cuales 212 859,00 presentaron colapso totales. A nivel macroeconómico, las pérdidas acumuladas asociadas a estos desastres en el sector de la vivienda es de 23 064,60 millones de pesos [1].

Las comunidades costeras constituyen las zonas de mayor vulnerabilidad en el territorio nacional. En el período comprendido entre 1990 y 2024, la comunidad costera de Playa Cajío se vio afectada por 20 fenómenos meteorológicos. De estos, 16 registraron velocidades de viento correspondientes a tormenta tropical (17,5 a 32,5 m/s), uno alcanzó la intensidad de huracán categoría 1 (32,78 a 42,5 m/s) y tres la de huracán categoría 2 (42,78 a 49,17 m/s); todas las velocidades se expresan según un intervalo de promediación de 1 minuto. Estos eventos representan el 38 % del total de los que afectaron a Cuba en el período estudiado, lo cual evidencia la elevada exposición de esta localidad.

Informes de la Defensa Civil y evaluaciones de daños posteriores al paso de estos eventos indican que Playa Cajío ha sufrido recurrentemente daños severos en su fondo habitacional [5, 6], caracterizados por el colapso de viviendas ligeras y daños estructurales extensos por inundaciones costeras y fuertes vientos como se puede observar en la figura 3. La repetición de estos patrones de destrucción tras cada evento ciclónico importante evidencia que las soluciones de diseño y construcción actuales son inadecuadas para el nivel de riesgo, haciendo imperiosa la exploración de enfoques resilientes como el Diseño Basado en Desempeño para Huracanes, el cual se propone emplear en este trabajo aplicado a un caso de estudio en dicha localidad.



Fig. 3- Daños provocados por el paso de huracanes por la comunidad de Playa Cajío. a) Huracán Charley, 2004 (Fuente: [22]). b) Huracán Rafael 2024 (Fuente: Elaboración Propia).

4. DESCRIPCIÓN Y APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PBHE EVALUANDO SOLO EL PELIGRO VIENTO.

El marco teórico probabilístico para el Diseño Basado en Desempeño para Huracanes, formalizado por Barbato, et al. [8], evalúa el riesgo estructural a través de una Variable de Decisión (DV). Esta DV cuantifica los objetivos de rendimiento, que comúnmente se expresan como costos de pérdidas por daños, relaciones costo-beneficio, o tiempo de interrupción de servicios, proporcionando así una métrica tangible para los tomadores de decisiones.

Similar al marco Diseño Basado en Desempeño para Sismo (*Performance Based Earthquake Engineering*, PBEE - siglas en inglés) desarrollado por el Centro de Investigaciones Sísmicas del Pacífico (*Pacific Earthquake Engineering Research*, PEER) [23], el PBHE desagrega el problema en fases que presentan independencia condicional. Esto significa que los parámetros de una fase dependen únicamente de los resultados de la fase inmediatamente anterior, lo que permite modelar cada componente de manera especializada y modular. Para operacionalizar este enfoque, se aplica el Teorema de Probabilidad Total, a partir del cual la evaluación del riesgo queda expresada por la ecuación 1, que calcula la tasa media anual de excedencia de la DV:

$$G(DV) = \int \int \int \int \int G(DV|DM) \cdot f(DM|EDP) \cdot f(EDP|IM, IP, SP) \cdot f(IP|IM, SP) \cdot f(IM) \cdot f(SP) \cdot dDM \cdot dEDP \cdot dIM \cdot dIP \cdot dSP \quad (1)$$

Donde: $G(-)$ = función de distribución acumulativa complementaria y representa la probabilidad anual de que la variable de decisión exceda un valor umbral. $G(-/-)$ = función de distribución acumulativa complementaria condicional y representa la probabilidad de que un parámetro exceda un nivel dado el estado del parámetro anterior. $f(-)$ = función de densidad de probabilidad, esta caracteriza la aleatoriedad inherente de los parámetros de entrada. $f(-/-)$ = función de densidad de probabilidad condicional, DV = variable de decisión, DM = medida del daño (es el parámetro que describe el daño físico de la estructura), EDP = parámetro de la demanda de ingeniería (describe la respuesta estructural que permite evaluar el desempeño), IM = medida de la intensidad (caracteriza el peligro medioambiental), SP = parámetro estructural (describe las propiedades del sistema estructural y de las acciones no ambientales) y IP = parámetro de interacción (describe la interacción entre el entorno y la estructura).

A partir de esta formulación, Barbato [8] propone desglosar el proceso en seis etapas de análisis secuenciales: (1) Análisis de peligros, donde se evalúa la probabilidad e intensidad de los peligros asociados a los huracanes, (2) Caracterización estructural, donde se evalúan las propiedades y vulnerabilidades de la estructura, (3) Análisis de interacciones, donde se definen los mecanismos de interacción entre los diferentes peligros y cómo afectan a la integridad estructural, (4) Análisis estructural, en esta fase se caracteriza la respuesta estructural ante las cargas externas actuantes, (5) Análisis de daños, fase donde se evalúan los posibles daños de la estructura, (6) Análisis de pérdidas, es donde se estima la magnitud de los daños expresado en términos económicos. Los componentes del análisis y su interrelación pueden representarse según la figura 4. La precisión de los resultados depende de una adecuada caracterización de las fuentes de incertidumbre de las variables que intervienen en cada una de las fases de la metodología.

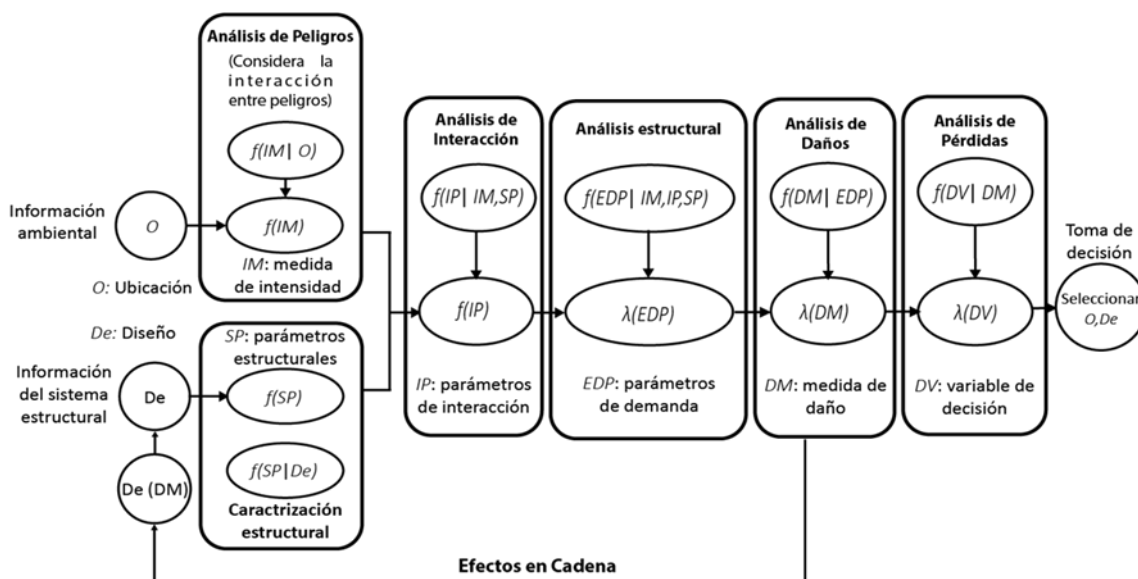


Fig. 4. Componentes del análisis probabilístico del marco PBHE. Fuente- [8]

4.1. FASE 1 ANÁLISIS DE PELIGROS

Esta fase inicial tiene como objetivo caracterizar los peligros asociados a los huracanes, fuertes vientos, escombros transportados por el viento, precipitaciones intensas e inundaciones costeras. Barbato, et al. [8] reconoce al medioambiente como una zona de incertidumbre y lo define como el espacio que rodea a la estructura, pero lo suficientemente alejado para que sus parámetros no se vean influenciados por la presencia de la misma. Estos parámetros ambientales se recogen en el vector incierto de Medida de Intensidad (IM- siglas en ingles). Si bien el marco PBHE permite estudiar peligros múltiples y sus interacciones (denominadas interacciones de Nivel-1 mediante el uso de distribuciones de probabilidad conjuntas), el alcance de la presente investigación se limita al análisis del peligro de viento, excluyendo las interacciones de Nivel-1 para ser abordadas en estudios futuros.

Para evaluar el peligro de viento, se realizó una caracterización estadística mediante el ajuste de una función de probabilidad a los datos históricos de velocidad de tormentas tropicales y huracanes en Playa Cajío. Al considerar exclusivamente esta subpoblación de eventos extremos, se aísla la influencia de otros fenómenos meteorológicos. Conforme a lo establecido por Aldereguía Sánchez, et al. [24], el enfoque de tormentas independientes favorece el uso de la distribución de Gumbel (Ecuación 2), la cual proporciona un ajuste convergente y evita la sobrestimación de velocidades que ocurre con distribuciones de cola pesada en climas mixtos como los de Cuba.

$$F(V) = \exp \left[- \exp \left(- \frac{V - \mu}{\beta} \right) \right] \quad (2)$$

El parámetro de localización ($\mu = 20,52$ m/s) y de escala ($\beta = 7,71$) que ajustan a la distribución al comportamiento de la velocidad en la zona geográfica, se obtuvieron de registros históricos aplicando el procedimiento descrito por Aldereguía Sánchez, et al. [24]. Para la selección de los registros históricos de velocidad de viento, el trabajo se estructuró en dos etapas. La primera etapa tuvo como objetivo identificar todas las tormentas tropicales y huracanes que afectaron la región occidental de Cuba en el periodo de 1990 a 2024. Como criterios de selección se usaron las trayectorias de los eventos meteorológicos, obtenidas de la base de datos de la mejor trayectoria de huracanes (HURDAT2), de la Oficina Nacional de Administración Oceánica y Atmosférica (NOAA, sigla en inglés), así como los reportes de daños elaborados por el Instituto de Meteorología de la República de Cuba (INSMET) y la propia NOAA.

La segunda etapa tuvo como objetivo cuantificar la intensidad del viento en Playa Cajío; para ello, se utilizó la herramienta de código abierto para la estimación estadística de vientos y ciclones tropicales (TCWiSE) [25-27]. Esta herramienta genera campos de viento aplicando el modelo paramétrico de Holland [28] a través del Wind Enhanced Scheme (WES) [25, 29, 30]. La geometría de los ciclones (RMW, R35) se definió mediante las relaciones de Nederhoff, et al. [31], mientras que la asimetría del viento se incorpora siguiendo a Schwerdt, et al. [32] con un ángulo de flujo entrante de 22° [30, 33]. Gracias a este enfoque, fue posible obtener, para cada evento en la localidad de Playa Cajío, la velocidad máxima de viento expresada explícitamente a una altura de 10 m y con un intervalo de promediación de 10 minutos. Esto permitió superar las limitaciones de cobertura espacial y discontinuidad temporal de las estaciones meteorológicas físicas.

4.2. CARACTERIZACIÓN ESTRUCTURAL (PARÁMETROS ESTRUCTURALES - SP):

4.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA VIVIENDA.):

La estructura objeto de estudio es una vivienda unifamiliar representativa de la tipología constructiva III según la norma cubana (NC.1055-1:2014). Como se muestra en la figura 5, la edificación presenta una configuración rectangular con paredes ligeras de madera y una cubierta ligera a dos aguas de zinc galvanizado. Los principales elementos estructurales y sus características geométricas se detallan a continuación. La vivienda tiene una longitud de 7,29 m, un ancho de 5,6 m y una altura de pared de 3,0 m. El núcleo principal de la estructura no incluye el portal adyacente, el cual fue excluido del análisis con el fin de simplificar el análisis del viento al impactar con la vivienda. La cubierta a dos aguas tiene una inclinación de 12° y un alero saliente de 0,14 m. Está compuesta por 16 paneles de zinc de $1,2 \times 3,0$ m, fijados a las vigas (separadas a 0,9 m) con clavos comunes de 2,9 mm de diámetro en un patrón 6d-C6/12 (clavos cada 6 pulgadas (15,24 cm) en el perímetro y 12 pulgadas (30,48 cm) en el interior). La unión entre la cubierta y las paredes se realiza mediante 16 conexiones, cada una empleando dos clavos galvanizados de 7,5 cm de longitud y 3,5 mm de diámetro, clavados en un ángulo de 45° . Las paredes, así como las 7 ventanas y 2 puertas, están construidas con madera de Gmelina Arbórea (Melina), una especie común en regiones tropicales. Estas aberturas de madera no cuentan con sistemas de protección adicional contra el viento.

