

# Revista Ciencia y Construcción

Vol.4 No.3 Julio – Septiembre 2023

Facultad de Ingeniería Civil Universidad Tecnológica de La Habana “José A. Echeverría” CUJAE



Dimensionamiento De  
Estructuras De Pavimento  
Tratadas Con  
Grava-Cemento En Las  
Condiciones Del Cantón  
Portoviejo

06

30

*Metodología Para El  
Diseño Geométrico  
Sostenible De Ejes Viales  
En Vías  
Inter-Cantoniales*

# Consejo Editorial

## **Director/Editor Técnico**

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

## **Editor Ejecutivo**

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

## **Editores Asociados**

- Dr. Willian Cobelo Cristiá, Universidad Tecnológica de La Habana, José Antonio Echeverría (CUJAE), Cuba
- Dra. Zenaida Paulette Frómeta Salas, Universidad de Oriente, Cuba
  - Dr. Rafael Larrúa Quevedo, Universidad de Camagüey, Cuba
- Dr. José Cataldo Ottieri, Universidad de la República, Udelar, Uruguay

## **Comité Científico**

- Dra. Beatriz Camaño Schettini, Universidad Federal de Rio Grande del Sur (UFRGS), Brazil
- Dr. Carlos A. Recarey Morfa, Universidad Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba, Cuba
  - Dr. Francisco Lamas Fernández, Universidad de Granada, Spain
  - Dr. Gilberto Quevedo Sotolongo, Universidad Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba
- Dr. Geert Lombaert, KU Leuven University, Belgium
- Dr. José Fernando Martirena Hernández, Universidad Central de Las Villas, Marta Abreu, Cuba

- 02 **Consejo Editorial**
- 03-04 **Sumario**
- 05 **Sección 1: Artículos de Investigación**
- 06-16 **Dimensionamiento De Estructuras De Pavimento  
Tratadas Con Grava-Cemento En Las Condiciones  
Del Cantón Portoviejo**
- Ing. Ángel Steeven Quiroz Ponce
  - Dr. Ing. Félix Michael Hernández López
- 17-29 **Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica De Una  
Edificación Con Tipología Mixta De Hormigón  
Armado Mediante Curvas De Fragilidad Analíticas**
- Ing. Leandro González Pérez
  - Ing. José Alejandro Sariol Pérez
  - Dra. Ing. Janet Otmara Martínez Cid
- 30-44 **Metodología Para El Diseño Geométrico Sostenible  
De Ejes Viales En Vías Inter-Cantoniales**
- Ing. Joselyn Estefanía González Silva
  - Ing. Bryan Giovanni León Bonilla
  - Ing. Carlos Eugenio Sánchez Mendieta
  - Ing. Yudy Patricia Medina Sánchez
- 45-56 **Application Of Operational Reliability Tools In  
The Evaluation Of Buildings**
- MSc. Ing. Liyen Pérez Quiñones
  - Dra. Ing. Marietta Llanes Pérez
  - Dr. Ing. Alejandro López Llanusa

- 57-67 Revisión De Diseños De Pavimentos Flexibles Mediante El Método Empírico Mecanicista De La AASHTO 2004.
- Est. Emily Virginia Cedeño Vélez
  - Est. José Fernando Zambrano García
  - Dr. Ing. Eduardo Tejeda Piusseaut
- 68-82 Aplicación De SUDS Para El Control Del Riesgo De Inundaciones En Vías Urbanas
- Ing. Génesis Mayte Saraguro Gallardo
  - Ing. Carlos Eugenio Sánchez Mendieta
  - Ing. César Augusto Solano de la Sala
- 83 **Sección 2: Artículos De Revisión**
- 84-93 Revisión Bibliográfica Sobre El Uso De Arena Y Agua De Mar En La Construcción De Hormigón
- Ing. David León González
  - Dr. Ing. Hugo R. Wainshtok Rivas
  - Dr. Ing. Rene A. Puig Martínez
- 94-106 Los Residuos De Construcción Y Demolición: ¿Un Problema O Una Oportunidad?
- Ing. Rainer Sarmiento Matos
  - Dr. Ing. René A. Puig Martínez
  - Dr. Ing. Ileana Pereda Reyes
  - Lic. Anay de los Ángeles Rodríguez Matos

# Artículos de Investigación

# Dimensionamiento De Estructuras De Pavimento Tratadas Con Grava-Cemento En Las Condiciones Del Cantón Portoviejo

## Dimensioning of Pavement Structures Treated with Gravel-Cement in the Conditions of Portoviejo Canton

### Autores

**Ángel Steeven Quiroz Ponce <sup>1</sup>, Félix Michael Hernández López <sup>2</sup>**

<sup>1</sup>Ingeniero Civil. Universidad Técnica de Manabí (UTM). Estudiante de la Maestría en Ingeniería Civil, Mención Vialidad e-mail: [asteevenqp@gmail.com](mailto:asteevenqp@gmail.com)

<sup>2</sup>Doctor en Ciencias, Investigador del Instituto de Ingeniería Civil, Universidad Autónoma de Nuevo León, Avenida Universidad s/n, Anáhuac, San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México CP-66450, e-mail: [fmichaelhl@gmail.com](mailto:fmichaelhl@gmail.com)

### RESUMEN

*El presente artículo se basa en el estudio del comportamiento de capas de base con grava-cemento, teniendo como punto de partida la utilización del material de Base Clase 1A obtenido de la cantera Megarok. Se realizaron ensayos de granulometría, límites, Próctor y CBR para comprobar su calidad; posteriormente se le adicionó 5 porcentajes de cemento desde el 4 % al 8 % para obtener la resistencia a compresión requerida a los 7 días establecida por las normas ecuatorianas vigentes. Para la evaluación de las capas de pavimento se utilizó el modelo empírico mecanicista, analizando la tensión tangencial en la capa de base y la deformación vertical en la subrasante al tratarse de un pavimento semirrígido; esto fue realizado con la ayuda del software ALIZE-LPC versión 1.2.0. En el estudio se consideran las características del tránsito y tipos de suelos de subrasante existentes en la ciudad de Portoviejo de tal manera que se tomaron en consideración tres niveles de tránsito de  $10 \times 10^6$  EEq a  $5 \times 10^6$  EEq; de  $5 \times 10^6$  EEq a  $5 \times 10^5$  EEq y  $< 5 \times 10^5$  EEq, y a su vez cuatro categorías de subrasante: CBR =  $< 3\%$ ; de 4% a 6%; de 7% a 9% y 10%. De lo cual finalmente se obtienen diversos espesores de base que cumplen todos los parámetros establecidos, en función de las características del cantón y con los diferentes contenidos de cemento en la mezcla.*

**Palabras claves:** Grava-cemento, método empírico-mecanicista

### ABSTRACT

*This article is based on the study of the behavior of base layers with gravel-cement, having as a starting point the use of the Class 1A Base material obtained from the Megarok quarry. Granulometry, limits, Proctor and CBR tests were carried out to verify their quality; Subsequently, 5 percentages of cement were added from 4% to 8% to obtain the required compressive strength after 7 days established by current Ecuadorian standards. For the evaluation of the pavement layers, the mechanistic empirical model was raised, analyzing the tangential stress in the base layer and the vertical deformation in the substratum as it is a semi-rigid pavement; this was done with the help of the ALIZE-LPC software version 1.2.0. In the study, the characteristics of traffic and types of soils of existing substrates in the city of Portoviejo are considered in such a way that three levels of traffic from  $10 \times 10^6$  EEq to  $5 \times 10^6$  EEq were taken into consideration; from  $5 \times 10^6$  EEq to  $5 \times 10^5$  EEq and  $< 5 \times 10^5$  EEq, and in turn four subgrade categories: CBR =  $< 3\%$ ; from 4% to 6%; from 7% to 9% and 10%. From which, finally, different base thicknesses were obtained that meet all the established parameters, depending on the characteristics of the canton and with the different cement contents in the mixture.*

**Keywords:** gravel-cement, mechanistic empirical method

Nota Editorial: Recibido: Mayo 2023 Aceptado: Julio 2023

# 1. INTRODUCCIÓN

Uno de los deterioros más comunes en las estructuras de pavimentos, es la deformación que presentan las diversas capas del paquete estructural, se entiende que en un principio la magnitud de estas deformaciones son relativamente pequeñas pero si considera el efecto cíclico, es decir el número de veces que la carga de tránsito pasa por un mismo punto durante un determinado periodo de tiempo, hace que las tensiones superen los valores admisibles de los materiales provocando fatiga, punzonamiento y posteriormente la deformación [1, 2].

La estabilidad es aquella característica del material por la cual, tras la compactación, es capaz de soportar los esfuerzos de compresión del tráfico sin experimentar deformaciones que perjudiquen su posterior comportamiento. Esta propiedad del material depende básicamente del rozamiento interno de los áridos, y se consigue dotando al material de un esqueleto mineral lo suficientemente resistente y compactándolo adecuadamente, de manera que las deformaciones originadas por los vehículos sean mínimas [3, 4].

Con el paso del tiempo se han ido implementando un sinnúmero de experimentos que han permitido mejorar las propiedades mecánicas de las bases, los cuales consisten en añadir otros materiales que al ser homogenizados logran alcanzar las resistencias requeridas para su uso. Entre ellos destaca el cemento, el cual se utiliza cada vez más como material estabilizante, sabiendo que la primera construcción de carreteras construida con cemento se efectuó en Carolina del Sur, Estados Unidos en 1953 [5, 6]. En la actualidad, las vías que son diseñadas para alto nivel de tráfico y pavimentos flexibles están utilizando el cemento como material aglomerante esto debido a la poca cantidad de materiales granulares que cumplen con las especificaciones solicitadas para las capas de pavimentos, este al mezclarse con la capa de base granular brinda cohesión y aporta una mayor resistencia convirtiendo a la estructura en un pavimento semirrígido; a esta homogenización se la conoce como grava-cemento [7, 8].

La estabilización con cemento es un proceso en el cual se mejora la capacidad mecánica del suelo, incrementa la resistencia a la compresión y mejora la capacidad de cohesión de estos. La mezcla de estos componentes ayuda a formar un elemento más impermeable ya que los cristales de cemento al contacto con agua ocupan todos los espacios que dejan las partículas de suelo que son de mayor tamaño [9].

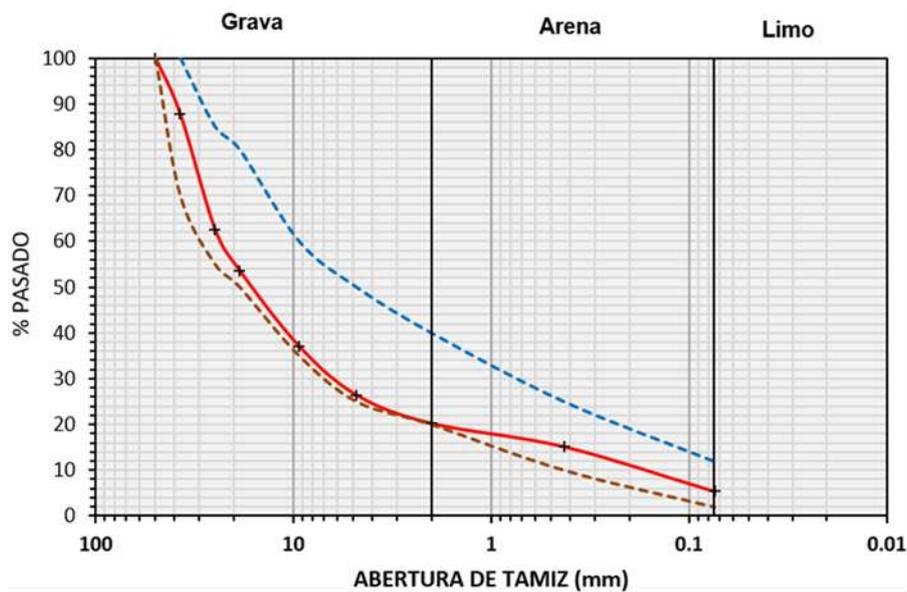
En el Ecuador se establecen cuatro tipos de bases de pavimento las cuales están clasificadas en función del nivel de tráfico que presente la vía a construir o rehabilitar estipuladas en la Normativa MOP 2022 [10] para el diseño de carreteras. En las canteras ubicadas en el sur oeste de la provincia de Manabí, el tipo de explotación es a cielo abierto; con un volumen diario aproximado de 250 m<sup>3</sup> y mensualmente entre 7 000 y 9 000 m<sup>3</sup> de explotación; se puede obtener la Base Clase 1A utilizada para el mayor nivel de tránsito [11], el objetivo es que por medio de la adición de cemento en base a su granulometría y funcionalidad se mejoren aún más las características de estos materiales, siendo la empresa Holcim quien ha realizado un sinnúmero de estudios con la combinación de estos dos materiales [12].

Esta misma empresa deja claro que el enfoque principal es lograr alcanzar las resistencias requeridas en las normativas vigentes y que a través de este proceso se reduce la plasticidad de los suelos, disminuye la densidad seca, aumenta el contenido de humedad óptima y el material como tal aumenta de forma notable su rigidez; es por ello que recomienda una adición de cemento entre el 4% al 8% utilizando como variable independiente el contenido de este material.

El presente artículo tiene como fin evaluar el comportamiento de capas de bases con grava-cemento en las condiciones de materiales (Cantera Picoazá) y tráfico del cantón Portoviejo, para ello se realizaron ensayos para determinar la calidad del material y posteriormente se llevó a cabo una modelación computacional en el software ALIZE, tomando como referencia para la comparación e interpretación de resultados el modelo de ICAFIR.

## 2. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

Para el cumplimiento de los objetivos de la presente investigación se tomaron muestras de base granular de la cantera Megarok de la ciudad de Portoviejo en la cual, de acuerdo a los límites de consistencia, ASTM D-438-17 [13], se obtuvo un índice plástico por debajo del 6%, granulometría AASHTO T-11 [14] encontrándose el material dentro de la franja granulométrica como se muestra en la figura 1, y la relación de capacidad portante (CBR) AASHTO T-193 [15] donde el porcentaje se encuentra por encima del 80% y se categoriza como una Base Granular Clase 1 A utilizada generalmente para la construcción de carreteras, adicionalmente se realizó el ensayo de Proctor Modificado AASHTO T-180 [16] para conocer el porcentaje óptimo de humedad para alcanzar la máxima densidad mediante la compactación.



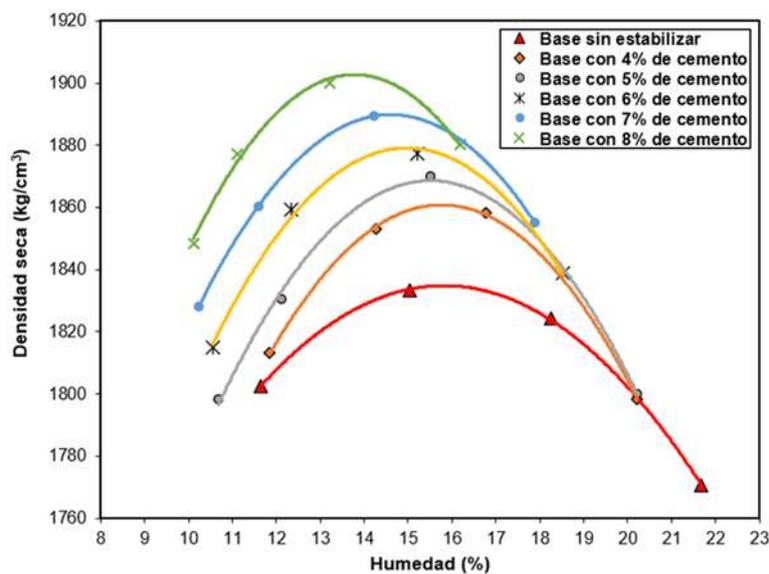
**Figura 1:** Granulometría del material de la cantera Megarok

En la tabla 1, se muestra un resumen de los parámetros caracterizados en la base a estudiar. Se comprobó que la base no solo cumpliera con la clasificación del MOP 2022 [10], sino que también siguiera los requerimientos establecidos para una base a tratar con cemento Portland referida en el mismo documento normativo.