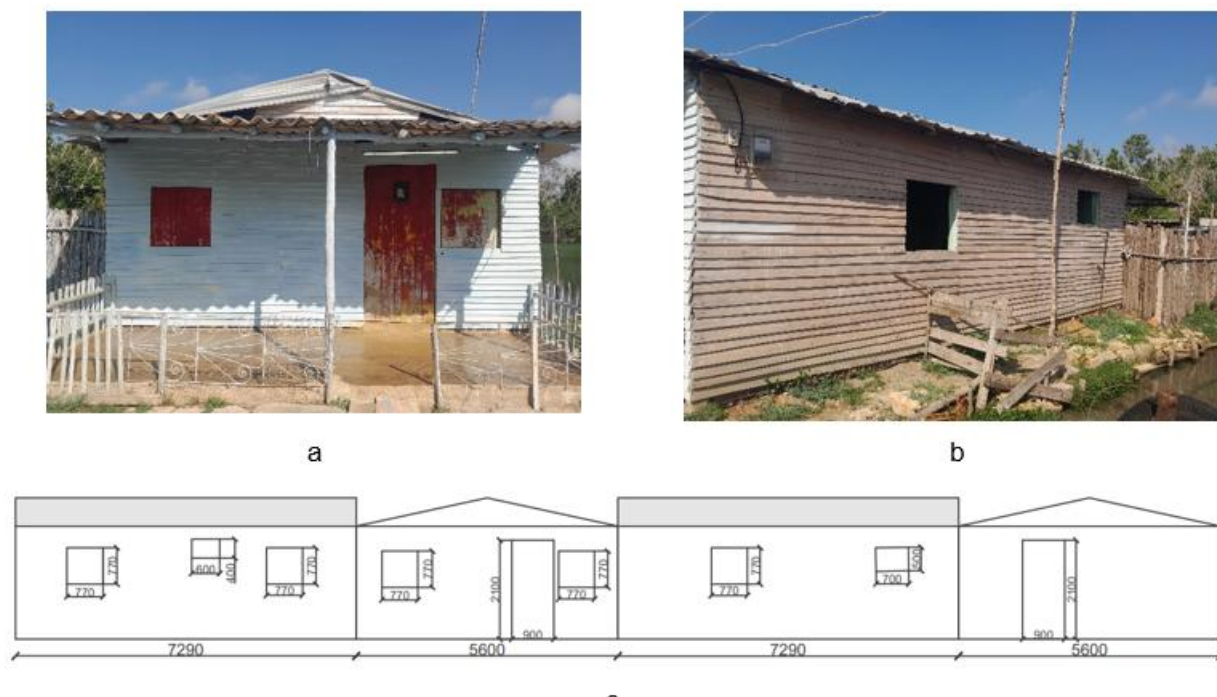


Fig. 5. Fotos de la vivienda objeto de estudio. a) Imagen frontal, b) Imagen del lateral. c) Vista desplegada (unidades en mm) Fuente- (Elaboración propia).

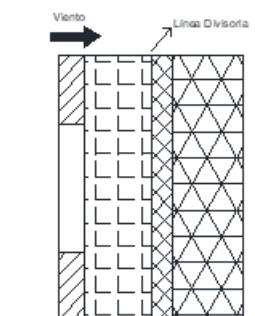
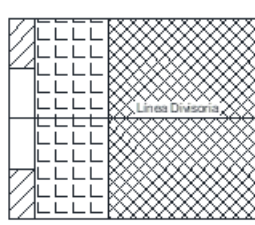
4.2.2 CARACTERIZACIÓN DE PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS DE CARGAS.

A partir de la descripción física de la vivienda, se caracterizaron los parámetros necesarios para el análisis de cargas de viento, combinando un enfoque probabilístico con un enfoque normativo. El coeficiente de exposición $C_{e(z)}$, que considera los efectos topográficos y de rugosidad del terreno, se modeló como una variable aleatoria. Siguiendo a Barbato, et al. [18], se ajustó a una distribución normal con una media de 0,71 y un coeficiente de variación (COV) de 0,19. Esta caracterización es adecuada para edificaciones costeras expuestas a mar abierto con características geométricas y topográficas similares a la vivienda en estudio. Los coeficientes de presión externa e interna se obtuvieron de acuerdo con la norma cubana de viento NC.258.2025 [34], en función de la geometría de la vivienda descrita anteriormente y la dirección del viento. Para las paredes verticales, se definieron las zonas de presión (A, B, C, D, E) establecidas en la norma, considerando las dos direcciones principales del viento (0° y 90°). Los valores resultantes se presentan en la tabla 1. Para el techo a dos aguas con un ángulo de inclinación de 12° , se asignaron coeficientes de presión a las zonas F, G, H, I y J. Los valores, interpolados de la norma NC.258.2025 [34], se muestran en la tabla 2 para ambas direcciones de viento estudiadas. El coeficiente de presión interna, que depende del tamaño y distribución de las aberturas en la envolvente del edificio, se tomó como el valor más desfavorable entre +0,2 y -0,3, como establece la norma NC.258.2025 [34]. En este estudio se evaluaron los dos escenarios posibles.

Tabla 1. Coeficientes de presión externa en paredes para dirección $\theta=0^\circ$ y $\theta=90^\circ$

Dirección Viento	Lateral Zona A	Lateral Zona B	Lateral Zona C	Barlovento Zona D	Sotavento Zona E
0°	-1,2	-0,8	-	+0,8	-0,5
90°	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5

Tabla 2. Coeficientes de presión externa en techo para dirección $\theta=0^\circ$ y $\theta=90^\circ$

Dirección Viento	Ángulo inclinación cubierta (α)	Zona F	Zona G	Zona H	Zona I	Zona J	Fig.
0°	12°	-1,14	-0,92	-0,21	-0,46	-0,64	
90°	12°	-1,39	-1,3	-0,63	-0,53	-	

4.3. FASE 2 ANÁLISIS DE INTERACCIÓN

El parámetro de interacción IP, que representa la interacción física entre la estructura (SP) y el entorno (IM), se define en este estudio como la presión de viento que actúa sobre la edificación. De los factores que influyen en su cálculo, la velocidad del viento (V) y el coeficiente de exposición $C_{e(z)}$ se modelan como variables aleatorias mediante funciones de probabilidad, mientras que los coeficientes de ráfaga, recurrencia y topografía se consideran determinísticos.

La presión del viento sobre la estructura se calcula según la norma NC.258.2025 [34] mediante la expresión:

$$Q_{(z)} = q_p \cdot [C_{pe} - C_{pi}] \quad (3)$$

donde la presión pico q_p se determina por:

$$q_{p(z)} = q_{10} \cdot C_t \cdot C_h \cdot C_r \quad (4)$$

Donde: q_{10} es la presión básica del viento, calculada a partir de la densidad del aire ($1,205 \text{ kg/m}^3$ a 25°C) y la velocidad básica del viento promedio a 10 minutos, obtenida mediante la distribución de Gumbel. El coeficiente de recurrencia C_t es igual a 1 para un período de retorno de un año, que corresponde al análisis realizado. El coeficiente de altura C_h se define como:

$$C_h = (C_{e(z)} \cdot C_{o(z)})^2 \quad (5)$$

Donde: $C_{e(z)}$ es el coeficiente de exposición. $C_{o(z)}$ es coeficiente topográfico se asume determinista y unitario, dado el terreno llano. El coeficiente de ráfaga C_r se calcula mediante:

$$C_r = 1 + 2g \cdot I_z \quad (6)$$

Donde: $g = 3,5$ es el factor pico de velocidad y I_z la intensidad de turbulencia, definida en función de la categoría del terreno y altura de la edificación. Para terreno expuesto a mar abierto (categoría 1), se obtiene un valor de $C_r = 2,14$.

4.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL (EDP) Y ANÁLISIS DE DAÑOS (DM)

El análisis estructural es la fase donde se transforman las cargas obtenidas en la fase de interacción, en la respuesta física del sistema estructural. Tiene el objetivo de obtener una descripción probabilística de los parámetros de demanda de ingeniería (EDP-siglas en inglés), que no son más que las variables cuantitativas que describen cómo responde la estructura (momentos flectores, cortantes, fuerza axial, deformadas o aceleraciones). Unnikrishnan and Barbato [35] propone dos formas diferentes de desarrollar esta fase según el tipo de estructura analizada. En estructuras de baja altura de madera y mampostería que están compuesta por un gran número de componentes donde las estadísticas de resistencia se conocen derivadas de ensayos de laboratorio, el análisis estructural se simplifica al asumir que los parámetros de interacción (IP) se comparan directamente con la capacidad resistente del componente. En estructuras de mayor complejidad se realizan estudios más detallados de la respuesta estructural apoyados en modelos de elementos finitos. La fase de análisis de daño es donde se cuantifica el deterioro físico de la estructura y sus componentes no estructurales como resultado de la demanda impuesta por las cargas que actúan sobre la estructura (EDP) o las interacciones (IP).

En este estudio similar al realizado por Barbato, et al. [18] las resistencias de los componentes definidos como vulnerables ante el efecto de los vientos (paredes, paneles de techo y conexiones techo-pared) se obtienen a partir de ensayos de resistencias disponibles en la literatura internacional como se muestra en la tabla 3. Se verifica la correspondencia entre las condiciones en las que se desarrolló en ensayo y las condiciones de la vivienda en estudio. El daño físico de cada componente se define mediante funciones de estado límite dada por la ecuación 7

$$g = DM - IP \quad (7)$$

Donde la medida del daño (DM – siglas en inglés) corresponde a la capacidad de cada estado límite de los componentes de la estructura que se consideran vulnerables.

Cada presión de viento que representa el vector IP y que es calculada a partir de la velocidad generada, se compara con la capacidad de resistencia límite (DM) generada de forma aleatoria a partir de la estadística definida en la tabla 3. La falla se determina cuando la función $g < 0$.

El análisis de daños contempla efectos en cadena: la falla de un componente modifica las características estructurales (vector SP), lo que altera los coeficientes de presión interna y, por ende, el parámetro de interacción (IP). Este nuevo estado se compara nuevamente con los estados límites de los componentes restantes, repitiendo el proceso hasta que no ocurran más fallas o se alcance el colapso estructural total.

Tabla 3. Estadísticas de capacidad de resistencia límite para los componentes estudiados

Componente	Estado Límite	DM		Distribución	Fuente
		Media	COV		
Paneles de techo (6d-6"/12")	Falla de presión	1,2 KN/m ²	0,15	Normal	[36]
Conexiones techo-pared (2 clavos -16 d)	Falla por tracción	1,51 KN	0,36	Lognormal	[37]
Paredes de madera	Falla lateral	2,74 KN	0,25	Normal	[38]
		10,34 KN			
		Total: 13,08 KN			
	Falla por elevación	3,42KN/m	0,25	Normal	[38]
		12,93KN/m			
		Total:16,35 KN/m			

4.5. ANÁLISIS DE PÉRDIDAS

En este estudio, para evaluar las pérdidas se emplea el método de vulnerabilidad global similar al empleado por [18, 19], donde se definen cinco niveles de estados de daños discreto como se muestra en la tabla 4. La cuantificación de las pérdidas se realiza por medio de la variable de decisión (DV – siglas en inglés). Esta variable para el estudio es el costo de reparación expresada en términos de por ciento del total del costo total de la vivienda. La descripción estadística de los costos de reparación adoptada en el estudio fue similar a la empleada por Unnikrishnan and Barbato [19] y se muestra en la tabla 5.

Tabla 4. Clasificación cualitativa del daño para los componentes vulnerables

Estado de daño	Descripción cualitativa del daño	Falla de paneles de techo	Falla de conexiones techo-pared	Falla de paredes
0	Daño muy leve	No	No	No
1	Daño leve	Si se produce el fallo, con desprendimiento de paneles $> 0\%$ y $< 25\%$	Si se produce un fallo $> 0\%$ y $< 25\%$	No
2	Daño moderado	Si se produce el fallo, con desprendimiento de paneles $\geq 25\%$ y $< 50\%$	Si se produce un fallo $\geq 25\%$ y $< 50\%$	No
3	Daño extenso	Si se produce el fallo, con desprendimiento de paneles $\geq 50\%$ y $< 75\%$	Si se produce un fallo $\geq 50\%$ y $< 75\%$	No
4	Daño total	Si se produce un fallo $\geq 75\%$	Si se produce un fallo $\geq 75\%$	Se produce el fallo de 7 conexiones montante-solera base

Tabla 5. Estadísticas de costos de reparación asociado al estado de daño.

Estado de daño	Media	COV	Distribución
0	0,2 %	0,2	Lognormal
1	2 %	0,2	Lognormal
2	10 %	0,2	Lognormal
3	30 %	0,2	Lognormal
4	70 %	0,2	Lognormal

La solución de la ecuación 1 no es más que la función de distribución acumulativa complementaria $G(DV)$ que expresa la probabilidad de excedencia de los costos de reparación. La solución de esta ecuación por métodos directos es complicada [39], similar a Unnikrishnan and Barbato [19] y a Li, et al. [40] se emplea como método alternativo simulaciones basadas en el método de Monte Carlos multicapa. Este enfoque se ajusta al flujo de trabajo mostrado en la figura 6.

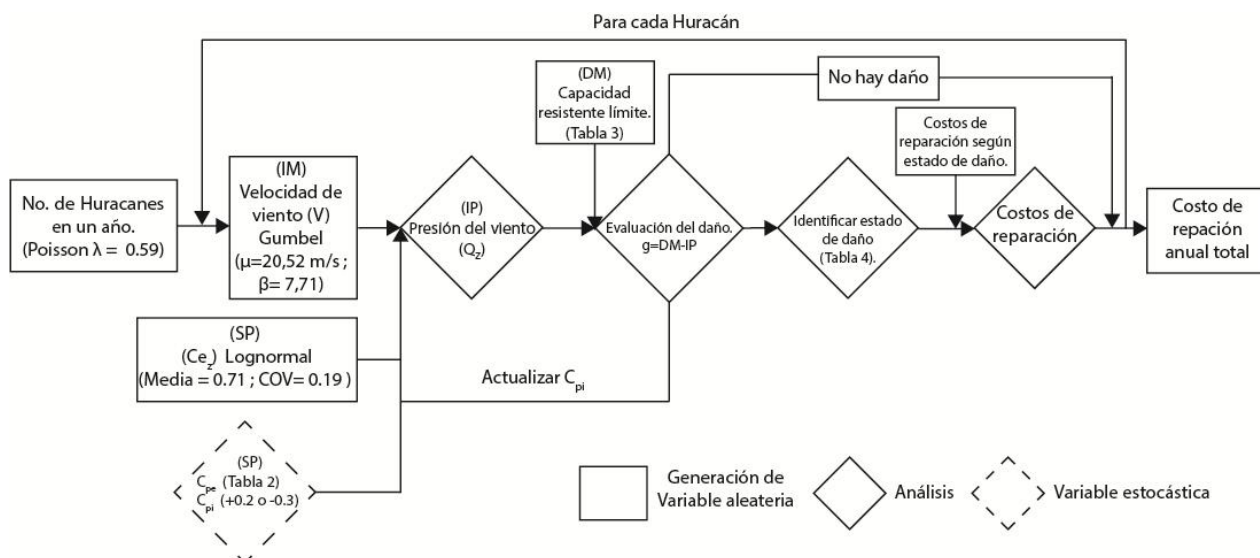


Fig. 6. Enfoque del Simulación Monte Carlo Multicapa para la estimación probabilística de pérdidas por vientos huracanados. Fuente- (Elaboración propia).