**Tabla 1:** Caracterización del material de la cantera Megarok

| Clasificación AASHTO | Límite Líquido | Índice Plástico | Densidad Máxima kg/m <sup>3</sup> | Humedad Óptima % | CBR%  |
|----------------------|----------------|-----------------|-----------------------------------|------------------|-------|
| A-2-4                | 24,22          | 4,63            | 1835                              | 15,81            | 92,43 |

Para tratar esta base con cemento se empleó el método establecido por la PCA (1992) [17] donde se determina el comportamiento de los suelos con cemento mediante ensayos de laboratorio realizados en probetas hechas con la mezcla de ambos materiales. Este proceso fue llevado a cabo en la investigación en dos etapas tomando como referencia cinco porcentajes de cemento que van desde el 4%, hasta el 8%. En la primera etapa, se conformaron 5 probetas para cada porcentaje con el fin de obtener la relación humedad óptima-densidad siguiendo la norma AASHTO-T134 [18] como se evidencia en la figura 2.



|                                    | CP-4%   | CP-5%   | CP-6%  | CP-7%  | CP-8%   |
|------------------------------------|---------|---------|--------|--------|---------|
| Humedad óptima (%)                 | 15.76   | 15.51   | 14.97  | 14.61  | 13.78   |
| Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> ) | 1860.86 | 1868.61 | 1879.0 | 1889.8 | 1902.72 |

**Figura 2:** Curvas de compactación para la base natural y tratada con varios porcentajes de cemento

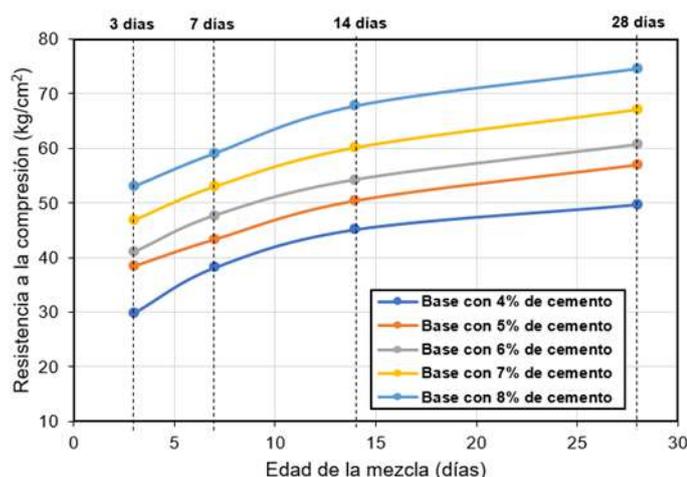
La segunda corresponde a las pruebas de resistencia a compresión no confinada AASHTO -T208 [19]. Esta prueba se llevó a cabo a los 3, 7,14 y 28 días, en cada fecha se construyeron 3 ejemplares para cada porcentaje tomando como referencia la humedad óptima determinada en la etapa anterior. El experimento requirió la construcción de un total de 85 probetas de suelo mezclado con cemento.

Las pruebas de compactación constituyeron la base del resto de los ensayos realizados, definiéndose la humedad óptima y la densidad seca en cada porcentaje estudiado. Como se observa en la figura con la adición de cemento aparece un incremento en la densidad acompañado de una reducción ligera en los valores de humedad óptima, comportamientos similares en este tipo de suelo están documentados en la bibliografía [20-22]. La preparación de las muestras para la realización del estudio de compactación se efectuó rápidamente, para reducir los efectos de la hidratación del cemento en el proceso de compactación, los cuales conducen a reducciones en las densidades y por tanto en la resistencia en compresión.

La ACI PRC-230 (2009) [23] afirma que la resistencia compresión no confinada constituye la propiedad más usada como referencia para evaluar suelos estabilizados con cemento. Para la realización de la prueba se usaron probetas cilíndricas de 8" x 6", las muestras preparadas para cada porcentaje de cemento se prepararon con la humedad óptima correspondiente y la misma energía de compactación del ensayo Próctor empleado en la primera etapa, estas se desmoldaron a las 24 horas y se colocaron en una cámara de curado al vapor donde posteriormente fueron ensayadas a los 3, 7, 14 y 28 días cuyos resultados se muestran en la tabla 2 y se refleja el crecimiento de la resistencia en la figura 3.

**Tabla 2:** Resultado del estudio de resistencia a compresión.

| Característica del material | 3 días   |  | 7 días   |  | 14 días  |  | 28 días  |  |
|-----------------------------|--|--|--|--|--|--|--|--|
|                             | Resistencia a la compresión no confinada (kg/cm <sup>2</sup> ) | Resistencia promedio (kg/cm <sup>2</sup> ) | Resistencia a la compresión no confinada (kg/cm <sup>2</sup> ) | Resistencia promedio (kg/cm <sup>2</sup> ) | Resistencia a la compresión no confinada (kg/cm <sup>2</sup> ) | Resistencia promedio (kg/cm <sup>2</sup> ) | Resistencia a la compresión no confinada (kg/cm <sup>2</sup> ) | Resistencia promedio (kg/cm <sup>2</sup> ) |
| Base con 4% de cemento      | 27,00  | 29,85                                      | 34,00  | 38,17                                      | 44,70  | 45,17                                      | 45,00  | 49,75                                      |
|                             | 30,82  |  | 37,90  |  | 45,20  |  | 51,37  |  |
|                             | 31,72  |  | 42,60  |  | 45,60  |  | 52,87  |  |
| Base con 5% de cemento      | 35,33  | 38,44                                      | 38,95  | 43,30                                      | 48,91  | 50,37                                      | 51,30  | 56,90                                      |
|                             | 38,70  |  | 43,65  |  | 50,59  |  | 60,70  |  |
|                             | 41,28  |  | 47,30  |  | 51,60  |  | 58,70  |  |
| Base con 6% de cemento      | 37,90  | 41,04                                      | 43,70  | 47,70                                      | 51,10  | 54,23                                      | 60,20  | 60,64                                      |
|                             | 39,90  |  | 47,40  |  | 56,90  |  | 57,00  |  |
|                             | 45,31  |  | 52,00  |  | 54,70  |  | 64,73  |  |
| Base con 7% de cemento      | 42,05  | 46,91                                      | 48,15  | 53,01                                      | 59,55  | 60,10                                      | 60,07  | 67,01                                      |
|                             | 48,57  |  | 54,67  |  | 59,35  |  | 69,39  |  |
|                             | 50,10  |  | 56,20  |  | 61,40  |  | 71,57  |  |
| Base con 8% de cemento      | 48,32  | 53,02                                      | 54,40  | 59,10                                      | 67,60  | 67,83                                      | 68,06  | 74,68                                      |
|                             | 55,32  |  | 61,40  |  | 66,80  |  | 77,92  |  |
|                             | 55,42  |  | 61,50  |  | 69,10  |  | 78,06  |  |



**Figura 3:** Evolución de la resistencia a compresión a través del tiempo

Como se observa en los resultados de las pruebas a medida que va pasando el tiempo se incrementa la resistencia a compresión. En todos los casos se supera la mínima resistencia requerida a los 7 días establecida por la norma del Ecuador MOP-2002 [10] (25 kg/cm<sup>2</sup>).

El objetivo de estas pruebas es tener varias combinaciones de bases estabilizadas con cemento, las cuales serán empleadas para elaborar una carta de diseño que permita al ingeniero tomar decisiones ante determinadas condiciones de subrasante y tráfico.

### 3. ANÁLISIS DE LAS VARIABLES DE DISEÑO

#### 3.1. Tráfico

La red vial de la ciudad de Portoviejo está conformada por redes primarias, secundarias y locales o de barrio que permiten la conectividad de la población y la movilidad dentro del cantón. A partir de un estudio desarrollado en el 2022 [24] estas fueron clasificadas de acuerdo a su funcionalidad. A continuación, se muestra la clasificación en la tabla 3 donde se identifica cada jerarquía vial con la letra T seguida de un número.

**Tabla 3:** Clasificación de la red vial de la ciudad de Portoviejo.

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

Los volúmenes de tráfico estimados en cada categoría definida anteriormente, se obtuvieron del Plan de gestión de pavimentos y nomenclatura vial de la ciudad de Portoviejo [25], contratado por el Gobierno Autónomo Descentralizado del cantón Portoviejo con la Compañía AOC en el año 2015, posteriormente estos se proyectaron al año de estudio (2022) mediante la proyección de tránsito y con las tasas de crecimiento establecidas por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, para la determinación del tráfico de diseño para un periodo de 10 años, calculando el número de ejes equivalentes a 8.2 ton en base a la norma AASHTO-93 [26] que se presentan en la tabla 4.

**Tabla 4:** Número de ejes equivalentes (8.2 ton) en función del tipo de vía de la ciudad de Portoviejo.

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

#### 3.2. Subrasante

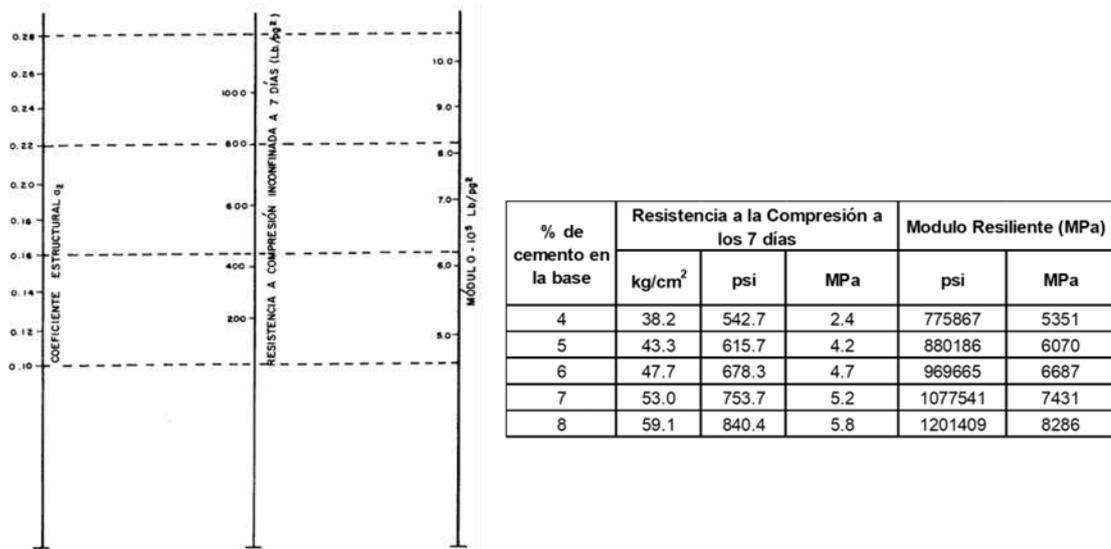
El aporte resistente de los suelos de subrasante es uno de los factores más importantes para el diseño de pavimentos, de tal manera que dentro del Plan de gestión de pavimentos y nomenclatura vial de la ciudad de Portoviejo, también se desarrollaron un sinnúmero de calicatas para determinar las características de los materiales en diversos puntos estratégicos del cantón en los cuales en su gran mayoría se encontraron suelos del tipo limo arcillosos con plasticidad alta (ML) y con CBR que oscilan entre 2.00% y 10% de tal manera que para este estudio se tomara a consideración 4 niveles de subrasante que se detallan en la tabla 5.

**Tabla 5:** Caracterización de la Subrasante en función del CBR.

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

### 3.3. Material De Base Granular Tratada Con Cemento

A partir de la resistencia a compresión a los 7 días, determinado en las pruebas realizada a cada porcentaje de cemento se estimó con empleo del nomograma para bases estabilizadas de la AASHTO-93 [26] los valores de módulo resilientes correspondientes. Los resultados se muestran en la figura 4.



**Figura 4:** Estimación del módulo resiliente de las bases estabilizadas con cemento.

### 3.4. Materiales Restantes De Las Capas

La capa de superficie tiene dos variantes una compuesta por una carpeta de hormigón asfáltico en caliente y otra con un tratamiento estructural que no aporta resistencia al sistema. La carpeta asfáltica se definió teniendo en cuenta 3 variantes fundamentales, seleccionando de estas las más económica en cada caso. En la tabla 6 se muestran los espesores y módulos resilientes de cada una de las capas analizadas.

**Tabla 6:** Caracterización de la Carpeta Asfáltica y Sub-Base Clase III en la ciudad de Portoviejo.

| Material                 | Espesor (cm) | Módulo Resiliente (MPa) |
|--------------------------|--------------|-------------------------|
| Carpeta Asfáltica V1     | 10           | 2600                    |
| Carpeta Asfáltica V2     | 7,5          | 2600                    |
| Carpeta Asfáltica V3     | 5            | 2600                    |
| Sub-Base Clase III (SB3) | 30           | 105                     |

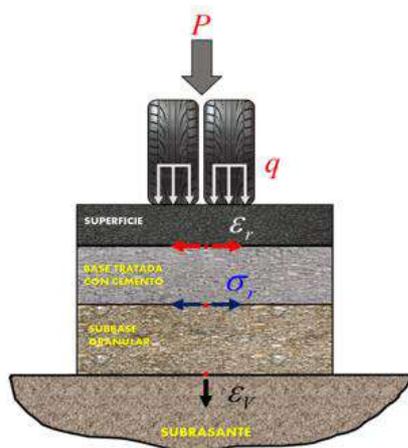
### 3.5. Condiciones Medioambientales

El período de diseño establecido para el cálculo de la resistencia de los suelos y la mezcla asfáltica es en invierno, comprendido entre los meses de diciembre a mayo, donde son mayores las precipitaciones y las temperaturas, al igual que las humedades de los suelos de la explanación y de las capas no aglomeradas del pavimento. La temperatura de las mezclas asfálticas para el diseño del pavimento es de 45°C, definida como un valor representativo de los máximos valores esperados, para una probabilidad del 50%.

## 4. ELABORACIÓN DE LA CARTA DE DISEÑO

La metodología empleada para la elaboración de la carta de diseño se centra en un enfoque empírico mecanicista. Usando una herramienta computacional ALIZE-LCPC [27] se determinaron los valores de respuesta de las diversas estructuras propuestas, luego los resultados se contrastaron con un modelo de comportamiento empírico lo que permitió determinar los espesores admisibles de cada capa del paquete.

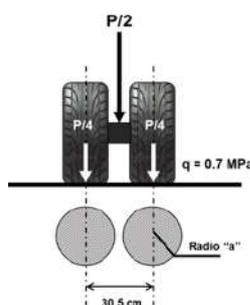
El modelo de referencia para la obtención de las respuestas estructurales se muestra en la figura 5. Para la obtención de la respuesta estructural se definen un conjunto de condiciones iniciales que serán comunes en todas las alternativas; carga, presión de inflado, radio circular equivalente y relación de interacción entre capas.



- **Capas conformadas con mezclas bituminosas:** Máxima deformación radial en tracción ( $\epsilon_r$ )
- **Capas tratadas con cemento:** Máxima tensión tangencial de tracción ( $\sigma_r$ )
- **Subrasantes:** Máxima deformación vertical de compresión ( $\epsilon_v$ )

Figura 5: Esquema representativo del modelo de respuesta

El peso de los vehículos se transmite al pavimento según el número de ruedas, distribuyéndose en un área que depende fundamentalmente de la presión de contacto entre el neumático y el pavimento. En los métodos mecanicistas se representan las solicitaciones mediante el área y la presión de contacto [28, 29]. Cuando se trata de un eje simple con rueda dual, es decir un eje que no se encuentra articulado a otro y que tiene un total de 4 llantas como el que se representa en la figura 6, se toma como área la de una elipse equivalente, teniendo en cuenta además la separación de eje a eje de cada rueda (30,5 cm en este caso) y su radio depende de la relación que existe entre la carga que baja por la llanta y la presión de contacto de la misma. En el caso de la investigación se toma como carga el eje de referencia de 8,2 ton y una presión de inflado de 0,68 MPa.

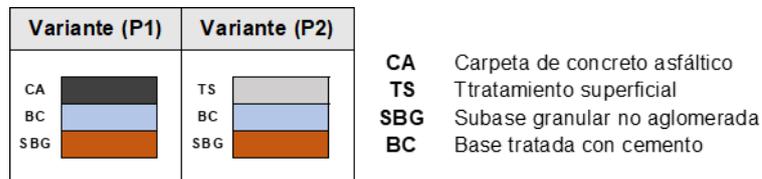


- Peso del eje ( $P$ ) = 8200 kgf
- Presión de inflado ( $q$ ) = 6.8 kgf/cm<sup>2</sup>
- Área de contacto equivalente  $\rightarrow A = \frac{(P/4)}{q} = \frac{2050 \text{ kgf}}{6.8 \text{ kgf/cm}^2} = 301.47 \text{ cm}^2$
- Radio de contacto equivalente  $\rightarrow a = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{301.47}{\pi}} = 9.8 \approx 9.0 \text{ cm}$

Figura 6: Determinación del área circular equivalente

En el modelo de ALIZE es necesario establecer la relación de interacción entre las capas que componen la estructura. En este sentido se definió como vinculadas aquellas interacciones donde las capas son no aglomeradas, como es el caso de la subbase-subrasante, en el caso de las capas estabilizadas con cemento, por la diferencia de rigideces la distribución de esfuerzos es diferente y por tanto no existen compatibilidad de desplazamiento en la interacción por lo que la relación se considera como no vinculada.

Se analizaron 2 variantes de estructuras donde se combinan superficies con carpeta asfáltica, tratamientos superficiales con bases estabilizadas con cemento (Figura 7). Estas variantes se seleccionaron a partir de evaluar su funcionalidad, las calidades permitidas en la subrasante y los niveles de tráfico que se van a presentar.