El procedimiento inicia con la simulación anual del número de huracanes que pueden afectar la zona de estudio, modelados mediante un proceso de Poisson para la frecuencia de ocurrencia de 0,59, basado en registros reconstruidos siguiendo el procedimiento descrito en la sección 4.1. Para cada huracán, se genera una velocidad máxima de viento según la distribución de valores extremos de Gumbel, y se calcula la presión del viento aplicando coeficientes normativos para edificios cerrados [34]. Cada presión calculada se compara con la capacidad de los estados límites de los componentes (paredes y cubierta). Si la presión supera la capacidad, se asume falla del componente, lo que modifica el estado estructural y los coeficientes de presión interna debido a aperturas generadas. Este proceso iterativo se repite hasta que no ocurren nuevas fallas o se produce el colapso total. Los costos de reparación se asignan a cada componente dañado, modelados como variables aleatorias lognormales con media equivalente según la tabla 4. Los por cientos del costo de reparación están en función del costo total de la vivienda, con un límite máximo del 100 % que representa la falla total. Para obtener resultados estadísticamente confiables la simulación de lo que ocurre en un año se debe realizar entre 10 000 y 100 000 veces a partir de lo planteado en la bibliografía [20, 41]. La condición inicial de la vivienda presupone que no hay daño previo y que se desprecia el deterioro por el paso del tiempo. Al inicio de cada simulación se asume que la vivienda regresa a su estado inicial. Al simular el proceso descrito se obtiene para cada huracán los costos de reparación de cada vivienda y construir la función de distribución acumulada (CDF– siglas en inglés) aplicando su fórmula empírica y con esta llegar a la función de distribución complementaria acumulada (CCDF– siglas en inglés) que describe la curva de pérdidas por huracán esta indica la probabilidad anual de que los costos de reparación superen un valor umbral. El área bajo esta curva representa la Pérdida Anual Esperada (EAL-siglas en inglés) estas son un indicador de riesgo que representa el promedio de pérdidas económicas anuales que puede sufrir la estructura [42]. Con el objetivo de obtener el número simulaciones necesarias a ejecutar bajo los parámetros definidos en las secciones anteriores se realiza un estudio de calibración en el cual se toma como variable de control la pérdida anual esperada tomando como número de simulaciones cuando se observa estabilidad en la variable de control y se toma la que menor costo computacional expresado en tiempo de simulación empleado, este análisis se observa en la figura 7, de la que se concluye que con 5 000 000 es el número de simulaciones a realizar.

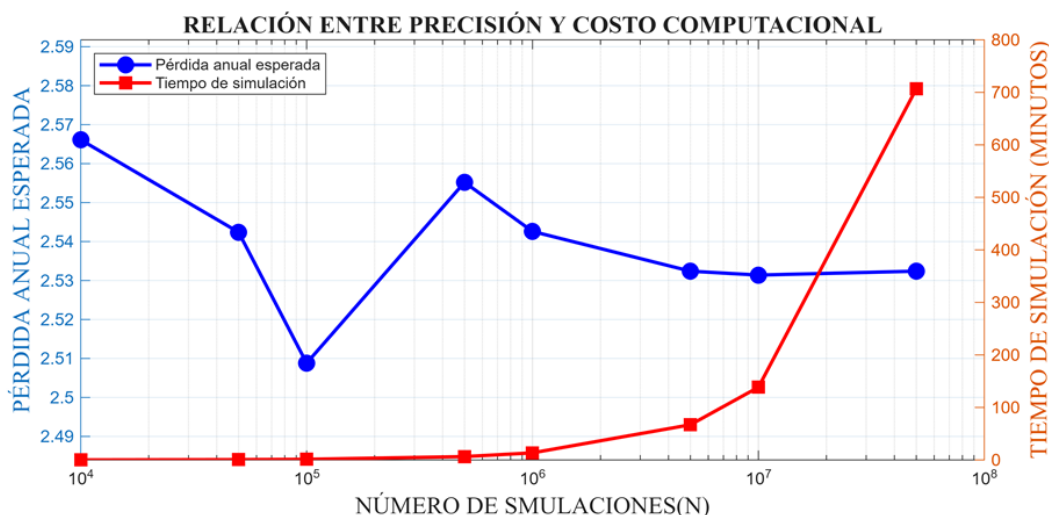


Fig. 7. Relación entre precisión y costo computacional.

Una vez definido el número de simulaciones a realizar se obtiene como resultado las curvas de riesgo de la figura 8 en esta se puede observar que las curvas obtenidas para el caso donde $C_{pi} = 0,2$ y $C_{pi} = -0,3$ se superponen y al comparar los valores de pérdidas anuales esperadas se observa que son similares con un ligero dominio cuando se toma $C_{pi} = 0,2$. Este comportamiento nos permite concluir que el empleo de uno y otro valor no presenta influencia en la curva de riesgo.

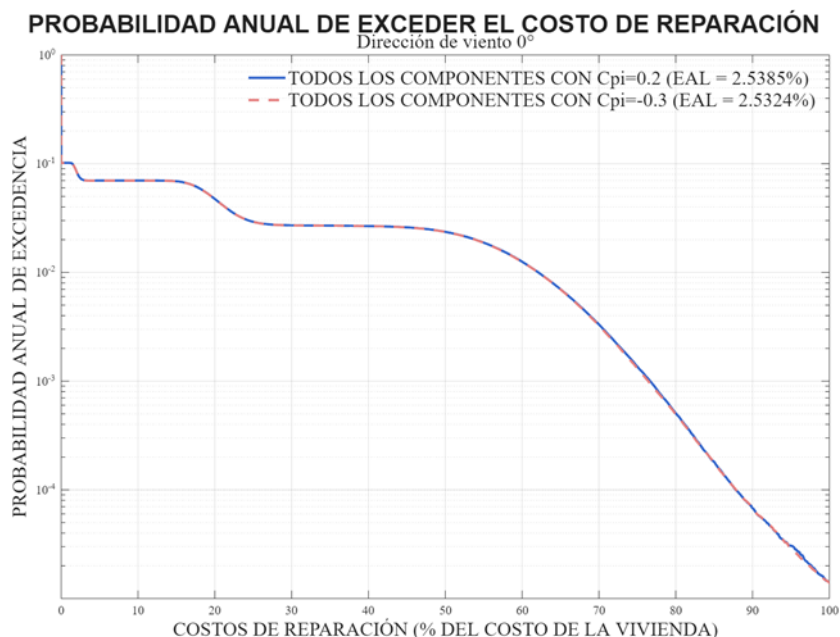


Fig. 8. Comparación de las curvas de probabilidad de riesgo de pérdidas por huracanes, entre el escenario con $C_{pi} = 0,2$ y $C_{pi} = -0,3$.

El análisis de la figura 9 permite caracterizar el riesgo estructural mediante la curva de probabilidad anual de excedencia de los costos de reparación. Al establecer un umbral de daño considerable equivalente al 50% del costo de reparación de la vivienda, se determina una Probabilidad de Excedencia Anual (PEA) del 2,36%. Esto implica que, en cualquier año dado, existe dicha probabilidad de que las pérdidas económicas superen la mitad del valor de la estructura. En términos de riesgo, este nivel de daño se asocia a un periodo de retorno medio de 42 años. Este valor indica que, estadísticamente, se espera que la estructura sufra daños de magnitud severa (pérdidas > 50%) al menos una vez cada cuatro décadas, lo cual representa una frecuencia de daño alta.

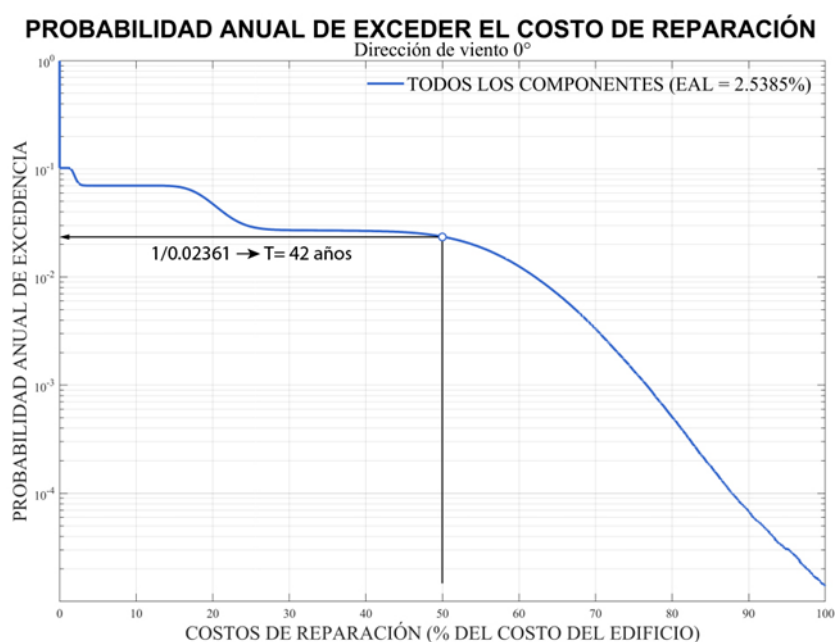


Fig. 9. Curvas de probabilidad de riesgo de pérdidas por huracanes.

Para evaluar la sensibilidad del desempeño de la vivienda a la dirección de incidencia del viento, se realizó un análisis comparativo de las curvas de probabilidad anual de exceder el costo de reparación para dos escenarios: viento a 0° y viento a 90°. La figura 10 presenta las curvas de riesgo para ambos casos, desglosadas por los componentes principales del objeto de estudio y la curva que considera todos los componentes. La métrica principal para la comparación es la Pérdida Anual Esperada (EAL, por sus siglas en inglés), que cuantifica el riesgo económico de cada componente y del sistema en su conjunto.

La figura 10a presenta la dirección de viento de 0°, el riesgo total del edificio, representado por el EAL de todos los componentes, asciende a un 2,54% del costo de la vivienda. El análisis por componente revela una clara jerarquía de vulnerabilidades. Los paneles de techo constituyen el componente crítico, con un EAL individual de 0,20%, representando la mayor fuente de pérdida. En segundo lugar, las conexiones techo-pared aportan un riesgo significativo, con un EAL de 0,06%. En marcado contraste, las paredes muestran un nivel de riesgo despreciable ($EAL = 0,005\%$), indicando que su diseño es resistente ante la carga de viento. Se concluye que, bajo esta condición, la vulnerabilidad del objeto de estudio se concentra predominantemente en el sistema de cubierta. Al cambiar la dirección del viento a 90° (figura 10b), el riesgo total del objeto de estudio experimenta una ligera disminución, con un EAL de 2,37%. Sin embargo, la distribución del riesgo entre los componentes cambia. Un aspecto a considerar es que, el riesgo asociado a los paneles de techo se dispara a un EAL de 0,57%, casi tres veces el valor observado a 0°. Este resultado indica que los paneles son un punto de vulnerabilidad extrema bajo cargas de viento al analizar esta dirección. Por otro lado, el riesgo de las conexiones techo-pared se reduce considerablemente a un EAL de 0,02%, sugiriendo que su mecanismo de falla es menos susceptible a las cargas generadas por el viento a 90°. El riesgo de las paredes se mantiene en un nivel muy bajo ($EAL = 0,003\%$). Este escenario demuestra que la dirección de 90° es significativamente más desfavorable para la integridad de los paneles de la cubierta.

La comparación directa entre ambos escenarios evidencia que el desempeño del objeto de estudio es altamente direccional. El cambio más crítico es el aumento del 188% en el EAL de los paneles de techo al pasar de 0° a 90°, resultado que es consecuencia de las diferencias de los coeficientes de presión de una dirección con respecto a la otra. En contraste, la reducción del 72% en el riesgo de las conexiones techo-pared indica un cambio en el mecanismo de demanda estructural, siendo más efectivas a 90° que a 0°. No obstante, es importante destacar la interpretación del riesgo más allá del EAL. Si bien los paneles de techo son los principales contribuyentes a la pérdida anual esperada debido a su alta probabilidad de daño, el análisis de modos de falla revela que las paredes, a pesar de presentar la menor probabilidad de falla, representan el componente con el mayor costo de reparación potencial. Su falla no es un evento de reparación localizada, sino un modo de falla crítico que conduce al colapso total de la vivienda. Esta situación se refleja en sus curvas de probabilidad (figura 10), que se mantienen en los niveles más bajos de costo pero que, en el evento extremo de ser alcanzadas, implican consecuencias catastróficas.