**Figura 7:** Variantes o paquetes estructurales analizados en la carta de diseño

Para el criterio de dimensionamiento y selección de la estructura en cada caso se analizan dos elementos fundamentales. El primero, parte de la idea del principio de diseño por el método empírico-mecanicista y se basa en el cumplimiento de los valores admisibles durante la etapa de servicio, por lo que fue necesario chequear a partir de modelos de comportamiento las variables de respuesta que correspondan. Es decir, se hallará el número admisible de aplicaciones de carga (N), que tendrá que ser superior al tráfico equivalente esperado en el periodo de diseño del proyecto.

En el presente estudio se emplean los modelo de ICAFIR [30] ya que son los que mejor ajuste en los resultados ofrecen en cuanto a los materiales disponibles en la región de Manabí. Se analizan básicamente tres leyes de comportamiento en dependencia del tipo de estructura que se presente, en la tabla 7 se muestran las leyes de fallas empleadas y posteriormente se presentan que variables de respuestas se analizaron en cada caso estructural (ver tabla 8).

**Tabla 7:** Modelo de comportamiento de ICAFIR

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

**Tabla 8:** Variables de respuestas admisible que se chequearon en función de tipo de estructura

| Paquete estructural | Modelos de comportamiento chequeados |            |                 |
|---------------------|--------------------------------------|------------|-----------------|
|                     | $\varepsilon_r$                      | $\sigma_r$ | $\varepsilon_v$ |
| CA + BC + SBG       | X                                    | X          | X               |
| TS+ BC + SBG        |                                      | X          | X               |

El segundo criterio de dimensionamiento y selección se fundamenta en asegurar un paquete estructural que cumpla con los requerimientos de diseño a un costo óptimo. Las variables a implementar en el diseño involucran el tráfico, el tipo de suelo de subrasante, el contenido de cemento y el material de la capa de rodadura; para ello se obtendrá un total de 120 estructuras diferentes de pavimentos, asumiendo también los espesores mínimos de carpeta asfáltica correspondientes a 10, 7,5 y 5 cm para cada uno de los niveles de tráfico respectivamente, manteniendo constante una capa de Sub Base Clase III de espesor 25 cm y variando el espesor de la capa de grava-cemento conforme al cumplimiento de los valores admisibles a comprobar que se muestran en la tabla 9.

**Tabla 9: Valores admisibles de fallo**

| Niveles de Tráfico | Valores Admisibles                               |                          |  |
|--------------------|--|--------------------------|--|
|                    | Deformación de la Subrasante ( $\mu\text{def}$ ) | Tensión Tangencial (MPa) | Deformación en mezclas bituminosas ( $\mu\text{def}$ ) |
| T1                 | 256,70   | 0,719                    | 92,71  |
| T2                 | 339,97   | 0,756                    | 121,85   |
| T3                 | 665,32   | 0,844                    | 234,17   |

Para la realización del estudio se simularon un total de 120 alternativas combinando en cada caso todos los factores de diseño mencionados al inicio. Los resultados se muestran en tres tablas, cada una correspondiente a un nivel de tráfico como se evidencian en las tablas 10 y 11.

**Tabla 10: Descripción de estructuras para los tráficos T1 y T2**

| CBR del cimiento % | Espesores de las capas para cada paquete estructural (cm) |                          |                          |                          |    |
|--------------------|---|--------------------------|--------------------------|--------------------------|----|
|                    | T1 ( $5 \times 10^6$ a $10 \times 10^6$ )                 |                          |                          |                          |    |
|                    | Porcentaje de cemento Portland                            |                          |                          |                          |    |
|                    | 4%  | 5%                       | 6%                       | 7%                       | 8% |
| S1                 | Sup. Asf  | CA 10<br>BC 25<br>SB3 25 |                          |                          |    |
|                    | Trat. Sup.  | TS 35<br>BC 25<br>SB3 25 | TS 30<br>BC 25<br>SB3 25 |                          |    |
| S2                 | Sup. Asf  | CA 10<br>BC 20<br>SB3 25 |                          |                          |    |
|                    | Trat. Sup.  | TS 30<br>BC 25<br>SB3 25 | TS 25<br>BC 25<br>SB3 25 |                          |    |
| S3                 | Sup. Asf  | CA 10<br>BC 15<br>SB3 25 |                          | CA 10<br>BC 20<br>SB3 25 |    |
|                    | Trat. Sup.  | TS 25<br>BC 25<br>SB3 25 |                          |                          |    |
| S4                 | Sup. Asf  | CA 10<br>BC 15<br>SB3 25 |                          |                          |    |
|                    | Trat. Sup.  | TS 25<br>BC 25<br>SB3 25 |                          |                          |    |

| CBR del cimiento % | Espesores de las capas para cada paquete estructural (cm) |                          |                          |                          |    |
|--------------------|---|--------------------------|--------------------------|--------------------------|----|
|                    | T2 ( $5 \times 10^5$ a $5 \times 10^5$ )                  |                          |                          |                          |    |
|                    | Porcentaje de cemento Portland                            |                          |                          |                          |    |
|                    | 4%  | 5%                       | 6%                       | 7%                       | 8% |
| S1                 | Sup. Asf  | CA 8<br>BC 25<br>SB3 25  |                          | CA 8<br>BC 20<br>SB3 25  |    |
|                    | Trat. Sup.  | TS 30<br>BC 25<br>SB3 25 |                          | TS 25<br>BC 25<br>SB3 25 |    |
| S2                 | Sup. Asf  | CA 8<br>BC 20<br>SB3 25  | CA 8<br>BC 25<br>SB3 25  | CA 8<br>BC 20<br>SB3 25  |    |
|                    | Trat. Sup.  | TS 25<br>BC 25<br>SB3 25 |                          |                          |    |
| S3                 | Sup. Asf  | CA 8<br>BC 15<br>SB3 25  |                          | CA 8<br>BC 20<br>SB3 25  |    |
|                    | Trat. Sup.  | TS 20<br>BC 25<br>SB3 25 | TS 25<br>BC 25<br>SB3 25 |                          |    |
| S4                 | Sup. Asf  | CA 8<br>BC 15<br>SB3 25  |                          | CA 8<br>BC 20<br>SB3 25  |    |
|                    | Trat. Sup.  | TS 20<br>BC 25<br>SB3 25 | TS 25<br>BC 25<br>SB3 25 |                          |    |

**Tabla 11: Descripción de estructuras para el tráfico T3**

| CBR del cimiento % | Espesores de las capas para cada paquete estructural (cm) |                          |                          |                         |                         |  |
|--------------------|---|--------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|--|
|                    | T3 ( $5 \times 10^5$ a $5 \times 10^6$ )                  |                          |                          |                         |                         |  |
|                    | Porcentaje de cemento Portland                            |                          |                          |                         |                         |  |
|                    | 4%  | 5%                       | 6%                       | 7%                      | 8%                      |  |
| S1                 | Sup. Asf  | CA 5<br>BC 20<br>SB3 25  |                          |                         | CA 5<br>BE 25<br>SB3 25 |  |
|                    | Trat. Sup.  | TS 25<br>BC 25<br>SB3 25 |                          |                         |                         |  |
| S2                 | Sup. Asf  | CA 5<br>BC 20<br>SB3 25  |                          |                         |                         |  |
|                    | Trat. Sup.  | TS 20<br>BC 25<br>SB3 25 | TS 25<br>BC 25<br>SB3 25 |                         |                         |  |
| S3                 | Sup. Asf  | CA 5<br>BC 15<br>SB3 25  |                          | CA 5<br>BC 20<br>SB3 25 |                         |  |
|                    | Trat. Sup.  | TS 20<br>BC 25<br>SB3 25 |                          |                         |                         |  |
| S4                 | Sup. Asf  | CA 5<br>BC 15<br>SB3 25  |                          | CA 5<br>BC 20<br>SB3 25 |                         |  |
|                    | Trat. Sup.  | TS 20<br>BC 25<br>SB3 25 |                          |                         |                         |  |

## 5. CONCLUSIONES



La grava cemento constituye una mezcla de áridos a los cuales al incorporarles cemento como conglomerante aumenta notablemente la rigidez, dota de cohesión y mejora las propiedades mecánicas del material granular en el tiempo. La normativa ecuatoriana vigente para la construcción de carreteras establece fundamentos claros para el control de la calidad de este tipo de homogenizaciones, las cuales van de la mano con las normas internacionales que a su vez todas ellas han sido elaboradas en base a la experimentación y constantes investigaciones del uso del material en el país y el resto del mundo. El material granular de base utilizado proveniente de la cantera Megarok, que es de las que se obtiene la mayor cantidad de material pétreo en la ciudad de Portoviejo, fue sometido a las debidas pruebas de granulometría, límites, Próctor y CBR obteniendo resultados favorables y que lo categorizan como un material de base clase 1A cumpliendo con los requisitos establecidos en la Norma MOP-2002 para la construcción de carreteras.

El diseño de las mezclas de la Base Clase 1A con los diferentes porcentajes de cemento fue sometido al ensayo de resistencia a la compresión del cual en todos los casos sobrepasó la resistencia requerida por la norma MOP-2002 incluso con el menor porcentaje y visualizando el crecimiento progresivo de la resistencia conforme se aumentaba la cantidad del material conglomerante. El análisis de las estructuras de pavimento con un enfoque empírico-mecanicista teniendo en cuenta todas las variables estudiadas, pero sobre todo la simulación de las características del tráfico y los suelos de subrasante de la ciudad de Portoviejo. Este determinó un conjunto de paquetes estructurales de base de grava cemento que permitan soportar estas solicitaciones, evidenciando el cumplimiento de los valores admisibles de las leyes de fallo correspondientes a los pavimentos semirrígidos. De esta manera se ofrece una idea clara a los ingenieros civiles que laboren como diseñadores viales y constructores de carreteras, de los espesores que podría adoptar para ciertos requerimientos y las capacidades resistentes que brinda este material de grava cemento.

1. K. A. Mayorga-Ribero, M. K. Gambús-Ordaz, M. F. Palencia-Muñoz, and D. F. Suárez-Arias, "Numerical modeling to evaluate tensile mechanical and shear failure of cement in the casing-cement interface," *Dyna*, vol. 89, no. 221, pp. 41-49, 2022.
2. H. Sharafi and M. Shekarbeigi, "Experimental evaluation of the behavior of Sandy Soil–Cement Mixture," *Revista Ingeniería UC*, vol. 26, no. 3, pp. 258-272, 2019.
3. G. S. Massenlli and C. E. de Paiva, "Influencia de la deflexión superficial en pavimentos flexibles con subrasante de baja resistencia," *Ingeniare. Revista chilena de ingeniería*, vol. 27, no. 4, pp. 613-624, 2019.
4. C. H. H. Sandoval, "Comportamiento estructural de un pavimento flexible, esfuerzos-deformaciones y deflexiones," *L'esprit Ingénieur*, vol. 4, no. 1, 2013.
5. H. Ge, J. C. Quezada, V. Le Houerou, and C. Chazallon, "Multiscale analysis of tire and asphalt pavement interaction via coupling FEM–DEM simulation," *Engineering Structures*, vol. 256, p. 113925, 2022.
6. R. Visairo-Méndez, A. A. Torres-Acosta, and R. Alvarado-Cárdenas, "Specimen size effect on the durability indexes determination for cement-based materials," *Revista ALCONPAT*, vol. 9, no. 3, pp. 288-302, 2019.
7. E. H. Sánchez Cotte and G. Torres Chueco, "Desempeño de un material granular estabilizado con cemento cuando se aplica carga a compresión," *Tecnura*, vol. 23, no. 60, pp. 59-71, 2019.
8. D. R. Biswal, U. C. Sahoo, and S. R. Dash, "Mechanical characteristics of cement stabilised granular lateritic soils for use as structural layer of pavement," *Road Materials and Pavement Design*, vol. 21, no. 5, pp. 1201-1223, 2020.
9. F. D. Q. Pesántez, M. B. Á. Calle, and C. J. C. Castro, "Análisis de costos entre estabilización suelo cemento y el mantenimiento periódico de vías rurales en la Provincia del Cañar," *Dominio de las Ciencias*, vol. 7, no. 1, p. 14, 2021.
10. MOP-2002, "Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes," 2002.
11. B. E. V. Hernández and W. E. R. Párraga, "Estudio de los agregados pétreos de las canteras de Manabí y la dosificación del hormigón en la construcción de viviendas de interés social," *Polo del Conocimiento*, vol. 7, no. 7, pp. 1506-1522, 2022.
12. H. E. S.A., "Soluciones en cemento: HOLCIM Base Vial Ficha Técnica," 2016.
13. ASTM D-438-17, "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils," 2017.
14. A. T. 11, "Standard Method of Test for Materials Finer Than 75- $\mu$ m (No. 200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing," 2020.
15. A. T. 193, "Standard Method of Test for The California Bearing Ratio," 2021.
16. A. T. 180, "Standard Method of Test for Moisture–Density Relations of Soils Using a 4.54-kg (10-lb) Rammer and a 457-mm (18-in.) Drop," 2020.
17. *Soil-Cement Laboratory Handbook*, 2001.
18. *Standard Method of Test for Moisture–Density Relations of Soil–Cement Mixtures*, 2022.
19. *Standard Method of Test for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil* 2015.
20. A. Estabragh, I. Beytolahpour, and A. Javadi, "Effect of resin on the strength of soil-cement mixture," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 23, no. 7, pp. 969-976, 2011.
21. G. R. Otoko and O. C. Blessing, "Cement and lime stabilization of a nigerian deltaic marine clay (CHIKOKO)," *European International Journal of Science and Technology*, vol. 3, no. 4, 2014.
22. R. A. Shirvani and I. Shooshpasha, "Experimental study on load-settlement behaviour of cement stabilised footing with different dimensions on sandy soil," *Arabian Journal for Science and Engineering*, vol. 40, pp. 397-406, 2015.
23. *Report on Soil Cement*, 2009.
24. D. d. U. y. S. Territorial, "Manual de Calles de Portoviejo," 2022.
25. C. AOC, "Plan de gestión de pavimentos y nomenclatura vial de la ciudad de Portoviejo," 2015.
26. A. 93, "Guide for Design of Pavement Structures," 1993.
27. IFSTTAR. (2016). Alizé-LCPC, Software for pavement structures analysis and design, Saint-Maurice, France. [Online]. Available.
28. F. M. H. López, "Procedimiento para el diseño por fatiga de pavimentos de hormigón simple para carreteras en Cuba," Phd Thesis, Universidad Técnica de La Habana CUJAE, La Habana, Cuba, 2016.
29. R. M. Martínez, E. T. Piusseaut, and F. M. H. López, "Estimación del módulo de elasticidad equivalente en la superficie del conjunto de subbase y subrasante como cimiento para proyectos de reciclado en Cuba," *Carreteras: Revista técnica de la Asociación Española de la Carretera*, no. 215, pp. 74-81, 2017.
30. *Instrucción para el diseño de firmes de la Red de Carreteras de Andalucía*, 2007.

# Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica De Una Edificación Con Tipología Mixta De Hormigón Armado Mediante Curvas De Fragilidad Analíticas

## Evaluation Of The Seismic Vulnerability Of A Building With A Mixed Typology Of Reinforced Concrete Through Analytical Fragility Curves

### Autores

**Ing. Leandro González Pérez<sup>1</sup>, Ing. José Alejandro Sariol Pérez<sup>2</sup>, Dra. Ing. Janet Otmara Martínez Cid<sup>3</sup>**

<sup>1</sup> Ingeniero Civil, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE), Calle 114 % Rotonda y Ciclovía, e-mail: [leandrogonzalez9904@gmail.com](mailto:leandrogonzalez9904@gmail.com).

<sup>2</sup> Ingeniero Civil, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE), Calle 114 % Rotonda y Ciclovía, e-mail: [asariol@civil.cujae.edu.cu](mailto:asariol@civil.cujae.edu.cu).

<sup>3</sup> Ingeniera Civil, Profesora Titular, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría (CUJAE), Calle 114 % Rotonda y Ciclovía, e-mail: [jcid@civil.cujae.edu.cu](mailto:jcid@civil.cujae.edu.cu).