Fig. 10. Curvas de probabilidad de riesgo de pérdidas por huracanes. a) Dirección de viento de 0°, b) Dirección de viento de 90°

La aplicación de la metodología de Diseño Basado en Desempeño para Huracanes (PBHE) en el caso de estudio demuestra su viabilidad y valor como herramienta de análisis de riesgo de alta resolución en Cuba. Los resultados revelan que el desempeño estructural es altamente sensible a la dirección del viento, identificando a los paneles del techo como el componente más vulnerable, especialmente ante incidencias del viento en la dirección de 90o que triplican su pérdida anual esperada. Sin embargo, el análisis expone una dualidad fundamental en el riesgo: mientras que los paneles generan las pérdidas económicas más frecuentes, son las paredes, a pesar de su baja probabilidad de falla, los que representan el modo de colapso crítico con consecuencias catastróficas. Esta distinción es clave, pues obliga a una estrategia de mitigación dual: por un lado, el reforzamiento de la cubierta para reducir las pérdidas económicas recurrentes y, por otro, la garantía de la robustez de los muros para prevenir el colapso total y proteger la vida de los usuarios. En definitiva, el PBHE se consolida como un marco indispensable para la gestión del riesgo estructural, que permite transitar de un enfoque reactivo a una inversión proactiva y optimizada, fundamentando la toma de decisiones en evidencia cuantitativa y maximizando la resiliencia de la infraestructura habitacional.

1. Oficina Nacional de Estadísticas e Información (ONEI). (2024). Medio ambiente. Available: <https://www.onei.gob.cu/medio-ambiente-2>
2. G. Cederlöf, "Disaster Risk Reduction and the Cuban Exception: Infrastructural and Ideological Power after Hurricane Flora (1963)," *Annals of the American Association of Geographers*, vol. 115, no. 5, pp. 1071-1087, 2025. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1080/24694452.2025.2473660>.
3. R. Pardo Guerra, L. A. Macareño Velíz, A. Parra Salinas, G. Gely Martínez, and W. Cobas Dávila, "Guía metodológica para la organización del proceso de reducción de desastres. Procedimientos para evaluar el nivel de reducción de la vulnerabilidad y el riesgo en los organismos, entidades y territorios.," ed: ONU, 2017. Available: <https://www.undp.org/sites/g/files/zskgke326/files/2022-08/Gu%C3%ADa%20metodol%C3%B3gica%20para%20la%20RRD.pdf>
4. Directiva No.1 del Presidente del Consejo de Defensa Nacional para la Reducción del Riesgo de Desastres. . Available: <https://www.minfar.gob.cu/sites/default/files/2018-12/Directiva%2012010.pdf>
5. Dirección Provincial CITMA Artemisa, "Informe Final del Estudio de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo (PVR) ante afectaciones por fuertes vientos. Provincia Artemisa," Ministerio de Ciencia, Tecnología y Medio Ambiente (CITMA), CubaMarzo 2019 2019
6. Dirección Provincial CITMA Artemisa, "Informe Final del Estudio de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo (PVR) ante afectaciones por Penetraciones Mar.," Ministerio de Ciencia, Tecnología y Medio Ambiente (CITMA), Dirección Provincial de Artemisa, Cuba2019
7. ASCE, "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures," American Society of Civil Engineers, Reston, VAASCE/SEI 7-22, 2022, Available: <https://ascelibrary.org/doi/book/10.1061/9780784415788>
8. M. Barbato, F. Petrini, and M. Ciampoli, "A preliminary proposal for a probabilistic performance-based hurricane engineering framework," in *Structures Congress 2011*, 2011, pp. 1618-1629. doi: [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/41171\(401\)141](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/41171(401)141).
9. W. T. Holmes, C. Kircher, W. Petak, and N. Youssef, "Seismic Performance Objectives for Tall Buildings: A Report for the Tall Buildings Initiative," Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, Berkeley, CAPEER 2008/101, August 2008 2008, Available: http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports.html
10. P. Heresi and E. Miranda, "RPBEE: Performance-based earthquake engineering on a regional scale," *Earthquake Spectra*, vol. 39, no. 3, pp. 1328-1351, 2023. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1177/87552930231179491>.
11. L. L. Ma, H. Wu, and Q. Fang, "Performance-based blast-resistant design of RC bridge piers under vehicular bombs," *Engineering Structures*, vol. 291, 2023. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116492>.
12. T. Gernay, "Performance-based design for structures in fire: Advances, challenges, and perspectives," *Fire Safety Journal*, vol. 142, 2024. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2023.104036>.
13. J. Behrens et al., "Probabilistic Tsunami Hazard and Risk Analysis: A Review of Research Gaps," *Frontiers in Earth Science*, vol. 9, 2021. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.3389/feart.2021.628772>.
14. M. Harati and J. W. van de Lindt, "Methodology to generate earthquake-tsunami fragility surfaces for community resilience modeling," *Engineering Structures*, vol. 305, 2024. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117700>.
15. P. J. Vickery et al., "Hanus Hurricane Wind Model for the US Caribbean Territories: Hazard Modeling and Development of Residential Damage Functions," *Natural Hazards Review*, vol. 24, no. 4, 2023. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1061/nhinfo.Nheng-1637>.
16. Z. Ouyang and S. M. Spence, "A performance-based wind engineering framework for engineered building systems subject to hurricanes," *Frontiers in Built Environment*, vol. 7, p. 720764, 2021. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.3389/fbuil.2021.720764>.
17. S. Kwag, A. Gupta, J. Baugh, and H.-S. Kim, "Significance of multi-hazard risk in design of buildings under earthquake and wind loads," *Engineering Structures*, vol. 243, p. 112623, 2021. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112623>.
18. M. Barbato, F. Petrini, V. U. Unnikrishnan, and M. Ciampoli, "Performance-based hurricane engineering (PBHE) framework," *Structural safety*, vol. 45, pp. 24-35, 2013. doi: <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.strusafe.2013.07.002>.
19. V. U. Unnikrishnan and M. Barbato, "Multihazard interaction effects on the performance of low-rise wood-frame housing in hurricane-prone regions," *Journal of Structural Engineering*, vol. 143, no. 8, p. 04017076, 2017. doi: [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001797](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001797).
20. M. Esmaeili and M. Barbato, "Performance-based hurricane engineering under changing climate conditions: general framework and performance of single-family houses in the US," *Journal of Structural Engineering*, vol. 148, no. 10, p. 04022163, 2022. doi: [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003447](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003447).
21. NHC, "Atlantic Hurricane Database (HURDAT2) 1851-2024," National Hurricane Center, Miami, FL2024, Available: <https://www.nhc.noaa.gov/data/>

22. C. A. C. D. Provincial, "Estudios de Peligro, Vulnerabilidad y Riesgos de desastres de inundación por penetración del mar, inundación por intensas lluvias y afectaciones por fuertes vientos. Municipio Güira de Melena.," Ministerio de Ciencia, Tecnología y Medio Ambiente (CITMA)2012 2012
23. K. A. Porter, "An overview of PEER's performance-based earthquake engineering methodology," in Proceedings of ninth international conference on applications of statistics and probability in civil engineering, 2003, pp. 1-8: Citeseer. Available: [https://apps.peer.berkeley.edu/research/peertestbeds/Cct/Porter%20\(2003\)%20PEER%20methodology%20overview.pdf](https://apps.peer.berkeley.edu/research/peertestbeds/Cct/Porter%20(2003)%20PEER%20methodology%20overview.pdf)
24. C. Aldereguía Sánchez, I. Fernández Lorenzo, K. Luis García, J. Ballote Álvarez, and V. B. Elena Parnás, "Methodology for obtaining a new map of basic wind speeds," (in en), Revista Facultad de Ingeniería Universidad de Antioquia, 2024 2024. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.17533/udea.redin.20240513>.
25. K. Nederhoff, J. Hoek, T. Leijnse, M. van Ormondt, S. Caires, and A. Giardino, "Simulating synthetic tropical cyclone tracks for statistically reliable wind and pressure estimations," Natural Hazards and Earth System Sciences, vol. 21, no. 3, pp. 861-878, 2021. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.5194/nhess-21-861-2021>.
26. T. W. B. Leijnse, A. Giardino, K. Nederhoff, and S. Caires, "Generating reliable estimates of tropical-cyclone-induced coastal hazards along the Bay of Bengal for current and future climates using synthetic tracks," Natural Hazards and Earth System Sciences, vol. 22, no. 6, pp. 1863-1891, 2022. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.5194/nhess-22-1863-2022>.
27. C. M. Nederhoff, "Navigating the Storm: New Approaches to Tropical Cyclone Risk Analyses and Their Implications for Coastal Flooding Predictions," Dissertation (TU Delft), IHE Delft Institute for Water Education, 2024.
28. G. J. Holland, J. I. Belanger, and A. Fritz, "A revised model for radial profiles of hurricane winds," Monthly weather review, vol. 138, no. 12, pp. 4393-4401, 2010. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1175/2010mwr3317.1>. Available: http://journals.ametsoc.org/mwr/article-pdf/138/12/4393/4253114/2010mwr3317_1.pdf
29. Wind Enhance Scheme for cyclone modelling - User Manual, 2020
30. K. Nederhoff et al., "Accounting for uncertainties in forecasting tropical-cyclone-induced compound flooding," Geoscientific Model Development, vol. 17, no. 4, pp. 1789-1811, 2024. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.5194/gmd-17-1789-2024>.
31. K. Nederhoff, A. Giardino, M. Van Ormondt, and D. Vatvani, "Estimates of tropical cyclone geometry parameters based on best-track data," (in en), Natural Hazards and Earth System Sciences, vol. 19, no. 11, pp. 2359-2370, 2019-10-30 2019. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.5194/nhess-19-2359-2019>.
32. R. W. Schwerdt, F. P. Ho, and R. R. Watkins, "Meteorological criteria for standard project hurricane and probable maximum hurricane windfields, Gulf and East Coasts of the United States," U.S. Department of Commerce, National Oceanic and Atmospheric Administration, National Weather Service, Washington, D.C.1979, Available: https://repository.library.noaa.gov/view/noaa/6948/noaa_6948_DS1.pdf
33. J. A. Zhang and E. W. Uhlhorn, "Hurricane Sea Surface Inflow Angle and an Observation-Based Parametric Model," (in en), Monthly Weather Review, vol. 140, no. 11, pp. 3587-3605, 2012-11-01 2012. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1175/MWR-D-11-00339.1>.
34. NC 285:2025 – Acción del viento en estructuras (Wind actions on structures), 2025
35. V. U. Unnikrishnan and M. Barbato, "Performance-based comparison of different design alternatives and retrofit techniques for residential buildings subjected to hurricane hazards," in Structures Congress 2015, 2015, pp. 1596-1607. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1061/9780784479117.137>.
36. B. R. Ellingwood, D. V. Rosowsky, Yue Li, and J. H. Kim, "Fragility Assessment of Light-Frame Wood Construction Subjected to Wind and Earthquake Hazards," Engineering structures, 2004. doi: [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:12\(1921\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:12(1921)).
37. B. Shanmugam, "Probabilistic assessment of roof uplift capacities in low-rise residential construction," Clemson University, 2011. Available: https://open.clemson.edu/cgi/viewcontent.cgi?referer=&httpsredir=1&article=1741&context=all_dissertations
38. A. D. Cope, "Predicting the Vulnerability of Typical Residential Buildings to Hurricane Damage," Doctorado, University of Florida, 2004. Available: https://fcmp.ce.ufl.edu/wp-content/uploads/sites/308/2020/12/cope_a.pdf
39. V. U. Unnikrishnan, "Probabilistic Performance-Based Hurricane Engineering (PBHE) Framework," LSU Doctoral Dissertations, The Department of Civil and Environmental Engineering, Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College, 2015. Available: https://digitalcommons.lsu.edu/gradschool_dissertations/3689
40. Y. Li, J. P. Conte, and P. E. Gill, "Probabilistic performance-based optimum seismic design framework: illustration and validation," Computer Modeling in Engineering & Sciences, vol. 120, no. 3, pp. 517-543, 2019 2019. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.32604/cmescs.2019.06269>.
41. R. Hamburger, A. Zsarnóczy, N. Otu Tackie-Otoo, T. Kijewski-Correa, R. A. Davidson, and S. M. J. Spence, "Unifying the Current State of the Art in Hurricane Wind Risk Simulations: A Systematic Review," Journal of Structural Engineering, vol. 151, no. 8, 2025. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.1061/JSENDH.STENG-14590>.
42. B. Salarieh and A. M. Salman, "Regional climate change adaptation planning: a case study on single-story wooden-frame residential buildings vulnerable to hurricane winds in selected US coastal locations," Frontiers in Built Environment, vol. 10, 2024. doi: <https://doi.org/https://doi.org/10.3389/fbuil.2024.1273311>.