### RESUMEN

*En zonas de alto peligro sísmico las edificaciones con desempeños deficientes están expuestas a sufrir daños importantes en su estructura y consecuentemente alcanzar el estado de colapso lo que conlleva a las pérdidas de vidas humanas y económicas. Todo plan de prevención y mitigación de estos, parte del supuesto de que las edificaciones poseen un desempeño adecuado, antes, durante y después del evento sísmico. Lo anterior indica que es esencial realizar estudios de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones, mediante métodos que consideren la incertidumbre de los factores estructurales, sísmicos y geotécnicos. Las curvas de fragilidad se han convertido en una herramienta valiosa para la evaluación del riesgo sísmico, estableciendo el vínculo entre el peligro sísmico en un sitio y los efectos de los movimientos del terreno previstos en el entorno construido.*

*El presente trabajo de investigación contiene la evaluación de vulnerabilidad sísmica de una edificación de hormigón armado con tipología mixta de 12 niveles. Con este fin, se realiza el análisis estático no lineal (Pushover) mediante el software ETABS v.19 con el objetivo de verificar los requisitos de rigidez y resistencia de las estructuras. Se presentan las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, con un enfoque probabilístico, para diversos estados de daño. Se concluye que la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones puede ser evaluada razonablemente con el empleo de curvas de fragilidad para diferentes parámetros sísmicos.*

**Palabras claves:** análisis pushover, curva de fragilidad, interacción dinámica suelo estructura.

### ABSTRACT

*In areas of high seismic danger, buildings with deficient performance are exposed to significant damage to their structure and consequently reach a state of collapse, which leads to the loss of human lives and economic. Any prevention and mitigation plan of these, starts from the assumption that the buildings have an adequate performance, before, during and after the seismic event. This indicates that it is essential to carry out seismic vulnerability studies of buildings, using methods that consider the uncertainty of structural, seismic and geotechnical factors. Fragility curves have become a valuable tool for seismic risk assessment, establishing the link between the seismic hazard at a site and the effects of predicted ground motions on the built environment. This research work contains the seismic vulnerability assessment methodology of a reinforced concrete building with a mixed typology of 12 levels. To this end, the non-linear static analysis (Pushover) is carried out using the ETABS v.19 software in order to verify the rigidity and resistance requirements of the structures. Fragility curves and damage probability matrices are presented, with a probabilistic approach, for various damage states. It is concluded that the seismic vulnerability of buildings can be reasonably evaluated with the use of fragility curves for different seismic parameters.*

**Keywords:** pushover analysis, fragility curves, soil structure dynamic interaction.

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2023 Aceptado: Mayo 2023

# 1. INTRODUCCIÓN

Los eventos sísmicos dan lugar a daños importantes en las edificaciones pues afectan su estabilidad y en muchos casos generan el colapso de las mismas con las consecuentes pérdidas de vidas humanas y económicas. Esto ha generado interés y preocupación en el ámbito de la ingeniería sísmica, siendo necesarios estudios del comportamiento estructural de las edificaciones con énfasis en los vinculados a la vulnerabilidad sísmica.

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica es imprescindible en estudios sobre riesgo sísmico, daños y para la mitigación de desastres por terremotos. Al permitir obtener el comportamiento sísmico estructural de las edificaciones por diversos métodos se puede comprender mejor el funcionamiento de las mismas e intervenir para trabajar en reducir dichas vulnerabilidades y consecuentemente, los daños físicos generados en las estructuras.

Las curvas de fragilidad analíticas y las matrices de probabilidad de daño son un ejemplo de métodos que permiten evaluar la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones [1]–[5]. La característica principal de estas es que se determinan mediante procedimientos probabilísticos a partir de datos deterministas y expresan la probabilidad de igualar o superar un determinado estado de daño [6]. Por tal motivo, las curvas de fragilidad se han convertido en una herramienta valiosa para la evaluación del riesgo sísmico, estableciendo el vínculo entre el peligro sísmico en un sitio y los efectos de los movimientos del terreno previstos en el entorno construido.

Los códigos SEAOC: 1995 [7] y NC 46:2017 [8] establecen niveles de desempeño a partir del estado de servicio y de daños remanentes en la estructura luego de ocurrido el evento sísmico. La obtención de las curvas de fragilidad de una edificación permite determinar la probabilidad de alcanzar o superar un estado de daño en relación con distintos parámetros sísmicos así como verificar la correspondencia entre estos [6] y los niveles de desempeño establecidos en [7], [8].

La presente investigación abarca la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una edificación mediante el empleo de curvas de fragilidad. La misma se realiza a una edificación de viviendas de 12 niveles de tipología mixta de hormigón armado ubicada en una zona de alto peligro sísmico según la NC 46.2017 [8], mediante un análisis estático no lineal (Pushover). Para tal fin se consideraron todas las invariantes del proceso de modelación, la inclusión de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura (IDSE), la cual acerca más la respuesta estructural a la realidad del fenómeno que se analiza [9] y se obtiene a partir de lo establecido en [10] la definición de demanda sísmica e indicadores de daño estructural. A partir de lo anterior y considerando lo establecido en las normas NC 46.2017 [8], ACI 318:2019 [11], NC 207:2019 [12], se realizó el diseño estructural de la edificación para posteriormente determinar las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño por la metodología establecida en FEMA [6]. Se establece una equivalencia entre los niveles de desempeño establecidos en la NC 46: 2017 [8] y los estados de daño en FEMA [6].

## 2. DESARROLLO

La edificación objeto de estudio, destinada a viviendas, se encuentra ubicada en la cabecera provincial Santiago de Cuba, una de las zonas de mayor actividad sísmica del país. Posee 12 niveles donde el primero es de 3 m de altura y los restantes de 2,7m de puntal, para una altura total de 32,7m. Está conformada por plantas regulares con módulos de losa de 7,2m x 7,2m, con un sistema de soporte compuesto por pórticos resistentes a momento y muros tímpanos distribuidos uniformemente en ambos sentidos de análisis. Debido a esto la edificación no posee irregularidades en planta ni elevación.

### 2.1. Modelación De La Estructura

Se modela una estructura, apoyada sobre una losa de cimentación con resortes que simulan las propiedades del suelo para incorporar la IDSE a partir de lo establecido en [10]. Se realiza el análisis estático no lineal de la edificación mediante el software ETABS v.19. Será determinado el período de oscilación de la edificación, el cortante basal, la fuerza sísmica por piso, el punto y nivel de desempeño alcanzado.

#### 2.1.1. Geometría De Los Elementos

Las columnas poseen una sección transversal de 65x65 cm y las vigas de 40x60 cm, cubriendo luces de 7,2m en la mayoría de los casos excepto las vigas consecutivas a cada lado de los muros.

Los muros tímpanos poseen un espesor de 30 cm y son continuos en todos los niveles de la edificación. Los muros exteriores poseen una longitud de 8m y los del núcleo de 4m.

Las losas de entrepiso y cubierta poseen un espesor de 20 cm y son consideradas diafragmas rígidos. La losa de cimentación es cuadrada de 33,3m de lado y 1 m de espesor.

Para todos los elementos se emplean las rigideces reducidas de las secciones transversales a partir de lo establecido en NC 46:2017 [8], ACI 318:2019 [11]. En la tabla 1 se muestran dichos valores, donde  $I_g$  representa la inercia de la sección bruta de los elementos.

Tabla 1: Rigideces equivalentes de los elementos

| Elemento | Rigidez efectiva |
|----------|------------------|
| Columnas | $0,7I_g$         |
| Muros    | $0,7I_g$         |
| Vigas    | $0,35I_g$        |
| Losas    | $0,25I_g$        |

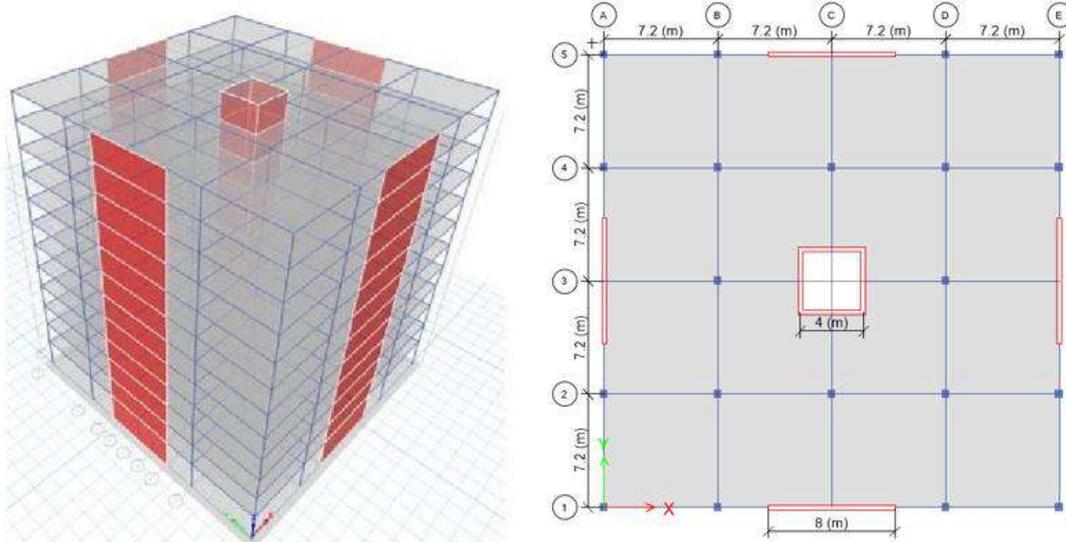


Figura 1: Modelo tridimensional y planta de la edificación

## 2.1.2. Materiales Empleados

En todos los elementos se empleó hormigón armado "in-situ". La resistencia característica a los 28 días es de  $f_c' = 35 \text{ MPa}$ , con una densidad de  $24 \text{ kN/m}^3$ , un módulo de elasticidad  $E = 27805 \text{ MPa}$  y un coeficiente de Poisson  $\nu = 0,17$ . Para considerar la no linealidad del material se emplea la curva tensión deformación asociada a Mander que acepta cargas estáticas o dinámicas, aplicadas monótonicamente o por ciclos, en secciones de hormigón rectangulares, cuadradas o circulares. El modelo de histéresis empleado es el "Takeda" que incluye la degradación de la rigidez en agrietamiento debido a la flexión así como las características de endurecimiento por deformación [13], [14].

El acero empleado para el refuerzo de los elementos estructurales es del tipo G-40, posee una resistencia de fluencia  $f_y = 300 \text{ MPa}$  y un módulo de elasticidad  $E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$  con el modelo bilineal. Para considerar la no linealidad del material se emplea la curva tensión deformación asociada a Park. El modelo de histéresis empleado es el "kinematic" que disipa una significativa cantidad de energía y es apropiado para materiales dúctiles como el acero debido a que se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático que se observa comúnmente en los metales [15].

## 2.1.3. Condiciones De Borde

Todas las uniones entre elementos estructurales son continuas. La cimentación se une al suelo mediante resortes elásticos que simulan las propiedades del mismo, logrando así la implementación de IDSE.

## 2.1.4. Cargas Actuantes

### 2.1.4.1. Cargas Permanentes

A partir de la norma cubana NC 283:2003 [16] se obtienen las densidades de los materiales para la estimación de las cargas actuantes sobre la estructura. En los entresijos se consideran 10 cm de relleno y 5 cm de losas cerámicas, también se emplea tabiquería divisoria. En la cubierta se considera igualmente un espesor promedio de 10 cm de relleno, con solución de impermeabilización de 3 capas de papel asfáltico. En la tabla 2 se resumen los valores de cargas.

**Tabla 2:** Cargas permanentes en la edificación.

| Material           | Peso específico            | Carga (kN/m <sup>2</sup> ) |             |
|--------------------|----------------------------|----------------------------|-------------|
|                    |                            | Entrepiso                  | Cubierta    |
| Relleno            | 0,18 kN/m <sup>2</sup> /cm | 1,8 (10cm)                 | 1,8 (10cm)  |
| Losas cerámicas    | 0,2 kN/m <sup>2</sup> /cm  | 1 (5cm)                    | -           |
| Tabiquería ligera  | 0,5 kN/m <sup>2</sup>      | 0,5                        | -           |
| Impermeabilización | 0,07 kN/m <sup>2</sup>     | -                          | 0,07        |
| <b>Total</b>       |                            | <b>3,3</b>                 | <b>1,87</b> |

### 2.1.4.2. Cargas De Uso

Las cargas vivas fueron extraídas de la norma cubana NC 284:2003 [17]. La edificación se considera para uso de viviendas. La cubierta se considera con desagüe por tragante y no accesible al público. En la tabla 3 se muestran los valores de carga.

**Tabla 3:** Cargas de uso en la edificación

| Nivel     | Carga Q (kN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------|------------------------------|
| Entrepiso | 1,5                          |
| Cubierta  | 2                            |

### 2.1.4.3. Carga Sísmica

Como fue mencionado la edificación se considera emplazada en el municipio Santiago de Cuba que clasifica como zona 5, de peligro sísmico muy alto, según la norma cubana NC 46:2017 [8]. El cálculo de la carga sísmica se realiza mediante el Método Estático Equivalente (MEE). Para la región de emplazamiento se definen los parámetros iniciales en la tabla 4.

**Tabla 4:** Parámetros iniciales para la zona de emplazamiento

|                  | S <sub>0</sub> (g) | S <sub>s</sub> (g) | S <sub>1</sub> (g) | T <sub>1</sub> (s) | Zona |
|------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|------|
| Santiago de Cuba | 0,513              | 1,035              | 0,428              | 6                  | 5    |

Se consideró el sismo de diseño como ordinario y la edificación se clasifica como obra ordinaria con categoría ocupacional tipo II, por tanto la misma posee un nivel de protección sísmica D (NPS-D) según la norma cubana NC 46:2017 [8].

- **Ajuste por clase de sitio e intensidades sísmicas especiales**

Se emplean las expresiones (1) y (2), los valores de los coeficientes y las ordenadas espectrales se muestran en la tabla 5.

$$S_{CS} = S_S * F_a * N_a \quad (1)$$

$$S_{1S} = S_1 * F_v * N_v \quad (2)$$

Donde:

S<sub>CS</sub> y S<sub>1S</sub> – ordenadas espectrales para período corto y largo respectivamente, ajustadas por las características del sitio de emplazamiento

S<sub>S</sub> y S<sub>1</sub> – ordenadas espectrales para período corto y largo respectivamente del sismo extremo considerado

F<sub>a</sub> y F<sub>v</sub> – coeficientes de sitio para períodos de vibración cortos y largos respectivamente

N<sub>a</sub> y N<sub>v</sub> – coeficientes por intensidades especiales para períodos de vibración cortos y largos respectivamente

**Tabla 5:** Coeficientes de corrección y ordenadas espectrales ajustadas

| Suelo | $F_a$ | $F$   | $N_a$ | $N_v$ | $S_{CS}(g)$ | $S_{1S}(g)$ |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------------|-------------|
| D     | 1     | 1,608 | 1     | 1     | 1,035       | 0,688       |

• **Construcción del espectro de diseño**

Para el sismo de diseño el factor de escala obtenido  $K_d = 0,66$  obteniéndose los valores de aceleraciones espectrales para período corto ( $S_{DS}$ ) y largo ( $S_{D1}$ ) a partir de las expresiones (3) y (4).

$$S_{DS} = S_{CS} * K_d = 0,683g \tag{3}$$

$$S_{D1} = S_{1S} * K_d = 0,454g \tag{4}$$

Los períodos de esquina  $T_0$  y son expresados en segundos y calculados a partir de las expresiones (5) y (6) donde es el período de transición del período largo.

$$T_0 = 0,2 * \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,133s \tag{5}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 5 * T_0 = 0,665s \tag{6}$$

El período natural de oscilación de la edificación se determina en el software ETABS a partir del análisis modal, obteniéndose un valor  $T = 0,954s$ . Dicho límite se acepta que cumple con la norma cubana NC 46:2017 [8].

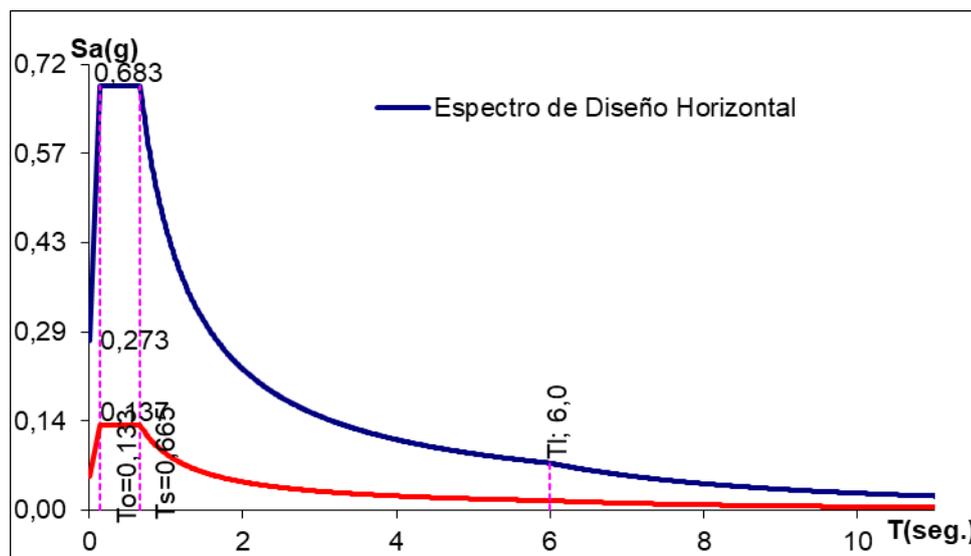
Las ordenadas espectrales ( $S_a$ ) para la formación del espectro de diseño (figura 2) se obtienen según las expresiones de la (7) a la (10).

$$S_a(T) = (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) S_{DS} \quad \text{para } T \leq 0,133s \tag{7}$$

$$S_a(T) = S_{DS} \quad \text{para } 0,133s \leq T \leq 0,665s \tag{8}$$

$$S_a(T) = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{para } 0,665s \leq T \leq 6s \tag{9}$$

$$S_a(T) = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2} \quad \text{para } T > 6s \tag{10}$$



**Figura 2:** Espectro de demanda del sismo de diseño

A partir del espectro se obtuvo una ordenada espectral de 0,48g para el período fundamental de la estructura.

• **Características del sistema estructural**

La edificación se clasifica conforme a lo especificado en la norma cubana NC 46:2017 [8] como sistema estructural E3 debido a que está formada por diafragmas horizontales rígidos sostenidos verticalmente por la combinación de pórticos y tímpanos de hormigón armado. Para este sistema se establecen los coeficientes de diseño mostrados en la tabla 6.

**Tabla 6:** Coeficientes de diseño del sistema estructural.

|  |   |
|--|---|
| Factor genérico de reducción de la respuesta sísmica R               | 5 |
| Factor de amplificación de desplazamientos post-elásticos $\Omega_r$ | 5 |

• **Obtención de la carga sísmica**

A partir del MEE descrito en la norma cubana NC 46:2017 [8] se obtiene el valor de cortante basal y fuerza por piso que genera el sismo como se muestra en la tabla 7.

**Tabla 7:** Cortante basal y fuerza sísmica por piso

| Nivel | $Vb_{x,y}$ (kN) | $F_{x,y}$ (kN) |
|-------|-----------------|----------------|
| 12    | 10926           | 1543           |
| 11    |                 | 1684           |
| 10    |                 | 1503           |
| 9     |                 | 1326           |
| 8     |                 | 1153           |
| 7     |                 | 985            |
| 6     |                 | 822            |
| 5     |                 | 665            |
| 4     |                 | 514            |
| 3     |                 | 372            |
| 2     |                 | 238            |
| 1     |                 | 121            |

## 2.2. Combinaciones De Cargas

Para el análisis y diseño de la edificación se utilizan las normas cubanas NC 46:2017 [8], NC 207:2019 [12], partir de estas se obtiene:

- $1,2G + 1,6Q + 0,5Q_c$
- $1,2G + 1,6Q_c + 0,5Q$
- $1,2G + Q_t + S_v \pm S_h$
- $0,9G - S_v \pm S_h$
- $G + Q_t - S_v \pm S_h$

Donde:

$G$  – Carga permanente

$Q$  – Carga de uso de entrepiso

$Q_c$  – Carga de uso de cubierta

$Q_t$  – Carga de uso total

$S_v$  – Componente vertical del sismo

$S_h$  – Componente horizontal del sismo

La NC 46:2017 [8] establece que la componente vertical del sismo se toma en cuenta como una porción de la carga permanente, la cual se obtiene a partir de la expresión (11).

$$S_v = 0,2S_{DS} * G = 0,137G \tag{11}$$

## 2.3. Implementación De La IDSE

A través de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de varias edificaciones se demostró que esta aumenta con la inclusión de la Interacción Dinámica Suelo – Estructura (IDSE) respecto a una base rígida ya que aumentan los períodos de oscilación y luego las demandas de desplazamiento de los edificios [9].

En la presente investigación para la inclusión de la IDSE se calculan los valores de rigideces equivalentes del suelo de apoyo según las formulaciones de A. E. Sargsian recogidas en [10]. Se determinan seis valores para igual número de grados de libertad que posee la balsa de cimentación. En la tabla 8 se muestran los valores de rigideces.

**Tabla 8:** Rigideces equivalentes del suelo en los resortes

| Tipo de suelo | Rigidez equivalente del suelo |              |                                 |                     |
|---------------|-------------------------------|--------------|---------------------------------|---------------------|
|               | $K_x = K_y (kN/m)$            | $K_z (kN/m)$ | $K_{\phi x} = K_{\phi y} (kNm)$ | $K_{\psi z} (kN/m)$ |
| D             | 946 797                       | 964 140      | 140 521 120                     | 132 226 403         |

Donde:

$K_x$  y  $K_y$  – coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme

$K_z$  – coeficiente de rigidez de compresión elástica

$K_{\phi x}$  y  $K_{\phi y}$  – coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico no uniforme

$K_{\psi z}$  – coeficiente de rigidez de compresión elástica no uniforme.

## 2.4. Diseño Estructural

Se incorpora el refuerzo de los elementos estructurales a partir de las cargas actuantes y acorde a lo establecido en las normas ACI 318:2019 [11], NC 207:2019 [12], cumpliendo además con el requisito de columna fuerte-viga débil que las mismas establecen con la ecuación (12).

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nv} \quad (12)$$

Donde:

$M_{nc}$  – sumatoria de las resistencias a flexión de las columnas que convergen a un nudo medidas en la cara del nudo

$M_{nv}$  – sumatoria de las resistencias a flexión de las vigas que convergen a un nudo medidas en la cara del nudo

## 2.5. Disposición De Las Rótulas Plásticas

En la presente investigación se emplea un modelo de plasticidad concentrada en los extremos de los elementos de vigas y columnas. La región de plastificación, asociada a la zona del elemento del pórtico en la cual se busca que ocurra la fluencia a flexión debida a los desplazamientos sísmicos de diseño, fue declarada a una distancia igual al 5% y 95% de la longitud de vigas y columnas para inducir la fluencia por flexión fuera de las conexiones [18]. Esta distancia es medida desde las caras de vigas y columnas, sección crítica donde se inicia la fluencia del acero de refuerzo como consecuencia de los desplazamientos laterales NC 207:2019 [12]. En las vigas el esfuerzo dominante de diseño es el momento flector y en las columnas, la interacción entre la carga axial y los momentos flectores en ambas direcciones.

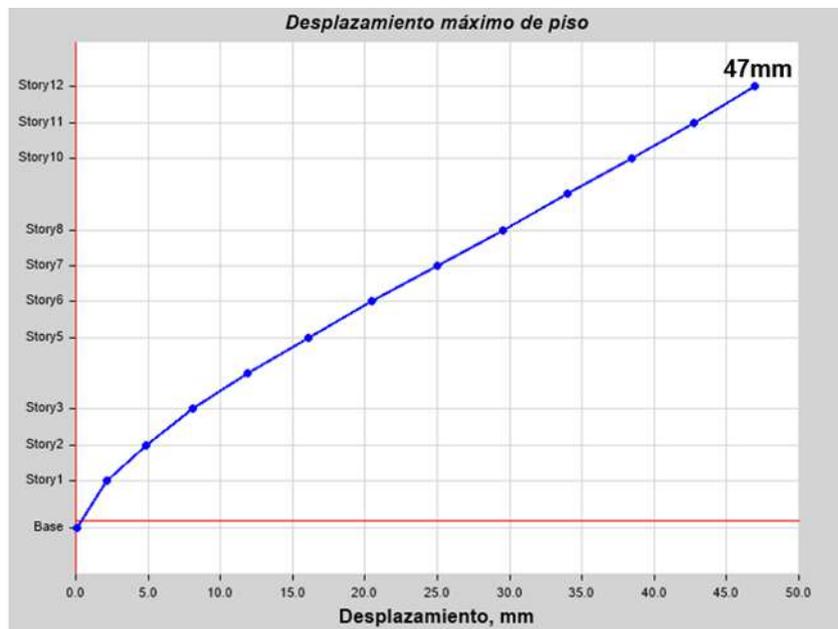
## 2.6. Control Del Desplazamiento En El Tope Y Derivas De Piso

Se obtiene el desplazamiento en el tope y las derivas de piso para la combinación de carga del estado límite de servicio y luego se comparan con los valores admisibles establecidos en la norma cubana NC 46:2017 [8]. En la tabla 9 se muestran los valores admisibles de desplazamiento en el tope y derivas de piso.

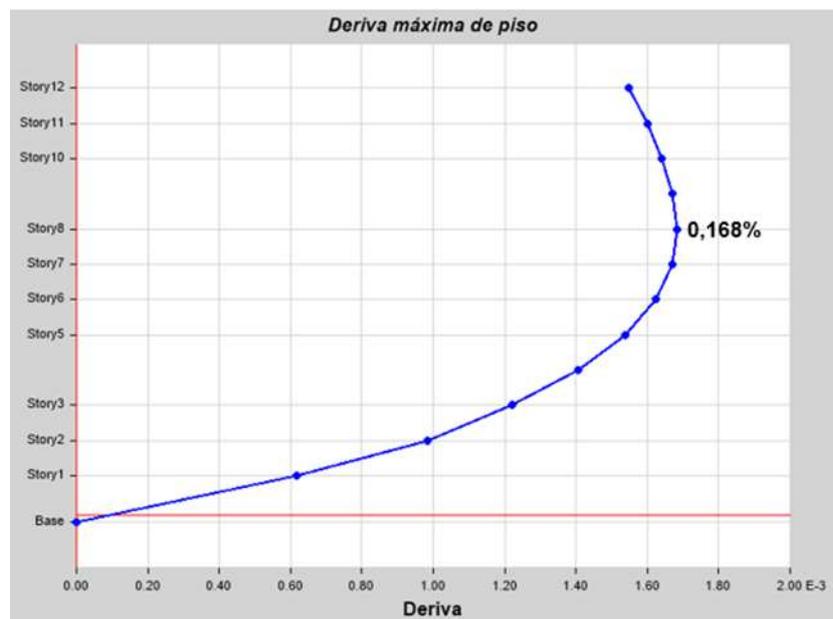
**Tabla 9:** Desplazamiento en el tope y deriva de piso admisible

| Altura de la edificación (m) | Desplazamiento admisible (mm) | Deriva de piso admisible (%) |
|------------------------------|-------------------------------|------------------------------|
| 32,7                         | 54,5                          | 2                            |

En las figuras 3-4 respectivamente se muestran el desplazamiento en el tope y las derivas de piso obtenidas para la edificación.



**Figura 3:** Desplazamiento máximo de piso de la edificación



**Figura 4:** Derivas de piso de la edificación

Al comparar los valores obtenidos con los admisibles se observa que todos cumplen lo establecido por la norma cubana.

## 3. RESULTADOS

### 3.1. Curva De Capacidad

El análisis estático no lineal tiene como objetivo principal la generación de la curva de capacidad, la cual representa el desplazamiento lateral en el tope de la edificación en función de la carga aplicada a la estructura. En la figura 5 se muestra la curva de capacidad obtenida para la edificación estudiada.

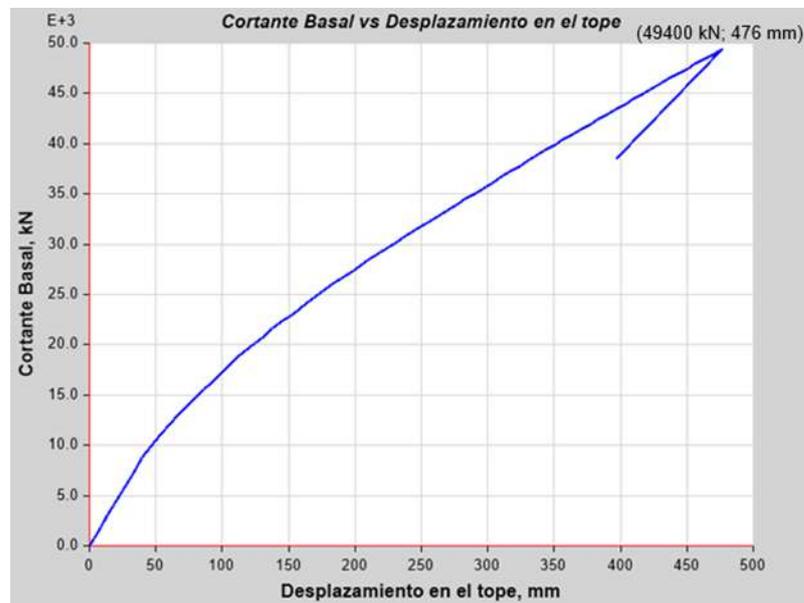


Figura 5: Curva de capacidad de la edificación

En la curva se puede observar como la edificación se comporta de manera elástica, sin generar daños estructurales, hasta alcanzar el punto de fluencia. A partir de este punto los daños generados quedarían remanentes en la estructura incluso luego de cesar las acciones sísmicas. Finalmente, al alcanzar el punto del límite de capacidad resistente, provocaría el colapso de la estructura.

### 3.2. Punto Y Nivel De Desempeño

Se sectoriza la curva de capacidad para definir los estados límites del comportamiento estructural según el criterio de [7]. En la tabla 10 se muestran los valores límites de los sectores en la curva de capacidad a partir del desplazamiento.

Tabla 10: Límites de desplazamiento según el nivel de desempeño

| Desplazamientos máximos límites de niveles de desempeño (mm) |           |           |             |         |
|--|-----------|-----------|-------------|---------|
| Operacional  | Funcional | Seguridad | Pre-colapso | Colapso |
| 71   | 192,5     | 314       | 395         | 476     |

En la figura 6 se muestra el punto de desempeño alcanzado para la edificación a partir de lo establecido en [15].

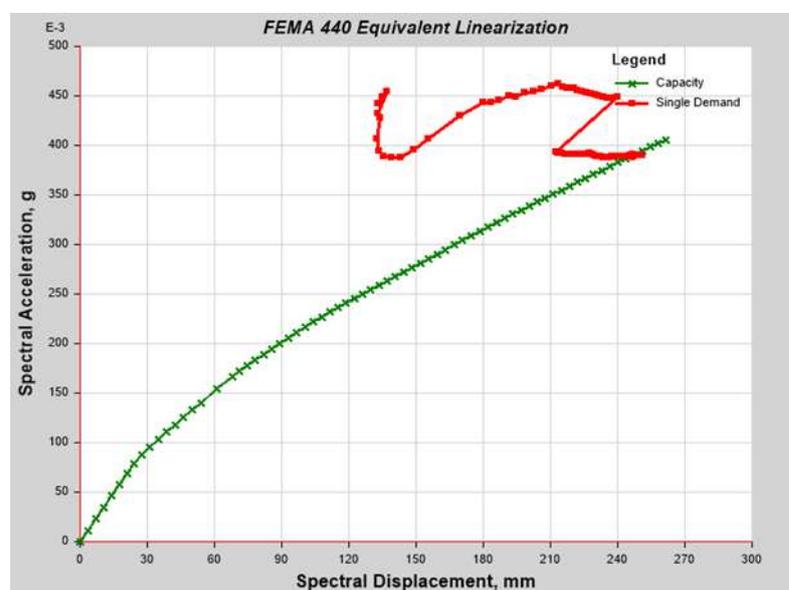


Figura 6: Curva de capacidad y demanda de la edificación

El punto de desempeño se obtiene en la edificación para un desplazamiento en el tope de 448 mm. En la tabla 11 se muestra el nivel de desempeño alcanzado por la edificación según SEAOC [7], NC 46:2017 [8].

**Tabla 11:** Nivel de desempeño alcanzado por la edificación

| Nivel de desempeño alcanzado   |                 |
|--|-----------------|
| SEAOC [7]  | NC 46: 2017 [8] |
| Colapso  | Colapso*        |
| Nota: (*) La norma cubana [8] no define un nivel de colapso, pero se estima que luego del nivel de prevención del colapso la edificación debe entrar en colapso. |                 |

### 3.3 Curva De Fragilidad

Las curvas de fragilidad permitirán la estimación de las probabilidades de daños a alcanzar por cada edificación estudiada en base al desplazamiento espectral. En la tabla 12 se muestran los umbrales de daño establecidos en FEMA [6], obtenidos para la edificación estudiada y expresados en desplazamiento espectral.

**Tabla 12:** Umbrales de daño de la edificación expresados en desplazamiento espectral

| Estado de daño | Umbrales de daño<br>$Sd_i (i = 1, 2, 3 \text{ y } 4)$ | Desplazamiento espectral (mm) |
|----------------|---|-------------------------------|
| Leve           | $Sd_1 = 0,70Dy$                                       | 29,17                         |
| Moderado       | $Sd_2 = Dy$   | 40,12                         |
| Severo         | $Sd_3 = Dy + 0,25(Du - Dy)$                           | 93,93                         |
| Completo       | $Sd_4 = Du$   | 261,80                        |

Para obtener la probabilidad de que la respuesta de la edificación exceda un estado de daño en función del desplazamiento espectral se emplea la ecuación (13) establecida en FEMA [6]. Para ello se determinaron la mediana del desplazamiento espectral en que la edificación alcanzó los determinados umbrales de daño así como la desviación estándar del logaritmo natural del espectro de desplazamiento por cada estado de daño.