2

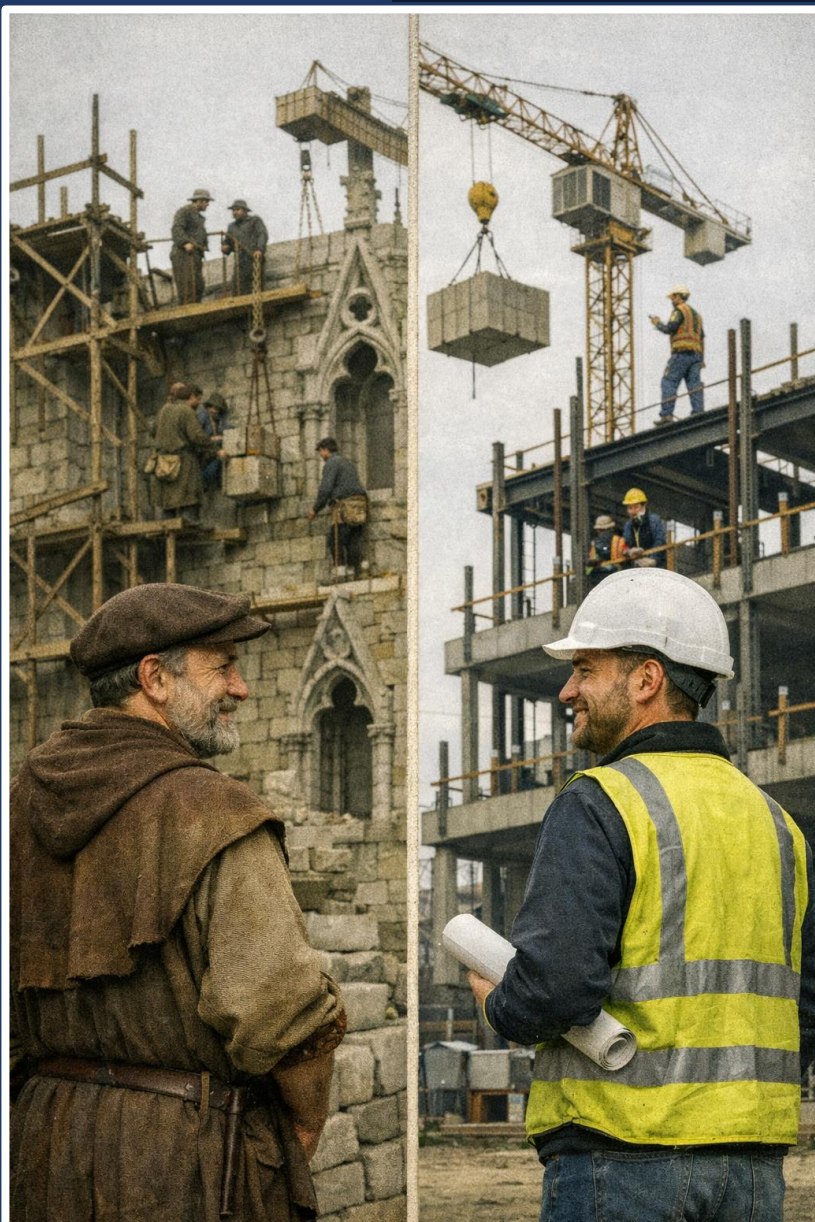
Análisis Del Exceso De Cargas De Vehículos Pesados En Niveles De Deterioro En Pavimentos Flexibles

Analysis of Heavy Vehicle Overloading and Its Impact on Flexible Pavement Deterioration Levels

Autores

Steven Adrián Martínez Marín
Estudiante, Universidad Técnica de
Manabí, Portoviejo, Ecuador
smartinez6607@utm.edu.ec
<https://orcid.org/0009-0004-8855-0222>

Eduardo Tejeda Piusseaut
Profesor, Universidad Técnica de
Manabí, Portoviejo, Ecuador
eduardo.tejeda@utm.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0002-0589-9989>



Nota Editorial: Recibido: 21 de abril 2026 Aceptado: 8 de junio 2026

2

Análisis Del Exceso De Cargas De Vehículos Pesados En Niveles De Deterioro En Pavimentos Flexibles

Resumen

El presente estudio analiza el efecto del incremento de cargas en el tránsito pesado sobre la vida útil de pavimentos flexibles, evidenciando la influencia directa del Factor de Camión (FC) en el deterioro estructural. Se parte de un escenario de diseño basado en un tránsito acumulado de $2,01 \times 10^6$ ejes equivalentes (ESALs) para un período de 20 años, el cual se contrasta con escenarios de incremento progresivo de cargas hasta una condición extrema de operación al 100% de la carga legal permitida. La metodología adoptada se fundamenta en un enfoque empírico–mecanicista, que integra la modelación estructural mediante el programa ALIZE con la formulación de leyes de fallo para la subrasante, la carpeta asfáltica y la deflexión del pavimento, obtenidas a partir de análisis de regresión. Los resultados demuestran que el incremento del FC, desde 1,25 hasta 3,77, genera un aumento significativo del tránsito acumulado, alcanzando valores de hasta $6,04 \times 10^6$ ESALs, lo que implica mayores exigencias estructurales. Asimismo, se determinó que el incremento de las cargas reduce de manera significativa el tiempo necesario para alcanzar el tránsito de diseño, acelerando el deterioro estructural del pavimento. Se concluye que el exceso de carga vehicular constituye un factor determinante en la reducción prematura de la vida de servicio, lo que hace indispensable fortalecer los controles de carga y considerar posibles escenarios de sobrecarga en el diseño estructural.

Palabras Clave

pavimentos flexibles, factor de camión, ejes equivalentes, sobrecarga vehicular, diseño empírico–mecanicista, leyes de fallo

2

Analysis of Heavy Vehicle Overloading and Its Impact on Flexible Pavement Deterioration Levels

Abstract

This study analyzes the effect of increased heavy traffic loads on the service life of flexible pavements, demonstrating the direct influence of the Truck Factor (TF) on structural deterioration. It begins with a design scenario based on a cumulative traffic volume of $2,01 \times 10^6$ equivalent single axle loads (ESALs) over a 20-year period, which is then compared with scenarios of progressively increasing loads up to an extreme operating condition at 100% of the legally permitted load. The methodology adopted is based on an empirical-mechanistic approach, integrating structural modeling using the ALIZE software with the formulation of failure laws for the subgrade, asphalt layer, and pavement deflection, obtained from regression analysis. The results show that increasing the TF from 1,25 to 3,77 generates a significant increase in cumulative traffic, reaching values of up to $6,04 \times 10^6$ ESALs, which implies greater structural demands. Furthermore, it was determined that increased loads significantly reduce the time required to reach design traffic, accelerating the structural deterioration of the pavement. It is concluded that excessive vehicle load is a determining factor in the premature reduction of service life, making it essential to strengthen load controls and consider potential overload scenarios in the structural design.

Keywords

flexible pavements, truck factor, equivalent axle loads, vehicle overload, empirical-mechanistic design, failure laws

1. INTRODUCCIÓN

En numerosos países en desarrollo, la circulación de vehículos pesados con exceso de carga constituye un problema recurrente, asociado principalmente a la limitada capacidad de control y fiscalización vehicular. En este contexto, se estima que entre el 60% y el 80% de los camiones superan los límites legales de carga, motivados fundamentalmente por razones económicas [1].

Esta práctica genera un incremento significativo en el deterioro estructural de los pavimentos, reduciendo de manera sustancial su vida útil. Asimismo, el crecimiento sostenido del transporte de carga, junto con la incorporación de vehículos de mayor capacidad, ha contribuido a intensificar este fenómeno en los últimos años [2].

Los límites de peso establecidos para el vehículo completo, así como para cada eje o grupo de ejes, influyen directamente tanto en la durabilidad del pavimento como en la seguridad vial [3]. El aumento del peso por eje, junto con la diversidad de configuraciones vehiculares, acelera el daño acumulado en la estructura del pavimento y genera un incremento considerable en los costos de mantenimiento y rehabilitación [4].

El deterioro del pavimento no depende exclusivamente de la carga vehicular, sino que también está condicionado por la calidad de los materiales, las características de la subrasante y el espesor de las capas estructurales, factores determinantes de su capacidad portante [5]. En este contexto, la identificación y clasificación de las patologías del pavimento constituyen herramientas fundamentales para evaluar la severidad del daño y definir estrategias de mantenimiento adecuadas [6]. De igual forma, la evaluación del estado superficial mediante el análisis de fisuras, ahuellamientos y desprendimientos permite establecer relaciones entre los daños observados y sus causas, orientando de manera más precisa las acciones de conservación [7].

Diversos estudios resaltan la relevancia de aplicar metodologías empírico-mecanicistas para analizar el comportamiento estructural del pavimento frente a cargas reales de tránsito, considerando de manera integrada variables como el volumen y tipo de tráfico, las condiciones ambientales y las propiedades mecánicas de los materiales y del suelo [8]. Como complemento esencial en este tipo de análisis, se incorporan las leyes de fallo o leyes de comportamiento, las cuales permiten relacionar los mecanismos de daño, tales como el agrietamiento por fatiga y la deformación permanente, con las repeticiones de carga a lo largo de la vida útil de cada capa del sistema estructural. Estas leyes, orientadas a evaluar la fatiga de la mezcla asfáltica, la deformación permanente en la subrasante y la deflexión global de la estructura, resultan fundamentales para predecir la evolución del deterioro del pavimento.

Dado que en Ecuador no existen leyes de fallo oficialmente establecidas para el análisis mecanicista, en el presente estudio se adoptan modelos internacionales validados experimentalmente. Para ello, se realiza el análisis mecanicista de las estructuras mediante herramientas informáticas especializadas, como el software ALIZE, desarrollado por el Laboratorio Central de Carreteras y Puentes de Francia (LCPC), el cual permite calcular las tensiones y deformaciones internas generadas por las cargas del tránsito.

El objetivo del presente trabajo es demostrar cómo el exceso de carga en el tráfico pesado puede provocar una reducción significativa de la vida de servicio del pavimento, como consecuencia directa del incremento del factor de camión asociado al conjunto de vehículos pesados. Para ello, se parte de un escenario de tránsito existente que sustenta una estructura de diseño, definida en función del número de ejes equivalentes acumulados durante un período de 20 años y del factor de camión derivado del espectro vehicular observado. Asimismo, se plantea un escenario alternativo en el cual los camiones circulan con el 100% de la carga legal permitida, lo que conlleva un incremento sustancial de la estructura requerida para soportar el tránsito proyectado en el mismo período de diseño, debido al aumento del factor de camión y, en consecuencia, del número de ejes equivalentes.

Posteriormente, se desarrolla un análisis hipotético basado en incrementos progresivos de las cargas transportadas a distintos niveles, desde la condición de carga de diseño hasta un escenario extremo en el que todos los vehículos operan con la carga máxima legal permitida. Este incremento gradual genera un aumento del factor de camión y, por ende, del número de ejes equivalentes acumulados a lo largo del tiempo. Para cada nivel de carga se determina el tránsito equivalente acumulado y el año en que este alcanza el valor de diseño considerado para la estructura del pavimento. La diferencia entre el período de diseño y el momento en que el tránsito real iguala o supera el tránsito de diseño representa el intervalo durante el cual la estructura se encuentra sometida a solicitaciones superiores a las previstas en el cálculo, condición que puede acelerar de manera significativa los procesos de deterioro y reducir anticipadamente la vida útil del pavimento.

2. DETERMINACIÓN DE LAS LEYES DE FALLO DE LA SUBRASANTE Y DEL PAVIMENTO

El diseño de pavimentos mediante enfoques empírico-mecanicistas se fundamenta en la consideración, por una parte, de la respuesta estructural en términos de tensiones, deformaciones y desplazamientos frente a la aplicación de cargas y, por otra, en la verificación de que dichos efectos no superen los valores admisibles establecidos por las ecuaciones de fallo correspondientes a los materiales que conforman la estructura y la subrasante.

Las leyes de fallo constituyen expresiones de carácter empírico que permiten relacionar las tensiones o deformaciones inducidas en cada una de las capas del pavimento, así como en el suelo de subrasante, con la acción repetida de cargas a lo largo de un período determinado. Estas ecuaciones representan una herramienta fundamental para evaluar el comportamiento estructural de los pavimentos flexibles en función del tránsito proyectado y de las condiciones de servicio previstas.

2.1. LEY DE FALLO PARA LA SUBRASANTE

En el caso de la subrasante, se emplea una ecuación que define la deformación vertical máxima admisible en el suelo de cimiento, con el fin de evitar la ocurrencia de fallas prematuras ante la acción de las cargas de diseño. A nivel internacional, se han propuesto diversas leyes de fallo para la subrasante, que establecen la deformación máxima admisible según las repeticiones de cargas esperadas. La figura 1 presenta una representación gráfica de diferentes leyes de fallo desarrolladas por autores e instituciones de reconocido prestigio [9].

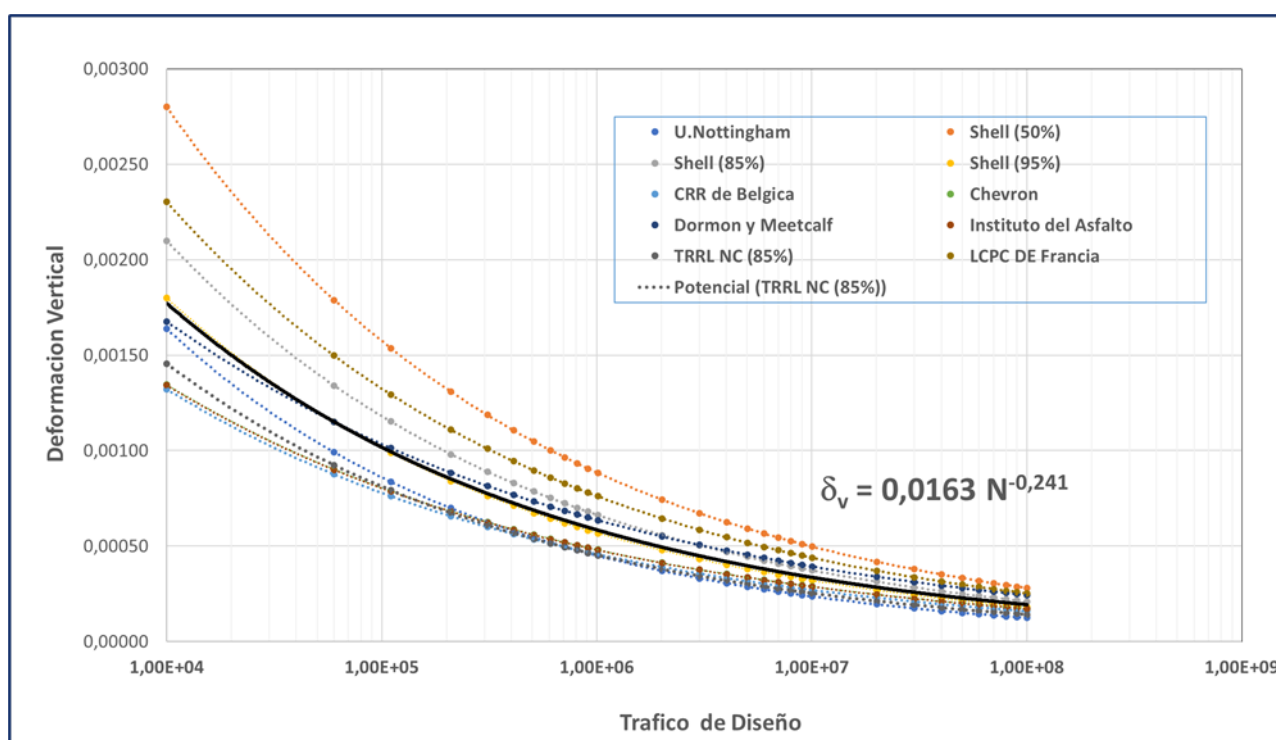


Fig. 1- Representación de leyes de fallo del suelo de subrasante, según diversos autores e instituciones internacionales, y curva de regresión obtenida.