Donde: 
$$P(ED \geq ED_i \parallel Sd = Sd_i) = \Phi \left[ \frac{1}{\beta d_s} * \ln \left( \frac{Sd}{S_{d,ds}} \right) \right] \quad (13)$$

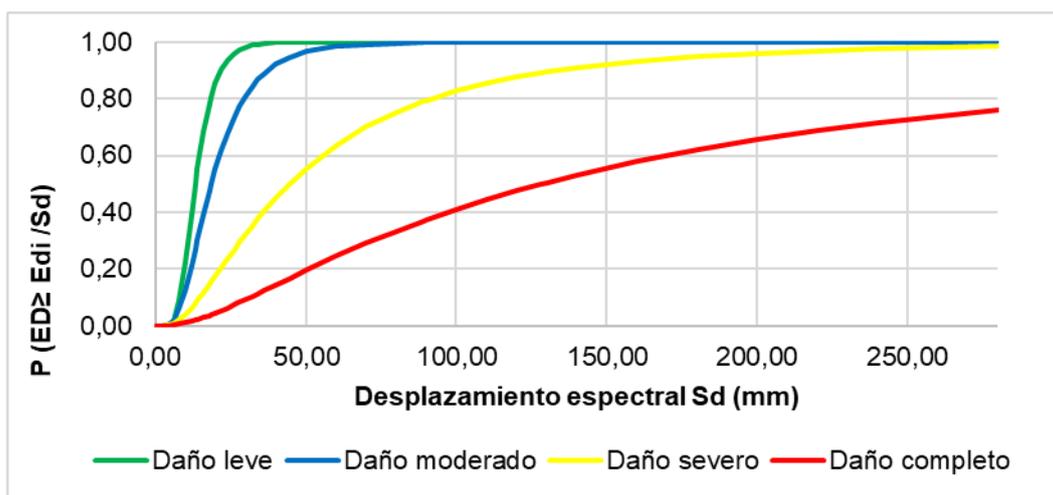
$ED_i$  – es el estado discreto de daño

$S_{d,ds}$  – es la mediana del desplazamiento espectral en que el edificio alcanza el umbral de un determinado estado de daño,  $d_s$ .

$\beta d_s$  – es la desviación estándar del logaritmo natural del espectro desplazamiento por estado de daño,  $d_s$ .

$\Phi$  – es la función de distribución acumulativa normal estándar.

A partir de lo anterior, la curva de fragilidad de la edificación obtenida se muestra en la figura 7.



**Figura 7:** Curva de fragilidad de la edificación

### 3.4. Matriz De Probabilidad De Daño

Se obtienen las matrices de probabilidad de daño mediante la intersección de los puntos de desempeño con las curvas de fragilidad para cada estado de daño, haciendo uso del parámetro que caracteriza la respuesta estructural, es decir, el desplazamiento espectral. Para tal fin se hace uso de la expresión (14):

$$P(ED = ED_i/PIS_j) = P(ED > ED_i) - P(ED \geq ED_{i+1}) \quad (14)$$

Donde:

$ED_i$  – es el estado discreto de daño

$PIS$  – es el parámetro de intensidad sísmica

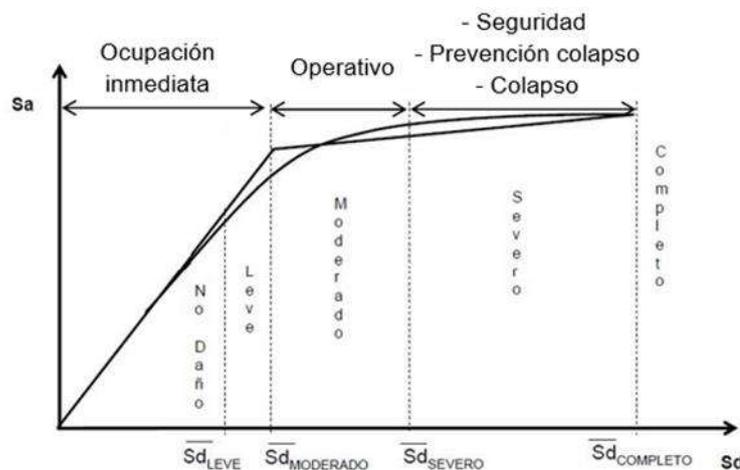
En la tabla 13 se presenta la matriz de probabilidad de daño para los desplazamientos espectrales asociados al punto de cedencia, la formación de las primeras rótulas plásticas y al punto de desempeño alcanzado de la edificación analizada.

**Tabla 13:** Matriz de probabilidad de daño para el punto de cedencia, formación de rótulas plásticas y punto de desempeño.

| Desplazamiento espectral<br>$S_d$ (mm) | Descripción                  | Valores de probabilidad de daño (%) |          |        |          |
|--|------------------------------|-------------------------------------|----------|--------|----------|
|  |                              | Estado de daño                      |          |        |          |
|  |                              | Leve                                | Moderado | Severo | Completo |
| 39,2                                   | Punto de cedencia            | 8                                   | 48       | 30     | 14       |
| 99,2                                   | Formación de rótula plástica | 0                                   | 18       | 41     | 41       |
| 246,4                                  | Punto de desempeño           | 0                                   | 2        | 25     | 73       |

Se observa que la mayor probabilidad de daño para el desplazamiento de cedencia es alcanzada en el estado de daño moderado. Al analizar las probabilidades de daño en el punto de formación de las primeras articulaciones plásticas se obtiene mayores probabilidades de daño severo y moderado. En el punto de desempeño predomina notablemente la probabilidad de daño completo. Dicho estado de daño completo es una equivalencia al estado de colapso establecido en SEAOC [7], la edificación posee una probabilidad de 73% de alcanzar el estado de colapso.

Es posible establecer una equivalencia entre los umbrales de daño establecidos en FEMA [6], y los niveles de desempeño que define la NC 46:2017 [8], atendiendo a la equivalencia entre los desplazamientos absolutos en el tope y los desplazamientos espectrales tal como se muestra en la figura 9.



**Figura 9:** Equivalencia entre los niveles de desempeño de [8] y los umbrales de daño de [6]

En la tabla 14 se muestra el nivel de desempeño obtenido para la edificación según NC 46: 2017 [8] y el nivel de daño alcanzado según FEMA [6], los cuales son equivalentes.

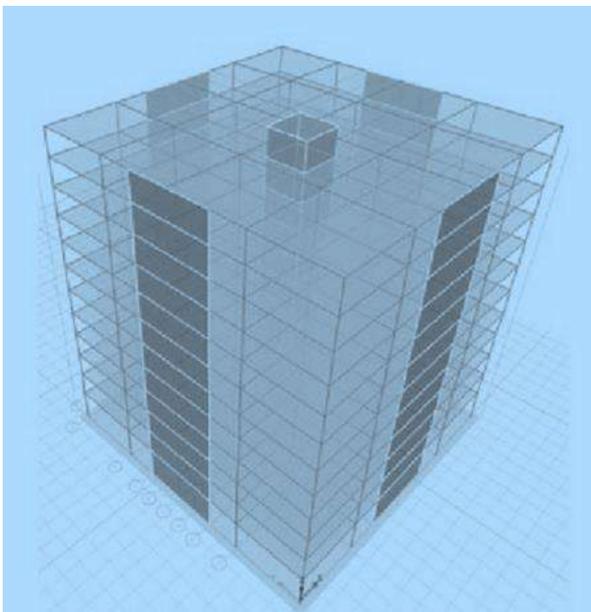
**Tabla 14:** Nivel de desempeño y estado de daño de la edificación.

| Nivel de desempeño | Estado de daño |
|--------------------|----------------|
| Colapso            | Completo       |

## 4. CONCLUSIONES

La edificación no alcanzó el nivel de desempeño requerido según la NC 46: 2017 [8]. Con la generación de la curva de fragilidad se logró realizar la estimación de la probabilidad de daños en la edificación a partir del desplazamiento espectral del punto de desempeño, así como del punto de cedencia y la formación de la primera articulación plástica.

Para el sismo estudiado existe una probabilidad de 73% de daño completo en la edificación. El nivel de desempeño reportado de la edificación, correspondiente a Colapso, equivale al estado de daño Completo, lo que demuestra un alto grado de equivalencia entre los niveles de desempeño establecidos en la NC 46: 2017 [8] y los estados de daño en FEMA [6]. De esta forma, se demuestra que las curvas de fragilidad permiten evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones con un enfoque probabilístico.



1. M. M. Kassem, F. Mohamed Nazri, and E. Noroozinejad Farsangi, "The seismic vulnerability assessment methodologies: A state-of-the-art review," *Ain Shams Eng. J.*, vol. 11, no. 4, pp. 849–864, Dec. 2020, doi: 10.1016/J.ASEJ.2020.04.001.
2. J. Kohns, L. Stempniewski, and A. Stark, "Fragility Functions for Reinforced Concrete Structures Based on Multiscale Approach for Earthquake Damage Criteria," *Buildings*, vol. 12, no. 8, 2022, doi: 10.3390/buildings12081253.
3. L. Manuel, B. Sánchez, and E. R. Angulo, "Análisis de los daños en viviendas y edificios comerciales durante la ocurrencia del sismo del 19 de septiembre del 2017," *Rev. Ing. Sísmica No*, vol. 101, pp. 19–35, 2019.
4. K. Torisawa, M. Matsuoka, K. Horie, M. Inoguchi, and F. Yamazaki, "Development of Fragility Curves for Japanese Buildings Based on Integrated Damage Data from the 2016 Kumamoto Earthquake," *J. Disaster Res.*, vol. 17, no. 3, pp. 464–474, 2022, doi: 10.20965/jdr.2022.p0464.
5. U. H. Sáenz, "Vulnerabilidad sísmica en edificaciones esenciales mediante curvas de fragilidad analíticas – edificio administrativo de la Universidad Nacional del Centro del Perú," Universidad Nacional del Centro del Perú, 2019. [Online]. Available: [http://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/UNCP/5268/SáenzAzorsa.pdf?sequence=1&isAllowed=y%0Ahttp://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/urp/98/basurto\\_rp.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/UNCP/5268/SáenzAzorsa.pdf?sequence=1&isAllowed=y%0Ahttp://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/urp/98/basurto_rp.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
6. FEMA Hazus, *Hazus Earthquake Model Technical Manual 4.2*, no. October. 2020.
7. SEAOC, "Performance based seismic engineering of buildings," Sacramento (CA), USA, 1995.
8. NC-46, "Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y la construcción.," 2017. [Online]. Available: [www.nc.cubaindustria.cu](http://www.nc.cubaindustria.cu)
9. I. Oz, S. M. Senel, M. Palanci, and A. Kalkan, "Effect of soil-structure interaction on the seismic response of existing low and mid-rise RC buildings," *Appl. Sci.*, vol. 10, no. 23, pp. 1–21, 2020, doi: 10.3390/app10238357.
10. G. Villarreal Castro, "Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con plateas de cimentación," Lima. 2017.
11. ACI 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)," 2019.
12. NC-207, "Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón," 2019. [Online]. Available: [www.nc.cubaindustria.cu](http://www.nc.cubaindustria.cu)
13. J.-K. Son and C.-H. Lee, "Evaluation of appropriate hysteresis model for nonlinear dynamic analysis of existing reinforced concrete moment frames," *Materials*, vol. 14, no. 3, p. 524, 2021.
14. J. Kent, C. Zhong, and C. Christopoulos, "Steel flexure and shear yielding base-mechanism for enhanced seismic resilience of RC core wall high-rise structures," *Earthquake Spectra*, vol. 39, no. 1, pp. 148-170, 2023.
15. P. Saingam et al., "Composite behavior in RC buildings retrofitted using buckling-restrained braces with elastic steel frames," *Engineering Structures*, vol. 219, p. 110896, 2020.
16. NC-283, "Densidad de materiales naturales, artificiales y elementos de construcción como carga de diseño," 2003. [Online]. Available: [www.nc.cubaindustria.cu](http://www.nc.cubaindustria.cu)
17. NC-284, "Edificaciones. Cargas de uso," 2003. [Online]. Available: [www.nc.cubaindustria.cu](http://www.nc.cubaindustria.cu)
18. FEMA 440, "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures," 2005.

# Metodología Para El Diseño Geométrico Sostenible De Ejes Viales En Vías Inter-Cantoniales

## Methodology For The Sustainable Geometric Design Of Road Axes In Inter-Cantonal Roads

### Autores

**Joselyn Estefanía González Silva<sup>1</sup>, Bryan Giovanni León Bonilla<sup>2</sup>, Carlos Eugenio Sánchez Mendieta<sup>3</sup>, Yudy Patricia Medina Sánchez<sup>4</sup>**

<sup>1</sup>Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, El Guabo, [jgonzalez9@utmachala.edu.ec](mailto:jgonzalez9@utmachala.edu.ec)

<sup>2</sup>Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Pasaje, [bleon3@utmachala.edu.ec](mailto:bleon3@utmachala.edu.ec)

<sup>3</sup>Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, [csanchez@utmachala.edu.ec](mailto:csanchez@utmachala.edu.ec)

<sup>4</sup>Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Pasaje, [ymedina@utmachala.edu.ec](mailto:ymedina@utmachala.edu.ec)

### RESUMEN

Las deficiencias que se presentan en el diseño geométrico y los factores del entorno vial se encuentran relacionados con el riesgo de ocurrencia de accidentes de tránsito, por lo que garantizar un entorno vial más seguro es un desafío constante para las autoridades y los ingenieros viales. Para abordar esta problemática, se plantea una metodología para el diseño geométrico sostenible de ejes viales, con el objetivo de reducir la ocurrencia de eventos imprevistos y mejorar la seguridad vial. La metodología propuesta se basa en el análisis de diversos indicadores como la importancia de la vía, la conectividad, el índice de peligrosidad y la seguridad vial. El proceso inicia con una inspección visual que permite obtener datos sobre el uso del suelo y las características de las zonas laterales. Posteriormente, se realiza un conteo vehicular para calcular el Tráfico Promedio Diario Anual, y clasificar la vía según el Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Por último, se toma en cuenta la percepción del usuario sobre los elementos del diseño geométrico. Siguiendo este procedimiento se evaluó la vía E584 Pasaje – El Guabo y se obtuvo que la valoración final del servicio es inadecuada. Se concluye que los indicadores utilizados en la evaluación de vías intercantoniales sirven como pauta para evidenciar las deficiencias y proponer mejoras, con el propósito de aumentar la seguridad y la confianza del conductor en la carretera.

**Palabras claves:** diseño geométrico sostenible, conectividad vial, índice de peligrosidad, seguridad vial.

### ABSTRACT

Deficiencies that occur in the geometric design and road environment factors are related to the risk of occurrence of traffic accidents, so ensuring a safer road environment is a constant challenge for road authorities and engineers. To address this problem, a methodology for the sustainable geometric design of road axes is proposed, to reduce the occurrence of unforeseen events and improve road safety. The proposed methodology is based on the analysis of various indicators such as the importance of the road, connectivity, the hazard index, and road safety. The process begins with a visual inspection that allows obtaining data on the use of the land and the characteristics of the roadside areas. Subsequently, a vehicle count is carried out to calculate the Annual Average Daily Traffic and classify the road according to the Ministry of Transport and Public Works. Finally, the user's perception of the geometric design elements is taken into account. Following this procedure, the E584 Pasaje - El Guabo road was evaluated and it was found that the final assessment of the service is inadequate. It is concluded that the indicators used in the evaluation of intercantonal roads serve as a guideline to highlight deficiencies and propose improvements, to increase safety and driver confidence on the road.

**Keywords:** sustainable geometric design, road connectivity, hazard index, road safety.

# 1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años la población ha tenido un rápido crecimiento, por ende, las demandas de movilidad y los problemas de seguridad vial requieren un diseño más estratégico que favorezca el desarrollo económico, social y ambiental [1]. En este sentido, una infraestructura vial adecuadamente diseñada es esencial para una conducción segura y sin interrupciones, lo que aumenta la confianza del conductor.

Garantizar un entorno vial más seguro sigue siendo el pilar fundamental que impulsa los esfuerzos globales de prevención de accidentes, la ocurrencia de los mismos se encuentra relacionado con los factores de entorno vial y sobre todo con las deficiencias que se presentan en el diseño geométrico, lo cual afecta la seguridad de los usuarios [2]. Desde esta perspectiva resulta crucial incorporar la sostenibilidad vial dado que está directamente relacionada con la seguridad humana y ambiental [3]. Sin embargo, incluir este principio es uno de los principales desafíos que enfrentan los gobiernos en América Latina.