A partir de estas ecuaciones se obtuvo una muestra de valores de deformación vertical en la subrasante en función del tránsito de diseño. Cada valor fue considerado como una observación individual y el conjunto de resultados como una muestra estadística. Ante la ausencia de una ley de fallo desarrollada a nivel nacional, con base en dichas muestras, se realizó un análisis de regresión, para obtener una ecuación de fallo aplicable a la determinación de los valores admisibles de deformación vertical para el suelo de cimiento o subrasante. La ecuación de regresión obtenida responde a la siguiente forma:

$$\varepsilon_v = 0,0163 N^{-0,241} \quad (1)$$

Donde ε_v representa la deformación vertical admisible en la subrasante, correspondiente a N aplicaciones de carga equivalentes a la carga de cálculo de 8,2 toneladas.

2.2 LEY DE COMPORTAMIENTO DE LA CAPA ASFÁLTICA

La combinación de las distintas leyes de fallo permitió obtener una expresión unificada mediante análisis de regresión, considerando cada ecuación individual como una muestra de valores observados. Este procedimiento estadístico hizo posible integrar los criterios de fatiga desarrollados por diversos autores e instituciones de referencia internacional, alineados conceptualmente con el enfoque empírico-mecanicista adoptado por la AASHTO para el diseño de pavimentos flexibles. En la figura 2 se presenta la representación gráfica de las diferentes leyes de fallo reportadas en la literatura especializada [9], junto con la curva resultante del proceso de regresión.

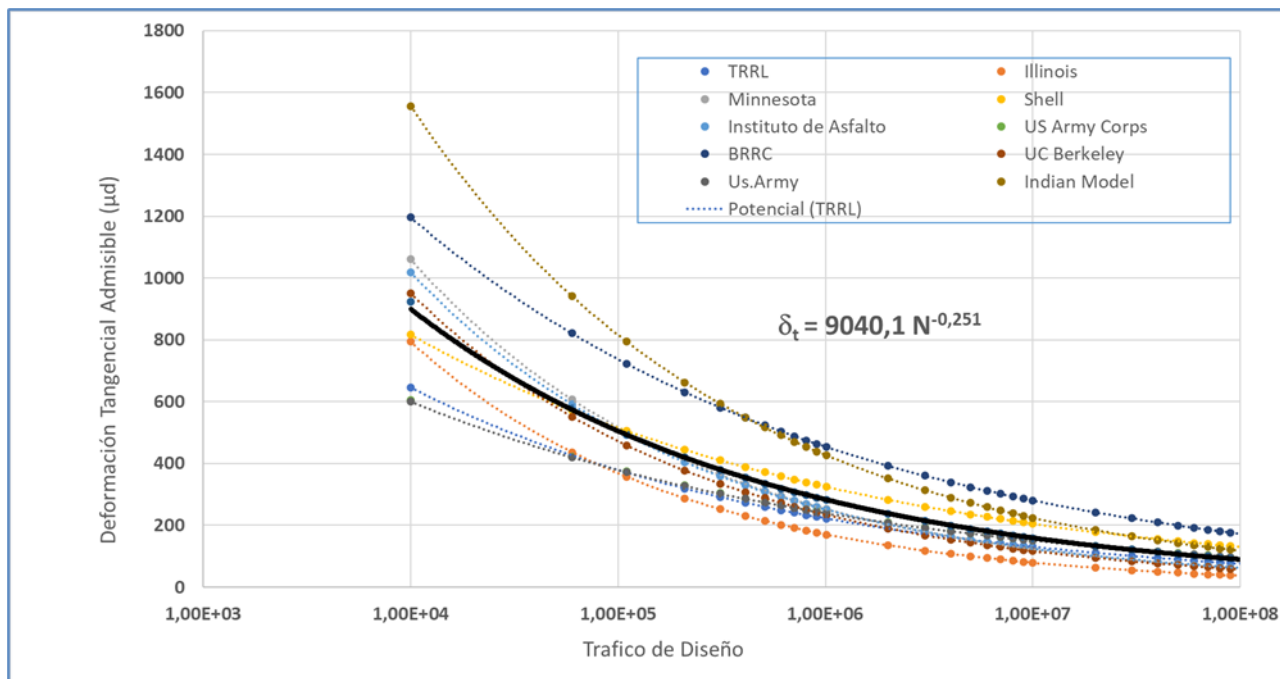


Fig. 2- Representación de leyes de fallo a fatiga de la capa asfáltica, según diversos autores e instituciones internacionales [10] y la curva de regresión obtenida.

Como resultado del análisis se obtuvo la ecuación (2) de fallo por fatiga de la carpeta asfáltica:

$$\varepsilon_t = 9040,1 N^{-0,251} \quad (2)$$

Donde ε_t representa la deformación tangencial admisible en la base inferior de la carpeta asfáltica, y N corresponde al número de aplicaciones de carga equivalentes, referidas a la carga estándar de diseño de 8,2 toneladas, conforme al criterio adoptado por la AASHTO 1993. Esta formulación se fundamenta en el principio de que la fatiga de la capa asfáltica del pavimento flexible se produce cuando las deformaciones por tracción inducidas en la fibra inferior de la capa asfáltica superan un umbral crítico, generando fisuración progresiva bajo la acción repetida del tránsito.

En este sentido, la ecuación obtenida es conceptualmente consistente con el criterio de fatiga de la AASHTO, el cual establece una relación inversa entre la deformación de tracción admisible y el número de repeticiones de carga, permitiendo evaluar la vida a fatiga del pavimento en función del tránsito proyectado. Por tanto, la expresión propuesta constituye una herramienta válida para el análisis del desempeño estructural del pavimento flexible y su verificación frente a los requerimientos de diseño establecidos por la normativa AASHTO, particularmente en contextos donde no se dispone de leyes de fallo desarrolladas a nivel nacional.

2.3. LEY DE COMPORTAMIENTO DEL PAVIMENTO FLEXIBLE

De manera análoga, se recopilaron diversas leyes de comportamiento asociadas a la deflexión del pavimento, las cuales permiten evaluar la respuesta elástica global del sistema estructural frente a la aplicación repetida de cargas. Estas expresiones empíricas relacionan la deflexión superficial con el número de repeticiones de carga, constituyéndose en un indicador indirecto del estado estructural y de la capacidad portante del pavimento. En la figura 3 se muestra la representación gráfica de las diferentes leyes de deflexión propuestas por autores e instituciones de reconocimiento internacional [11], junto con la tendencia obtenida a partir del análisis de regresión

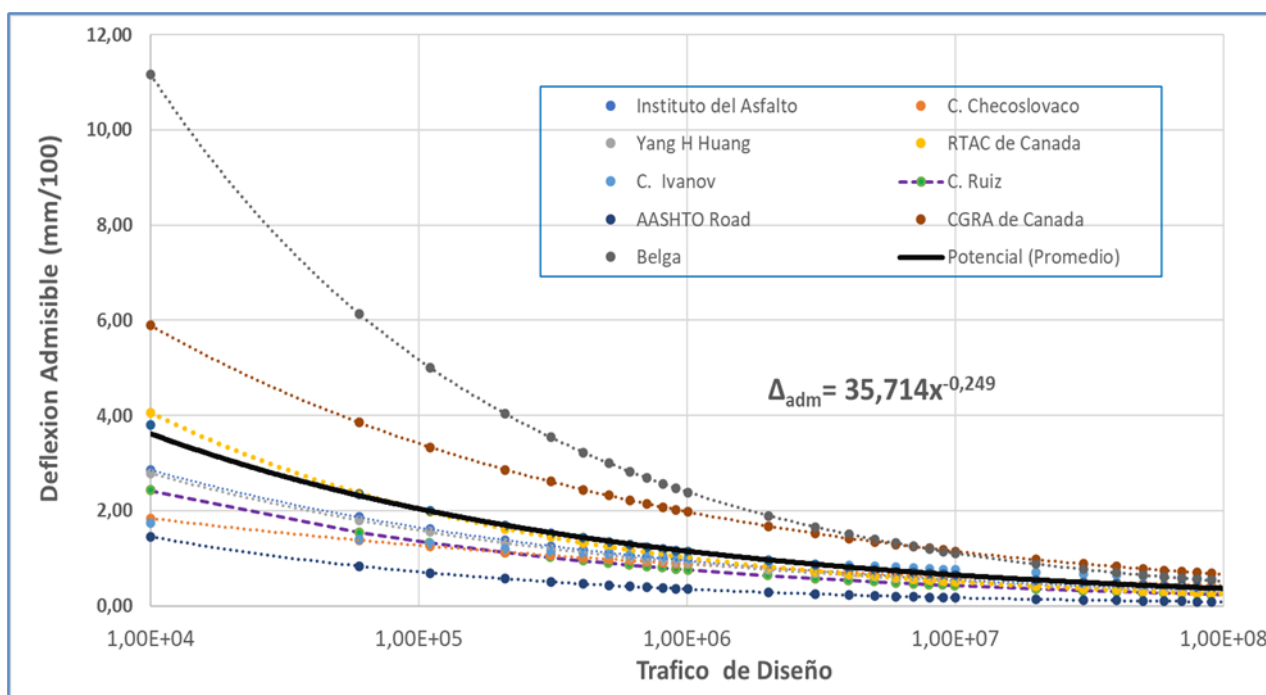


Fig. 3- Representación de comportamiento para la deflexión elástica admisible de la estructura del pavimento, según diversos autores e instituciones internacionales [10], y curva de regresión obtenida.

Como resultado del proceso de regresión se obtuvo la ecuación (3) de deflexión admisible:

$$\Delta = 35,714 N^{-0,249} \quad (3)$$

Donde Δ representa la deflexión admisible del pavimento, y N corresponde al número de aplicaciones de carga equivalentes, referidas a la carga estándar de diseño de 8,2 toneladas, conforme al criterio adoptado por la AASHTO 1993. Esta relación refleja el comportamiento elástico del pavimento flexible, en el cual la deflexión admisible disminuye a medida que se incrementa el número de repeticiones de carga, en concordancia con los principios de daño acumulativo considerados en la metodología AASHTO.

La ecuación obtenida resulta conceptualmente consistente con el enfoque de la AASHTO, que emplea la deflexión como un parámetro representativo del desempeño estructural del pavimento, especialmente en la evaluación de pavimentos en servicio y en el control de la capacidad estructural remanente. En este contexto, la expresión propuesta constituye una herramienta complementaria para la verificación del diseño estructural del pavimento flexible y su comportamiento frente al tránsito proyectado, particularmente en escenarios donde no se dispone de modelos de deflexión desarrollados a nivel nacional.

3. CARACTERIZACIÓN DEL TRÁNSITO DE DISEÑO CONSIDERANDO DIFERENTES ESCENARIOS DE SOBRECARGA

Para el desarrollo de la investigación se seleccionó, de manera hipotética, una vía urbana de dos carriles sometida al tránsito de vehículos pesados, para la cual se asumió un espectro de cargas (frecuencias diarias de camiones) característico de la ciudad de Portoviejo, Ecuador. A partir de este tránsito se estimó el Factor de Camión, considerando condiciones de carga asignadas de forma aleatoria, en las cuales cada vehículo de la muestra transporta una carga comprendida entre cero (vehículo vacío) y la carga máxima permitida por la normativa legal vigente. Con ello, se obtuvo un valor inicial del Factor de Camión (FC) correspondiente a la muestra analizada.

Posteriormente, se consideraron diferentes incrementos en las cargas transportadas por los vehículos, generándose de manera aleatoria nuevos Factores de Camión con valores superiores al valor inicial. Al mantener constante, tanto el espectro de cargas como el volumen total de camiones de la muestra, se simuló distintos escenarios de incremento de carga, lo cual se traduce en un aumento del FC y, en consecuencia, en incrementos del número de ejes simples equivalentes (ESALs) acumulados durante el período de servicio del pavimento.

Cálculo de ejes equivalentes (ESALs)

El tránsito de diseño, expresado en ejes simples equivalentes a 18 kips (82 kN), denominados ESALs por sus siglas en inglés, se determina mediante la siguiente ecuación (4):

$$ESALs = ADT_0 \cdot TKS \cdot GF \cdot DD \cdot LD \cdot FC \cdot 365 \quad (4)$$

donde:

- ADT_0 : Tránsito Promedio Diario anual inicial (veh/día)
- TKS : Proporción de vehículos pesados
- GF : Factor de crecimiento del tránsito
- DD : Factor de distribución direccional
- LD : Factor de distribución por el carril de diseño
- FC : Factor de camión

Se parte de un tránsito inicial con un Tránsito Promedio Diario (ADT) de 2 000 vehículos/día, de los cuales el 16% corresponde a camiones. Para la proyección del tránsito durante el período de diseño se consideró una tasa de crecimiento anual del 3%. El factor de crecimiento acumulado del tránsito para un período determinado se calcula mediante la ecuación 5:

$$GF = \frac{(1+r)^n - 1}{r} \quad (5)$$

Donde r es la tasa de crecimiento anual y n el período de diseño, expresado en años. Para un período de diseño de 20 años, el factor de crecimiento obtenido es de 27,27.