Actualmente, existe la necesidad de aplicar estándares de sostenibilidad en el diseño geométrico de carreteras, debido al impacto negativo que el transporte vial tiene en el medio ambiente [4], por ello uno de los aspectos a considerar es el tipo de uso del suelo a lo largo de la vía para poder realizar una estimación precisa del flujo vehicular y diseñar una red de transporte adecuada a las necesidades de la comunidad [1]. Además, debe incluirse la perspectiva del usuario como parámetro para analizar la seguridad vial conjuntamente con las características geométricas de la carretera, las zonas laterales, entre otros factores que puedan influir en la seguridad de los conductores y peatones. La evaluación de estos criterios permitirá mitigar la ocurrencia y gravedad de accidentes viales, así como garantizar la seguridad de los proyectos y minimizar significativamente el daño al medio ambiente, lo que resulta relevante debido a que el cambio climático es un problema global que está ganando cada vez más importancia en todo el mundo [5], [6].

Una de las características geométricas de la carretera que debe ser considerada en la evaluación es el radio de la curva horizontal, puesto que un radio más amplio proporciona una mayor estabilidad al conducir [7], de la misma manera, la velocidad de operación desempeña un papel crucial en la congruencia del diseño vial; es decir, en qué medida la infraestructura vial se ajusta a las expectativas de los conductores [8]. De la misma manera es esencial tomar en cuenta que una distancia de visibilidad limitada y un aumento en el ancho de carril puede aumentar el riesgo de accidentes [9]. Por otro lado, las señales de tráfico tienen la finalidad de advertir y guiar a los usuarios en cualquier momento del día y resultan altamente efectivas a la hora de incrementar los niveles de seguridad en las curvas, en consecuencia, su implementación es importante en la red viaria [10], [11]. Además de lo anteriormente descrito, las zonas laterales son elementos que se extienden desde la berma hasta el límite de la faja vial y se consideran como un parámetro fundamental para determinar la peligrosidad de la vía [12]. Por tal motivo, una forma de mejorar la seguridad vial es a través de un buen diseño geométrico, que contemple elementos como la alineación horizontal y vertical de la carretera [13].

En todo el mundo se han llevado a cabo diversos estudios sobre el diseño geométrico de carreteras con el objetivo de mejorar la seguridad vial y la calidad del servicio que ofrecen a los usuarios. Estos estudios incluyen desde la señalización hasta el análisis de la geometría de la vía y la calidad de la infraestructura vial incluyendo su entorno, la tipología de la vía, el control del tráfico y la iluminación, que son factores cruciales e influyentes en los resultados de la seguridad vial [14], del mismo modo, es esencial enfocarse en la relevancia de los estándares de comportamiento del conductor [15]. En Ecuador, existen investigaciones que abordan esta problemática, un ejemplo es el artículo publicado por los autores García, Camacho y Montoya, quienes aplicaron el método iRAP para analizar la seguridad de una carretera de dos carriles, con el que se pueden identificar las áreas más peligrosas para los usuarios de la vía [16]. Además de esta investigación, se han realizado trabajos que ofrecen información valiosa para mejorar la gestión del tráfico y el diseño de las instalaciones viales [17], en un estudio distinto, priorizan los segmentos de carretera para recibir tratamiento de seguridad y determinan el tipo de tratamiento necesario [18]. Por otro lado, otros autores se centran en estimar el TPDA y lo utilizan para evaluar la capacidad de las vías, su nivel de servicio y aproximar el flujo vehicular en las carreteras principales y secundarias [19], [20].

Estas investigaciones son fundamentales para el diseño de carreteras; sin embargo, es crucial adoptar un enfoque basado en la sostenibilidad para los proyectos viales. La aplicación de principios sostenibles no solo puede contribuir a la reducción de las emisiones de CO<sub>2</sub> al optimizar el flujo vehicular y disminuir las aceleraciones, sino que también busca armonizar el progreso económico y social con la protección del medio ambiente y la conservación de los recursos naturales. Este enfoque garantizaría el desarrollo de proyectos viales eficientes, respetuosos con el entorno y beneficiosos tanto para las comunidades locales como para el medio ambiente en general.

## 1.1. Alcances Y Objetivos

El presente estudio tuvo como objetivo proponer una metodología para el diseño geométrico de carreteras mediante criterios técnicos que permita la reducción de la ocurrencia de eventos imprevistos para los usuarios de vías intercantonales. Como alcance del trabajo se obtuvo el servicio de vialidad de la vía E584 Pasaje – El Guabo, la cual fue seleccionada como caso de estudio para identificar los aspectos que afectan el servicio de vialidad. Los resultados de los criterios de uso de suelo, zonas laterales y diseño geométrico se representan mediante gráficos y tablas, con la finalidad de realizar un análisis adecuado y llegar a las conclusiones correspondientes

## 2. METODOLOGÍA

Aproximadamente más de un millón de personas mueren cada año y 50 millones resultan heridas en accidentes automovilísticos alrededor de todo el mundo [21]. Según las estadísticas de la Policía Nacional del Ecuador del distrito Pasaje, en la vía E584 Pasaje - El Guabo entre 2018 y 2022 se produjeron 22 accidentes de tránsito. Identificar los factores principales que contribuyen a los accidentes y cuantificar su impacto es fundamental para mejorar de forma adecuada el diseño vial [22].

Durante varios años la vía E584 que conecta los cantones de Pasaje y El Guabo ha sido esencial para el comercio y la economía de la región, puesto que permite el transporte de productos agrícolas, especialmente del banano, la actividad bananera es generadora de la mayoría de los empleos y el motor de la economía local [23], [24]. Con una longitud total de 12.32 km, la vía en estudio une diversas comunidades rurales circundantes, entre las que se incluyen Puerto Garzón, La Concordia, Cañaquemada, Vergel y Chontillal. En la figura 1 se muestra la representación de la vía con los límites correspondientes a cada cantón.

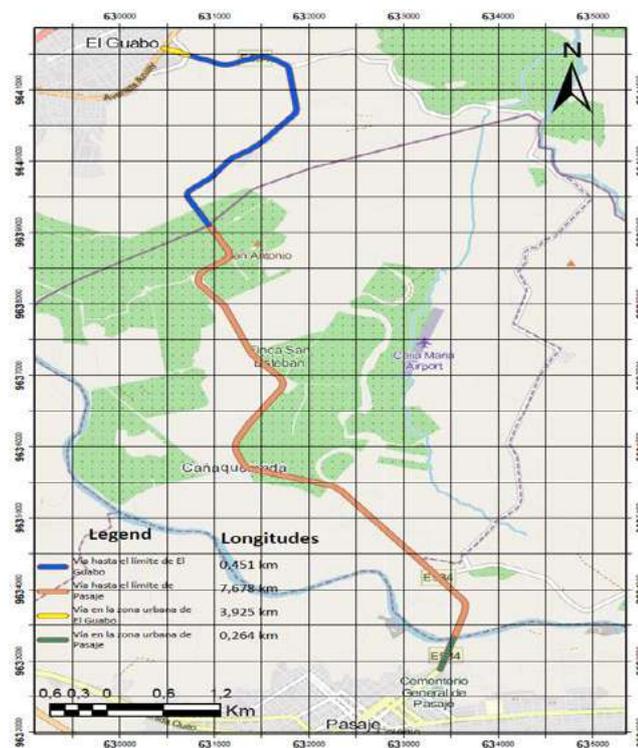


Figura 1: Tramo de la vía E584 Pasaje - El Guabo

La etapa inicial de la investigación se centró en la recopilación y el análisis detallado de la documentación bibliográfica, con la cual se establecieron las bases teóricas y técnicas necesarias para sustentar la evaluación de carreteras. Posteriormente, se llevó a cabo la aplicación de las fichas de observación de uso de suelo, señaléticas y zonas laterales mediante inspecciones visuales. Luego de obtener esta información se realizó el conteo vehicular utilizando contadores automáticos ubicados de manera estratégica en los tramos correspondientes a las entradas de los cantones. Pasado los tres días de aforo, se procedió a transferir los datos recopilados por los dispositivos para obtener el flujo promedio diario y con ello se calculó el tamaño de la muestra para aplicar las encuestas. Dichas encuestas se enfocaron en obtener información desde la perspectiva de los usuarios por lo que se abordaron preguntas relacionadas con el diseño geométrico. Por último, se realizó un proceso de jerarquía analítica (AHP) que tomó en cuenta criterios técnicos proporcionados por ingenieros civiles expertos en el área para ponderar de manera precisa y adecuada los diferentes criterios evaluados.

Los criterios para la evaluación de carreteras se sustentan en los artículos de varios autores, entre ellos Pulugurtha y Mathew, Rivera y Echaveguren, Wang et al., Babić y Brijs, Bassani et al., estos artículos abordan tres procesos técnicos como: el uso de suelo, las zonas laterales y el diseño geométrico [1], [12], [8], [11], [25]. Estos artículos proporcionan conceptos fundamentales que han sido extraídos y utilizados para desarrollar la metodología propuesta.

Para recopilar las variables de uso de suelo se considera una zona de influencia de 30 m a lo largo del eje vial. Esta medida se considera adecuada, ya que zonas más reducidas permiten obtener datos socioeconómicos precisos en las proximidades de la carretera [1]. En la tabla 1 se presentan las categorías de uso del suelo utilizadas para identificar la zona de mayor influencia de la vía.

**Tabla 1:** Categorías de uso de suelo

| Categorías de uso de suelo | Descripción   |
|----------------------------|---|
| Agrícola                   | Superficie utilizada con fines agrícolas  |
| Institucional              | Escuelas públicas   |
| Servicio comercial         | Taller mecánico, vulcanizadora.   |
| Gobierno                   | GAD parroquiales.   |
| Industria ligera           | Empacadoras de banano, haciendas, fincas, peladoras de pollos, canteras, distribuidor de paneles solares. |
| Mobiliaria urbana          | Canchas múltiples, parques, casas comunales, centros de salud, biblioteca, tenencia política, gimnasio.   |
| Recreativo/social          | Auto hoteles, iglesia, centro de hipo terapia.  |
| Venta minorista            | Tiendas minoristas.   |
| Residencial Unifamiliar    | Viviendas unifamiliares.  |
| Transportación             | Paraderos o estaciones de buses.  |
| Depósito                   | Centro de acopio de cacao, banano, recicladora, garaje de cabezales, depósito de puntales de banano.      |

**Fuente:** Modeling AADT on local functionally classified roads using land use, road density, and nearest nonlocal road data [1].

En cambio, para las zonas laterales, según el reglamento aplicativo de la ley de caminos de la República del Ecuador, la distancia debe ser de 25 m. Las variables que se utilizan para determinar el índice de peligrosidad son el despeje lateral, el tipo de obstáculo, la presencia de barreras de contención y la inclinación del talud.

El índice de clasificación de peligro en la carretera (RHR) determina el nivel de peligrosidad vial, basándose en las zonas laterales de la carretera. Este índice utiliza una escala de calificación de peligros que varía de 1 a 7, donde 1 representa el nivel más bajo de peligro y 7 el más alto, con una alta posibilidad de colisionar con objetos y experimentar lesiones, tal como se detalla en la tabla 2.

**Tabla 2:** Criterios para calcular el índice RHR

| RHR | Despeje lateral (m) | Talud       | Recuperación del control | Característica de la zona lateral   |
|-----|---------------------|-------------|--------------------------|-------------------------------------|
| 1   | ≥ 9.0               | menor a 1:4 | Si                       | Llana y no rugosa                   |
| 2   | 6.0 - 7.5           | 1:4         | Si                       | Llana y no rugosa                   |
| 3   | 3.0                 | 1:3 a 1:4   | Si                       | Superficie rugosa                   |
| 4   | 1.5 - 3.0           | 1:3 a 1:4   | Si                       | Barreras, árboles, postes, otros    |
| 5   | 1.5 - 3.0           | 1:3         | No                       | Barreras                            |
| 6   | < 1.5               | 1:2         | No                       | Sin barrera - obstáculos rígidos    |
| 7   | < 1.5               | mayor a 1:2 | No                       | Sin barrera -risco o corte vertical |

**Fuente:** Un índice de peligrosidad para zonas laterales de carreteras de dos carriles [12].

El nivel de peligrosidad se asignará dependiendo de los parámetros que se cumplan, por otro lado, en casos donde las condiciones de las zonas laterales son cambiantes y la peligrosidad varía a lo largo de la carretera, se realizará un promedio de los niveles RHR, el cual representará la peligrosidad general de la vía [12].

Las ponderaciones establecidas fueron obtenidas mediante un proceso de jerarquía analítica (AHP), donde ingenieros civiles expertos en el área calificaron cada indicador, esto garantizó un enfoque confiable en la asignación de pesos a los diferentes criterios evaluados. El uso de suelo obtuvo un valor de 0.40, al igual que el diseño geométrico y por último para las zonas laterales se tiene un puntaje de 0.20 lo que sumado da una ponderación de 1.

El uso de suelo se evaluará mediante dos indicadores, el primero se enfoca en la importancia de la vía, tomando en consideración la categoría de mayor influencia dentro de la faja vial y la cantidad de vehículos que pasan por la carretera, si la vía cumple con ser importante para el sector se le da una ponderación de 0.15. La conectividad vial es el segundo indicador que evaluará este criterio, el cual se realiza mediante un análisis comparativo entre las distancias de los lugares adyacentes a la carretera y la clasificación de la vía mediante el Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA). Si el criterio se cumple se asignará una calificación de 0.25. Por otro lado, las zonas laterales se evaluarán con el indicador del índice de peligrosidad, mediante un análisis comparativo entre los datos de la observación directa y el índice de clasificación del peligro de la carretera (RHR). El criterio se cumple si la vía tiene un índice de peligrosidad bajo por lo que tendrá un valor de 0.20. En caso de no cumplir con cada criterio obtendrán una ponderación de 0. Por último, el diseño geométrico se evaluará con el cuarto indicador que se centra en la seguridad vial, analizando los elementos del diseño geométrico que se presentan en la tabla 3.

**Tabla 3: Parámetros para la valoración de la Seguridad vial**

| Criterio              | Indicador                | Definición  | Instrumento   | Método   | Evaluación  |
|-----------------------|--------------------------|---|---|--|---|
| <b>Seguridad vial</b> | Distancia de visibilidad | Distancia límite a la que un vehículo visualiza a otro objeto.                            | Lista de cotejo<br>-Encuesta<br>-Despeje lateral  | Análisis comparativo entre la percepción del usuario y el despeje lateral.   | Cumple con una distancia de visibilidad óptima.   |
|                       | Velocidad                | Velocidad de diseño con la que el conductor transita por la vía conservando su seguridad. | Lista de cotejo<br>-Encuesta<br>-Contadores vehiculares   | Análisis comparativo entre la percepción del usuario y la velocidad de diseño obtenida a partir del gráfico de ojiva de velocidades. | La vía cumple con la velocidad de diseño.         |
|                       | Radio de curva           | Radios de curvas medidos a lo largo de la carretera.                                      | Lista de cotejo<br>-Encuesta<br>-Obtención de datos mediante AutoCAD y verificación con los parámetros de la normativa MTOP | Análisis comparativo entre la percepción del usuario, radios medidos en AutoCAD y radios mínimos establecidos por la MTOP.           | Cumplen con los radios establecidos en la MTOP.   |
|                       | Señales de tráfico       | Presencia y nivel de deterioro de las señaléticas.  | Lista de cotejo<br>-Encuesta<br>-Ficha de observación   | Análisis comparativo entre la percepción del usuario y los datos de la inspección visual.  | Cumple con la señalización adecuada.              |
|                       | Barreras de protección   | Presencia de barreras de protección al borde de la vía.                                   | Lista de cotejo<br>-Encuesta<br>-Ficha de observación de las zonas laterales de la vía                                      | Análisis comparativo entre la percepción del usuario y los datos de inspección visual.   | Cumple con la presencia de barreras de seguridad. |
|                       | Ancho de carril          | Anchos de carril medidos a lo largo de la carretera.                                      | Lista de cotejo<br>-Encuesta<br>-Medición directa y verificación con la norma INEN.   | Análisis comparativo entre la percepción del usuario, los datos de la medición directa y los anchos mínimos según al INEN.           | Cumple con el ancho mínimo según las normas INEN. |

Para determinar el nivel de seguridad vial y su ponderación, se evalúa la cantidad de parámetros que cumplen. En función del número de parámetros que se cumplan, se asignará un nivel de seguridad vial a la carretera en cuestión. Si la vía cumple con más de tres parámetros, se considerará que tiene una alta seguridad vial otorgándole un valor de 0.40. Si cumple con una cantidad de tres parámetros, se considerará que tiene una seguridad vial media por lo que obtendrá una calificación de 0.20. Por otro lado, si cumple menos de tres parámetros, se considerará que su seguridad vial es baja por lo que no cumple con el criterio y tendrá un valor de 0. Estos indicadores de evaluación se presentan en la tabla 4, donde se aborda de manera sintetizada el desarrollo de la propuesta.