El factor de distribución direccional (DD), correspondiente a una condición de tráfico balanceado, se adoptó con un valor de 0,50, mientras que el factor de distribución por carril (LD) se consideró igual a 1 para una vía bidireccional. Con base en los valores de tránsito observados, la composición vehicular y las condiciones geométricas y operativas de la vía, se estimó un tránsito de diseño acumulado de $2,0 \times 10^6$ ejes equivalentes de 18 kips.

El Factor de Camión (FC) se define como la relación entre el número de ejes equivalentes de diseño y el número de camiones de la muestra analizada, obteniéndose un valor inicial de $FC = 1,25$, el cual se adopta como valor base de diseño. En estas condiciones, el número acumulado de Ejes Simples Equivalentes (ESALs) resulta $2,01 \times 10^6$ ejes, valor que se considera representativo del tránsito de diseño de la vía.

Con el fin de evaluar el impacto del exceso de carga vehicular sobre el desempeño estructural del pavimento, se analizaron escenarios adicionales mediante el incremento del Factor de Camión a valores de 1,42, 1,61 y 1,81, correspondientes a aumentos de carga del 5%, 10% y 15%, respectivamente, en relación con la condición inicial de diseño. Adicionalmente, se evaluó un escenario extremo en el que se asume que la totalidad de los camiones circulan con la carga legal máxima permitida, obteniéndose un valor de $FC = 3,77$. Este escenario representa la condición más desfavorable, al considerar que el 100% de los vehículos pesados de la muestra operan bajo la carga máxima autorizada por la normativa vigente [12].

A medida que se incrementa el Factor de Camión, el número de ESALs acumulados en el diseño presenta variaciones significativas, tal como se muestra en la tabla 1, alcanzándose un valor máximo de $6,04 \times 10^6$ ESALs en el escenario teórico en el que los camiones circulan con el 100% de la carga máxima permitida

Tabla 1- Ejes equivalentes acumulados en el periodo de diseño

Factor de Camión (FC)	1,25	1,42	1,61	1,81	3,77
ESALs	2,01E+06	1,99E+06	1,93E+06	2,90E+06	6,04E+06

4. DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO

4.1. DISEÑO DE PAVIMENTO PARA LAS CARGAS DE DISEÑO

El diseño estructural del pavimento se realizó mediante un procedimiento empírico–mecanicista, utilizando el programa ALIZE, el cual permite evaluar la respuesta mecánica del sistema multicapa ante la aplicación repetida de cargas. Se adoptó una carga de cálculo de 8 200 kg por eje simple, equivalente a 2 050 kg por rueda, con una presión de contacto de 6,5 kg/cm², lo que representa un radio de carga equivalente de 10 cm.

La aplicación de esta carga sobre la estructura del pavimento flexible genera deformaciones críticas en puntos específicos del sistema: una deformación tangencial por tracción en la fibra inferior de la carpeta asfáltica, asociada al fenómeno de fatiga, y una deformación vertical de compresión en la subrasante, relacionada con la pérdida de capacidad portante. Ambos parámetros fueron considerados como criterios de control del diseño estructural, de acuerdo con el enfoque empírico–mecanicista.

Las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la estructura del pavimento se determinaron a partir de correlaciones con el CBR de diseño de las capas de base y subbase. Con base en los valores exigidos para dichas capas, se establecieron el módulo resiliente y el coeficiente de Poisson correspondientes. La capa de base granular, con un CBR de 80 presentó un módulo resiliente de 500 MPa, mientras que la subbase granular, con un CBR de 30%, mostró un módulo de 300 MPa; en ambos casos se adoptó un coeficiente de Poisson de 0,35, característico de materiales no aglomerados.

Para la carpeta asfáltica se consideró un módulo resiliente de 1 150 MPa, obtenido de la referencia [13], valor representativo de una temperatura media del pavimento de 36°C, correspondiente a las condiciones climáticas de la ciudad de Portoviejo. Dada la baja capacidad portante de la subrasante, caracterizada por un CBR de 2,5% y un módulo resiliente de 25 MPa, se incorporó una capa de mejoramiento con un CBR de 20%, para un módulo resiliente de 200 MPa y un espesor de 15 cm, con el fin de mejorar la respuesta estructural del sistema.

Los valores admisibles de deformación, tanto para la subrasante como para la carpeta asfáltica, se determinaron mediante las leyes de fallo obtenidas previamente, considerando un tránsito de diseño de $6,04 \times 10^6$ ejes equivalentes. La deformación tangencial admisible en la carpeta asfáltica se estableció en 236,69 μ d, mientras que la deformación vertical máxima admisible en la subrasante fue de 493,43 μ d.

Estos límites admisibles fueron comparados con los valores de deformación calculados mediante el programa ALIZE, a partir de los cuales se determinaron los espesores de las capas que garantizan que las deformaciones inducidas no superen los valores permisibles. Como resultado del proceso de diseño, se obtuvo un espesor de 8 cm para la carpeta asfáltica, así como 20 cm y 22 cm para las capas de base y subbase, respectivamente. Bajo esta configuración estructural, se registraron valores de 186 μ d para la deformación tangencial en la carpeta asfáltica y 441,1 μ d para la deformación vertical en la subrasante, verificándose que ambos se mantienen por debajo de los límites admisibles establecidos.

En la tabla 2 se presentan de forma sintética los resultados obtenidos. Estos evidencian que, bajo las condiciones de tránsito de diseño, las deformaciones críticas tanto en la capa asfáltica como en la subrasante se mantienen dentro de los límites admisibles, permitiendo alcanzar el número de ejes equivalentes al final del período de diseño previsto, en concordancia con los criterios de dimensionamiento establecidos. Asimismo, la condición de carga de diseño se adoptó como escenario de referencia como base para el análisis comparativo frente a escenarios alternativos de carga.

Tabla 2- Diseño del pavimento para el tráfico normal de $6,04 \times 10^6$ ejes equivalentes. Verificación de deformaciones admisibles para el escenario de carga normal.

VALORES ADMISIBLES		ESTRUCTURA		VALORES CALCULADOS	
Deformación tangencial (μd)	Deformación vertical (μd)	Capas	Espesores (cm)	Deformación tangencial (μd)	Deformación vertical (μd)
236,69		Superficie	8	186	
		Base	20		
		Subbase	22		
		Mejoramiento	15		
	493,43	Subrasante			441,1

4.2. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON CARGA MÁXIMA

Con el propósito de evaluar el comportamiento estructural del pavimento bajo condiciones más exigentes, se desarrolló un nuevo diseño del pavimento considerando las cargas máximas por eje correspondientes a los distintos tipos de camiones pesados, conforme a los límites legales vigentes en Ecuador para el tránsito vehicular. En este escenario, se asumió que cada vehículo de la muestra circula con el 100% de la carga máxima legal permitida [12].

Este incremento en las solicitaciones estructurales generó un Factor de Camión de 3,77, lo que se traduce en un total acumulado de $6,04 \times 10^6$ ejes equivalentes para un período de diseño de 20 años, valor previamente determinado en el epígrafe 2. Esta condición representa el escenario más desfavorable en términos de demanda estructural sobre el pavimento.

Para la evaluación se emplearon las leyes de fallo utilizadas en la condición de carga de diseño, con el fin de garantizar la consistencia metodológica en la comparación de resultados. A partir de dichas expresiones se determinaron los valores admisibles, obteniéndose una deformación tangencial permisible de 179,50 μd en la carpeta asfáltica y una deformación vertical máxima admisible de 378,35 μd en la subrasante.

Bajo este nivel de tránsito, se verificó que, para cumplir con los límites establecidos en condiciones de carga máxima, fue necesario incrementar el espesor de la carpeta asfáltica de 8 cm a 13 cm, manteniéndose constantes los espesores de las capas de base, subbase y mejoramiento, con valores de 20 cm, 22 cm y 15 cm, respectivamente. Con esta configuración estructural, el pavimento presenta deformaciones calculadas de 164,7 μd en la carpeta asfáltica y 372,7 μd en la subrasante, valores que se encuentran dentro de los rangos admisibles definidos por las leyes de fallo adoptadas.

En el análisis correspondiente a la condición de carga máxima se obtuvo que los espesores estructurales inicialmente propuestos bajo condiciones de carga de diseño resultan insuficientes para satisfacer los criterios de verificación ante solicitaciones más severas, siendo necesario incrementar el espesor de la carpeta asfáltica como medida de refuerzo estructural. Este resultado pone de manifiesto la alta sensibilidad del desempeño del pavimento flexible frente al aumento de cargas por eje, particularmente en contextos donde el control de pesos vehiculares es limitado.

Tabla 3- Diseño del pavimento para el tráfico correspondiente a la carga máxima de $2,01 \times 10^6$ ejes equivalentes. Verificación de deformaciones admisibles para el escenario de carga máxima.

VALORES ADMISIBLES		ESTRUCTURA		VALORES CALCULADOS	
Deformación tangencial (μd)	Deformación vertical (μd)	Capas	Espesores (cm)	Deformación tangencial (μd)	Deformación vertical (μd)
179,50		Superficie	13	164,7	
		Base	20		
		Subbase	22		
		Mejoramiento	15		
	378,35	Subrasante			164,7

5. EFECTO DEL INCREMENTO DE CARGAS SOBRE LA VIDA DE SERVICIO DEL PAVIMENTO

Para analizar el efecto del incremento de cargas sobre el pavimento, se comparó la vida de servicio alcanzada por la estructura bajo distintos escenarios de carga, desde la condición de diseño hasta un escenario de solicitaciones máximas. En consecuencia, el análisis abarca desde la condición de tránsito normal de diseño (TF = 1,25), correspondiente a un tránsito acumulado de $2,01 \times 10^6$ ejes equivalentes (ESALs) durante un período de diseño de 20 años, hasta un escenario hipotético en el que los camiones circulan con la carga legal máxima, para el cual el tránsito acumulado alcanza $6,04 \times 10^6$ ESALs (TF = 3,77).

Para estimar la variación en la vida útil del pavimento frente a estos niveles de carga, se determinó, para cada escenario, el tiempo requerido para que el número de ejes equivalentes alcance el valor correspondiente al tránsito de diseño ($2,01 \times 10^6$ ESALs). Los resultados, resumidos en la tabla 4, evidencian que el incremento del nivel de sobrecarga reduce de manera significativa el tiempo necesario para alcanzar dicho umbral. A partir de ese momento, el tránsito pesado actúa sobre una estructura que ha agotado su período de diseño, lo que acelera los procesos de deterioro y compromete su desempeño estructural.

Tabla 4- Vida útil estimada del pavimento para diferentes factores camión.

Período de diseño: 20 años TPDA inicial = 2000 veh/día Porcentaje de camiones = 16,1%		Distribución por sentido = 50% Distribución por carril de diseño = 100% Tasa de crecimiento anual = 3%			
Factor de Camión	1,25	1,42	1,61	1,81	3,77
Factor de crecimiento (GF)	27,27	24,03	21,25	18,86	9,06
Vida útil estimada del pavimento (Años)	20,0	18,2	16,5	15,0	8,0
Tráfico estimado en 20 años	2,01E+06	1,99E+06	1,93E+06	2,90E+06	6,04E+06

En los escenarios intermedios de sobrecarga, el umbral de daño estructural se alcanza en plazos considerablemente menores que los correspondientes al tránsito normal. En particular, para TF = 1,42 el límite se supera aproximadamente a los 18 años; para TF = 1,61, alrededor de los 16 años; mientras que en el escenario más severo (TF = 3,77), el agotamiento estructural ocurre cerca de los 8 años.

El deterioro del pavimento flexible se manifiesta como una pérdida progresiva de capacidad estructural, producto de la acumulación de solicitaciones inducidas por el tránsito pesado. Bajo condiciones de sobrecarga, este proceso se acelera, provocando que los criterios de falla se alcancen de forma anticipada respecto al período de diseño.

Este comportamiento pone en evidencia que la exposición continua a cargas superiores a las reglamentarias compromete el desempeño estructural del pavimento y reduce su vida útil efectiva. En consecuencia, el exceso de carga vehicular se configura como un factor determinante del deterioro prematuro del pavimento flexible, lo que justifica la implementación de medidas de control de carga o la adopción de ajustes en el diseño estructural, a fin de garantizar un desempeño adecuado durante el período de servicio.

La representación gráfica del tránsito acumulado para cada escenario (figura 4), permite visualizar de manera comparativa el efecto de los distintos factores de camión y, por ende, del incremento de las cargas sobre el pavimento.

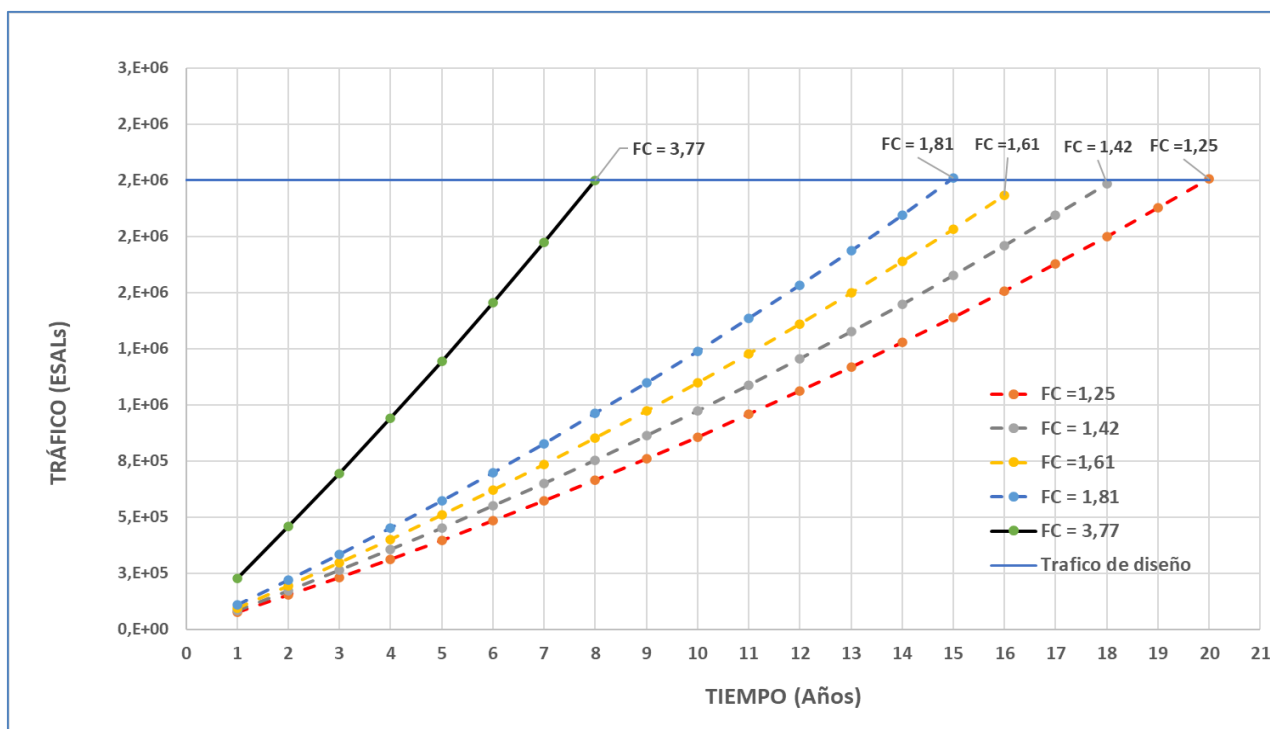


Fig. 4. Influencia del factor camión en la vida útil estimada del pavimento flexible.

Los resultados evidencian que el aumento del factor de camión reduce de forma significativa el tiempo en que se alcanza el tránsito de diseño, adelantando el cumplimiento de los criterios de agotamiento estructural. En este sentido, una estructura diseñada para soportar un tránsito de $2,0 \times 10^6$ ejes equivalentes en un período de 20 años alcanza dicho umbral en un plazo considerablemente menor cuando las cargas transportadas por los vehículos pesados superan las previstas en el diseño, siendo esta reducción tanto más pronunciada cuanto mayor es el incremento de carga por camión. Asimismo, una vez superado el tránsito de diseño, el mantenimiento rutinario resulta insuficiente para alcanzar los 20 años previstos, siendo necesarias intervenciones de rehabilitación. En este contexto, el incremento del espesor de la capa asfáltica se presenta como una alternativa técnica indispensable para soportar el aumento del tránsito asociado al exceso de cargas [10].

La ley de comportamiento del pavimento flexible, obtenida mediante regresión en el epígrafe 3.3, permite determinar la deflexión máxima admisible de la estructura para garantizar un nivel específico de tránsito. En la figura 5 se representa esta relación entre la deflexión y el tráfico equivalente acumulado a lo largo del tiempo, considerando una tasa de crecimiento del 3%.

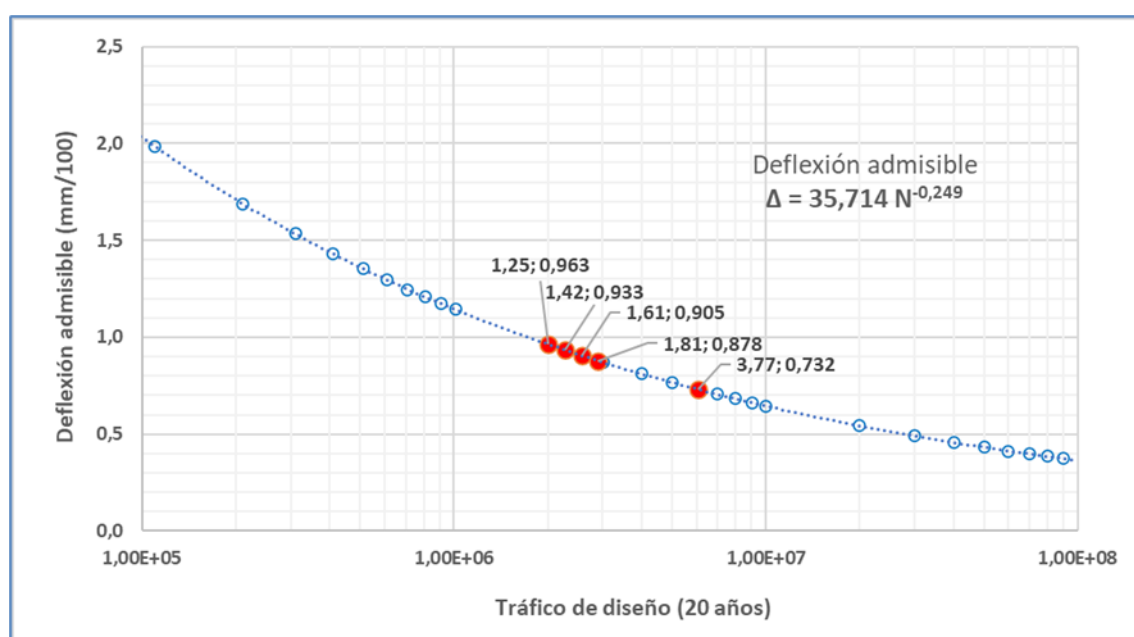


Fig. 5- Deflexión elástica admisible del pavimento en la medida en que se incrementa el tráfico acumulado. Representación de las deflexiones exigidas para los diferentes escenarios de cargas.

Se observa que, a medida que el tráfico aumenta, la deflexión admisible en el diseño del pavimento debe ser menor. Expresado de otra manera, se ilustra un principio fundamental del diseño estructural: a mayor número de ejes equivalentes de diseño, los espesores y la calidad de los materiales que conforman la estructura deben asegurar una menor deflexión integral. A partir de este concepto, es posible analizar desde otro punto de vista, las consecuencias del incremento de cargas por encima de las consideradas en el diseño original del pavimento.

Para la estructura diseñada en las condiciones normales de tránsito (con un factor de carga, FC, igual a 1,25), se requiere una deflexión vertical de 0,96 mm/100, suficiente para soportar un tráfico de diseño de $2,0 \times 10^6$ ejes equivalentes. No obstante, si los vehículos pesados circularan con el 100% de la carga legal máxima, la deflexión admisible debería reducirse a 0,732 mm/100 para poder garantizar un tránsito acumulado de $6,04 \times 10^6$ ejes durante el periodo de diseño, porque la deflexión máxima requerida disminuye conforme aumenta el tráfico acumulado.

En síntesis, si una estructura ha sido diseñada para una deflexión máxima de 0,963 mm/100 en función de un determinado nivel de tránsito, pero en la práctica recibe un tráfico acumulado superior, debido, por ejemplo, a la circulación de vehículos con sobrecarga, es previsible que experimente fallas prematuras. En consecuencia, cuando el pavimento alcance el volumen de tránsito para el cual fue originalmente diseñado, presentará ya un deterioro progresivo significativo.

6. CONCLUSIONES

La formulación de leyes de fallo para la subrasante, la carpeta asfáltica y la estructura global del pavimento, a partir de análisis de regresión basados en modelos internacionales, permitió obtener expresiones consistentes con el enfoque empírico-mecanicista. Estas constituyen herramientas válidas para la estimación de deformaciones y deflexiones admisibles en contextos donde no se dispone de modelos calibrados a nivel nacional.

El análisis mecanicista evidencia que el pavimento diseñado presenta un desempeño estructural adecuado bajo condiciones de tránsito de diseño, manteniendo las deformaciones dentro de los límites admisibles tanto en la carpeta asfáltica como en la subrasante. No obstante, si se supera dicho tránsito, por efecto de excesos de carga, el mantenimiento rutinario resulta insuficiente para garantizar el período de servicio previsto, siendo necesarias intervenciones de rehabilitación. En este sentido, el incremento del espesor de la carpeta asfáltica se configura como una medida necesaria para soportar mayores niveles de solicitud.

El diseño estructural bajo condición de carga normal, correspondiente a $2,01 \times 10^6$ ESALs en un período de 20 años, satisface los criterios de deformación admisible mediante una estructura compuesta por 8 cm de carpeta asfáltica, 20 cm de base, 22 cm de subbase y 15 cm de mejoramiento. Sin embargo, bajo condiciones de carga máxima (TF = 3,77), esta configuración resulta insuficiente, requiriéndose incrementar el espesor de la carpeta asfáltica a 13 cm para cumplir con los criterios de verificación, lo que evidencia la alta sensibilidad de los pavimentos flexibles al incremento de las cargas por eje.

La evaluación de la vida de servicio demuestra que la sobrecarga reduce significativamente el tiempo en que se alcanza el tránsito de diseño, pasando de 20 años en condiciones normales a 18, 16 e incluso 8 años en escenarios más severos, en función del incremento del factor de camión.

En general, a mayor número de ejes equivalentes de diseño, los espesores y la calidad de los materiales que conforman la estructura deben garantizar una menor deflexión integral. Cuando una estructura ha sido diseñada para un nivel específico de tránsito y, en la práctica, recibe un tráfico acumulado superior debido a la circulación de vehículos sobrecargados, es previsible la aparición de fallas prematuras.

En conjunto, los resultados confirman que la sobrecarga vehicular constituye un factor determinante en el deterioro prematuro del pavimento, al acelerar los procesos de fatiga y deformación permanente. Esto implica la necesidad de mayores espesores estructurales y limita la efectividad del mantenimiento rutinario como única estrategia de conservación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Jongga, J. (2021). El impacto de la sobrecarga en la vida de diseño del pavimento flexible. <https://www.researchgate.net/publication/349099685>
2. Sallo Callañaupa, R. (2022). Influencia de la sobrecarga de vehículos pesados en el nivel de deterioro del pavimento flexible (Tesis de maestría). Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco. <https://hdl.handle.net/20.500.14138/8530>
3. Gomes, S. V., Fontul, S., Knight, I., & Breemersch, T. (2023). The effect of overweight vehicles on road pavements and safety. *Transportation Research Procedia*, 72, 4010–4017. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352146523006750>
4. Shahi1, P. B. & Nepali, B, B (2020). Impacto de los vehículos sobrecargados en el pavimento flexible: Estudio de caso de la carretera Belhiya-Butwal en Nepal. <https://www.researchgate.net/publication/344903358>
5. Sushmita, B., Xiaohua, L. & Feng, W. (2023) Comprender los efectos de los factores estructurales y la carga del tráfico en el rendimiento del pavimento flexible. *Revista internacional de ciencia y tecnología del transporte*. Volumen 12, p 258-272. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2046043022000211>
6. Andrade, D., Hernández, K. D., & Salomón, M. L. (2020). Revisión de las metodologías de evaluación y tipos de rehabilitación de las patologías presentes en pavimentos flexibles (Trabajo de grado, Universidad Cooperativa de Colombia). Repositorio Universidad Cooperativa de Colombia. <https://hdl.handle.net/20.500.12494/28526>
7. Mamani Luque, J. R., & Núñez Velásquez, M. A. (2022). Nivel de deterioro del pavimento flexible (PCI) y propuesta de mejora en la Av. Bohemia Tacneña – Distrito Gregorio Albarracín Lanchipa – Tacna [Tesis de licenciatura, Universidad de Tacna]. Repositorio institucional de la Universidad de Tacna. <https://hdl.handle.net/20.500.12969/2424>
8. Lainez, D. V. (2022). Análisis estructural y comparativo para diseño de pavimentos flexibles mediante los softwares IMT-PAVE y WINDEPAV 2.6 del método mecanicista empírico, con el método AASHTO 93". <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/8445>
9. Higuera Sandoval, C. H. (2007). Leyes de comportamiento de la deformación vertical admisible de compresión en pavimentos flexibles. *Revista Facultad de Ingeniería*, 16(23), 17–24. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=413940756002>
10. Orobio, A., & Gil, J. (2015). Análisis de costos de construcción asociados al diseño racional de pavimentos con diferentes modelos de fatiga. *Revista Ingeniería de Construcción*, 30(3), 177–188. https://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732015000300003
11. Higuera-Sandoval, C. H. (2008). Leyes de comportamiento de la deflexión admisible en pavimentos flexibles. *Revista Facultad de Ingeniería*, 17(25), 7–14. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=413940758002>
12. MTOP. Acuerdo Ministerial 018-2016. Tabla nacional de pesos y dimensiones para vehículos de cargas. Ministerio de Transportes y Obras Públicas de Ecuador. <https://vlex.ec/vid/expidense-normas-aplicacion-control-641694821>
13. Vélez, E. V. C., García, J. F. Z., & Piusseaut, E. T. (2023). Revisión de diseños de pavimentos flexibles mediante el método empírico mecanicista de la AASHTO 2004. *Revista Ciencia y Construcción*, 4(3), 57-67. <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/210>