**Tabla 4:** Indicadores para la valoración de carreteras

| Proceso           | Indicador              | Definición  | Instrumento   | Método   | Evaluación                                       | Ponderación |
|-------------------|------------------------|---|---|--|--|-------------|
| Uso del suelo     | Importancia de la vía  | Grado de importancia analizada mediante las áreas de terreno utilizadas para diversos fines que se encuentran a lo largo de la vía. | Ficha de observación con las categorías de uso del suelo.                               | Análisis de contenido.   | La vía cumple con ser importante para el sector. | 0.15        |
|                   | Conectividad vial      | Clasificación obtenida por el TPDA y distancias para llegar a los lugares importantes de manera rápida y eficiente.                 | Ficha de observación con las categorías de uso del suelo.<br><br>Contadores de tráfico. | Análisis comparativo entre la clasificación de la MTOP con el TPDA y las distancias a la vía.                            | Cumple con una adecuada conectividad vial.       | 0.25        |
| Zonas Laterales   | Índice de peligrosidad | Nivel de peligrosidad presente en la vía.   | Ficha de observación con las variables de las zonas laterales de la vía.                | Análisis comparativo entre los datos de la observación directa y el índice de clasificación del peligro de la carretera. | Cumple con un índice de peligrosidad bajo.       | 0.20        |
| Diseño Geométrico | Seguridad vial         | Evaluación de la distancia de visibilidad, radios de curvas, señaléticas, velocidad, barreras y ancho de carril.                    | Tabla de evaluación de seguridad vial.  | Análisis de los criterios de cumplimiento de la tabla 3.   | Cumple con una adecuada seguridad vial.          | 0.40        |
| <b>TOTAL</b>      |                        |   |   |  |  | <b>1</b>    |

Con el propósito de determinar la evaluación total del servicio de vialidad, se presenta a continuación la tabla 5 con tres rangos donde se califica cada parámetro en función de la revisión de artículos y criterios.

**Tabla 5:** Nivel de Servicio de vialidad

| Ponderación              | Descripción                     |
|--------------------------|---------------------------------|
| De 0.75 a 1              | Servicio de vialidad adecuado   |
| Entre 0.5 y menor a 0.75 | Servicio de vialidad regular    |
| Menor a 0.5              | Servicio de vialidad inadecuado |

## 3. RESULTADOS

### 3.1. Conectividad Vial

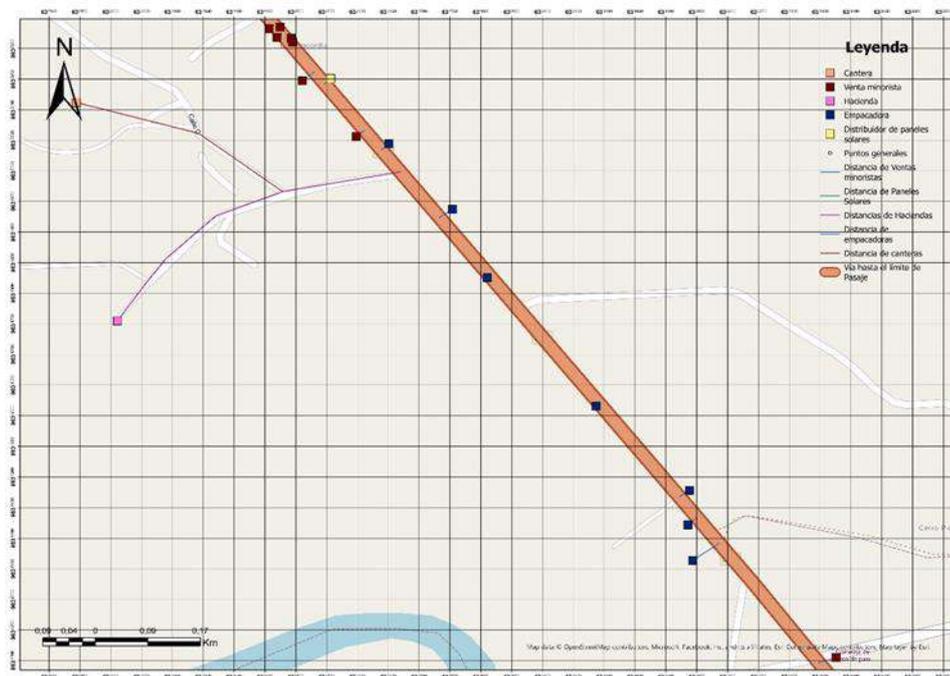
Para la evaluación de este indicador se relacionan las variables de uso de suelo y el diseño geométrico de la vía. Mediante el uso de suelo se encontró que la mayoría de los sitios importantes se localizan a distancias considerables, lo que dificulta su acceso y puede disminuir la interacción entre los usuarios y estos lugares. Por otro lado, a través del TPDA se clasificó la vía mediante el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), esta clasificación no corresponde con el diseño geométrico actual, ya que no concuerda con las características necesarias para ser considerada una Autovía (AV1). Esto implica que no se cuenta con calzadas separadas para cada sentido de circulación y la limitación de accesos a las propiedades colindantes se ve afectada por la presencia de viviendas cercanas a la vía. En consecuencia, la conectividad vial existente no es adecuada, por lo que tendrá una ponderación de 0.

A continuación, se detallan los datos obtenidos en el uso del suelo para ampliar la información mencionada anteriormente. Mediante el software AutoCAD se determinó que a lo largo del eje vial existen 446939.49 m<sup>2</sup> de plantaciones de banano y cacao, asimismo, se contabilizaron 191 viviendas residenciales tomando en cuenta la zona de influencia considerada. Por otro lado, se registraron datos de las diferentes categorías y se encontraron dos escuelas públicas, tres mecánicas, una vulcanizadora, un GAD parroquial, una peladora de pollo, dos canteras de material pétreo, un distribuidor de paneles solares, 30 empacadoras, 14 haciendas, tres canchas múltiples, una casa comunal, un parque, una biblioteca, un espacio de tenencia política, un gimnasio, tres iglesias, dos auto hoteles, un centro de hipo terapia, 17 tiendas y restaurantes, cuatro paradas de buses, tres centros de acopio de cacao y banano, una recicladora, un garaje de cabezales y un depósito de puntales de banano. Los lugares antes mencionados fueron considerados los más importantes y los que representan el mayor flujo peatonal a lo largo de la vía por lo que se optó por no limitar la búsqueda a la faja de 30 m.



**Figura 2:** Extracción del uso del suelo dentro de una zona de influencia de 30 m

Adicionalmente, se ha identificado un total de 98 lugares relevantes a lo largo de la vía, considerando distancias que van desde los 5 hasta los 800 m. De este total, el 48.98% corresponde a 48 lugares que se encuentran ubicados a una distancia de 5 a 20 m del eje vial y son considerados cercanos a la vía, mientras que el 51.02% les pertenecen a los 50 lugares que se encuentra en un rango de 20 a 800 m. Esta información fue relevante ya que permitió identificar los lugares de mayor interés y su relación con la vía en cuestión.



**Figura 3:** Distancias de lugares próximos a la vía

Para determinar el Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) se utilizó la información recolectada por los contadores vehiculares durante los tres días de aforo. Los resultados indican que en la dirección de Pasaje al Guabo se tiene un TPDA de 6293 vehículos y se proyecta un tráfico futuro de 12198 vehículos, categorizando la vía como una Autovía (AV1) según la clasificación de la MTOP. En la dirección opuesta, de Guabo a Pasaje, se obtuvo un TPDA de 4544 vehículos y se proyecta un tráfico futuro de 9296 vehículos, siendo categorizada como una Autovía (AV1). Para el cálculo del tráfico futuro se utilizó el tráfico asignado obtenido a partir del TPDA, una tasa de crecimiento que depende del tipo de vehículo y un periodo de proyección de 20 años.

### 3.1.1. Importancia De La Vía

La superficie total de la vía E584 Pasaje – El Guabo, considerando la faja de 30 m de ancho, es de 701206.69 m<sup>2</sup>. Del total, 446939.49 m<sup>2</sup> correspondiente al 63.74% se compone de zonas agrícolas con plantaciones de banano y cacao, mientras que la superficie restante está ocupada por zonas comerciales, residenciales y terrenos baldíos; lo cual refleja que la vía de estudio está fuertemente influenciada por la extensa zona agrícola que la rodea. De la misma forma, tomando en consideración que cuenta con una gran afluencia de vehículos, y que desempeña un papel fundamental al conectar dos importantes cantones y cinco comunidades rurales, dentro de las cuales se encuentran lugares de gran relevancia que generan un gran flujo de personas, la convierte en una ruta esencial ya sea para el transporte o la comercialización de productos. Por estas razones, se le otorga el puntaje máximo de 0.15 que le corresponde a este indicador.

### 3.2. Índice De Peligrosidad

Los datos recopilados en campo de las zonas laterales se presentan en detalle en la tabla 6. Estos datos resultan indispensables para evaluar y determinar el nivel de peligrosidad de la carretera. La información contenida en esta tabla proporciona aspectos relevantes de las zonas laterales.

**Tabla 6:** Resultado del Índice de peligrosidad

| Sección | # Tramos | Despeje (m) | Barreras | Obstáculos (#)  | Distancias a obstáculos |
|---------|----------|-------------|----------|---|-------------------------|
| Rectas  | 18       | 0 – 5.3     | No       | Árbol (23), Zanja (17), Poste (120), Rocas (7), Plantaciones de banano y cacao (228765.54 m <sup>2</sup> ), Linderos (11), Casas (43), Cerramientos o muros (18)          | Menos de 3 m            |
| Curvas  | 17       | 0 – 10      | No       | Árbol (24), Zanja (9), Poste (51), Cúmulos de rocas (25), Plantaciones de banano y cacao (57945.07 m <sup>2</sup> ), Linderos (10), Casas (31), Cerramientos o muros (3). | Menos de 3 m            |

En base al índice RHR se determinó la clasificación del peligro de la carretera, alcanzando un puntaje de nivel 6 que hace alusión a una peligrosidad alta, por tal motivo, tendrá una valoración de 0. Este nivel de peligrosidad se caracteriza por diversos parámetros, como un despeje lateral menor a 1.5 m, ausencia de barreras de protección y la presencia de obstáculos rígidos. Es importante mencionar que a partir de los datos de uso de suelo se determina la influencia predominante de las zonas agrícolas, en donde las plantaciones de banano y cacao, se destacan de los obstáculos mencionados en la tabla 6, ya que se encuentran muy próximas a la vía. Esta cercanía reduce significativamente el espacio disponible para maniobrar y recuperar el control de un vehículo en caso de pérdida de estabilidad.

### 3.3. Seguridad Vial

Para determinar la seguridad vial se consideraron los siguientes parámetros: distancia de visibilidad, velocidad, radios de curvas, señaléticas, barreras de protección y ancho de carril. Estos elementos geométricos se evaluaron tomando en cuenta la perspectiva del usuario y datos de las zonas laterales. La encuesta abordó seis preguntas, cada una de ellas correspondía a los parámetros evaluados, y fueron realizadas a conductores que circulan diariamente por la vía en cuestión, lo que garantiza que sus respuestas reflejan la situación actual de la misma. De un total de 68 personas encuestadas, 60 fueron hombres (88%) y 8 mujeres (12%). Los participantes contaban con experiencia de conducción de 1 a 50 años y edades comprendidas entre los 20 y 80 años.

#### 3.3.1. Distancia De Visibilidad

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana Vial (NEVI – 12) para una velocidad de diseño de 60 km/h la distancia de visibilidad de parada debe estar dentro del rango de 74 a 85 m. Mediante el software AutoCAD se determinó que geoméricamente 13 de las curvas no cumplen con lo establecido en la normativa. De la misma manera, con los datos de la inspección directa de las zonas laterales se identificó que 11 curvas no tienen despeje lateral, lo que resulta en una visibilidad inadecuada debido al crecimiento de maleza en los bordes de la carretera. Asimismo, las otras seis curvas restantes cuentan con un despeje lateral de solo 1.5 m, lo cual no es suficiente para garantizar una buena visibilidad y seguridad vial. Además de lo anterior, al preguntar sobre la distancia de visibilidad en las curvas, se encontró que el 52% de los encuestados consideraron que esta distancia es poca, mientras que el 35% opinaron que es nula y tan solo el 13% afirmaron que la distancia es buena, de tal manera se tiene congruencia entre las tres fuentes de evaluación.

#### 3.3.2. Velocidad

Siguiendo con los resultados de las encuestas, enfocados esta vez en la velocidad, se obtuvo que el 44% de los conductores toman las curvas dentro de un rango de 50 – 60 km/h, mientras que el 28% conducen con una velocidad menor a 50 km/h y el 28% restante mayor a 60 km/h. Al contrastar esta información con los datos proporcionados por el contador vehicular, se identificó que las velocidades de diseño que corresponden al percentil 85% de Pasaje al Guabo es de 66 km/h y en la dirección opuesta El Guabo- Pasaje es de 52 km/h. Realizando un promedio entre ambas velocidades, se obtuvo una velocidad de 59 km/h, lo que confirma que la mayoría de los conductores circulan dentro del rango registrado por el contador.

#### 3.3.3. Radios De Curvas

Las NEVI 12, establecen una recomendación mínima para el radio de las curvas en función de las velocidades de diseño y los peraltes. Con una velocidad de diseño de 59 km/h y un peralte máximo de 4%, el radio mínimo recomendado es de 145 m. Para determinar si las curvas de la vía cumplen con lo establecido en el reglamento, se midió con precisión los radios de curvatura, utilizando el software AutoCAD y se realizó un análisis comparativo, obteniendo que, de las 17 curvas de la carretera, solamente cuatro no cumplen con la normativa. En cambio, los resultados de la encuesta sobre la peligrosidad de las curvas revelaron que el 69% de los conductores consideran que son muy peligrosas, mientras que el 29% las encuentran poco peligrosas y solo el 2% asegura que no son peligrosas. Aunque la mayoría de las curvas cumplen con el radio mínimo recomendado, los conductores perciben que estas son muy peligrosas debido a factores externos, tales como las distancias de visibilidad, el despeje lateral y la presencia de obstáculos laterales en la vía.



**Figura 4:** Radios de curvas medidos en AutoCAD

### 3.3.4. Señaléticas

Durante la inspección visual realizada, se observó que algunas de las señaléticas horizontales y verticales no están presentes o tienen un nivel de deterioro alto. Por otro lado, a través de otra pregunta planteada en la encuesta acerca de la señalización en la vía, el 93% de los conductores han expresado que hay una escasez de estas señales y que las pocas disponibles no son suficientes. Con estos datos obtenidos, se ha confirmado que las señaléticas existentes en la carretera están en mal estado y que hay algunas señales faltantes que son importantes para garantizar la seguridad en la conducción.

### 3.3.5. Barreras De Protección Y Ancho De Carril

Con respecto a las barreras de protección, según los resultados de la observación realizada en las zonas laterales se evidenció la inexistencia de estos elementos a lo largo de la vía. Esto concuerda con la última pregunta relacionada a la seguridad vial, donde los encuestados expresaron que es necesario implementar barreras y protecciones laterales en la vía de estudio para asegurar la seguridad de los usuarios. La incorporación de estos dispositivos no solo aumenta la seguridad, sino que también proporciona una sensación de confianza y tranquilidad a los conductores que transitan por la zona.

En cuanto al ancho de carril, el Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN) de Señalización Vial establece que para una velocidad de 50 a 90 km/h, el ancho de carril adecuado está entre 3 y 3.50 m. Por lo tanto, el ancho actual de 3.70 m cumple con los estándares establecidos por la normativa. Para el análisis del indicador de seguridad vial, es importante tener en cuenta que los parámetros de barreras de protección y ancho de carril pueden variar según la vía que se esté analizando y la percepción del usuario.

En la tabla 7 se resumen los resultados de la evaluación de seguridad vial y con los criterios establecidos se identificó que la vía cumple con tres parámetros de seguridad y no cumple con otros tres. Obteniendo que la vía cuenta con un nivel de seguridad vial medio, por lo que se le otorga un valor de 0.20 a este indicador.

**Tabla 7:** Resultados de la evaluación de Seguridad vial

| Indicador      | Parámetro                | Definición  | Cumple/No Cumple |
|----------------|--------------------------|---|------------------|
| Seguridad vial | Distancia de visibilidad | Distancia límite a la que un vehículo visualiza a otro objeto.                            | No               |
|                | Velocidad                | Velocidad de diseño con la que el conductor transita por la vía conservando su seguridad. | Si               |
|                | Radio de curva           | Radios de curvas medidos a lo largo de la carretera.                                      | Si               |
|                | Señales de tráfico       | Presencia y nivel de deterioro de las señaléticas.  | No               |
|                | Barreras de protección   | Presencia de barreras de protección al borde de la vía.                                   | No               |
|                | Ancho de carril          | Anchos de carril medidos a lo largo de la carretera.                                      | Si               |

Considerando cuidadosamente las variables previamente jerarquizadas de forma analítica, se realizó un exhaustivo análisis para determinar si cada indicador cumple con los criterios establecidos. En la tabla 8 se presentan los resultados de las evaluaciones, donde cada indicador fue calificado de acuerdo con las ponderaciones asignadas.

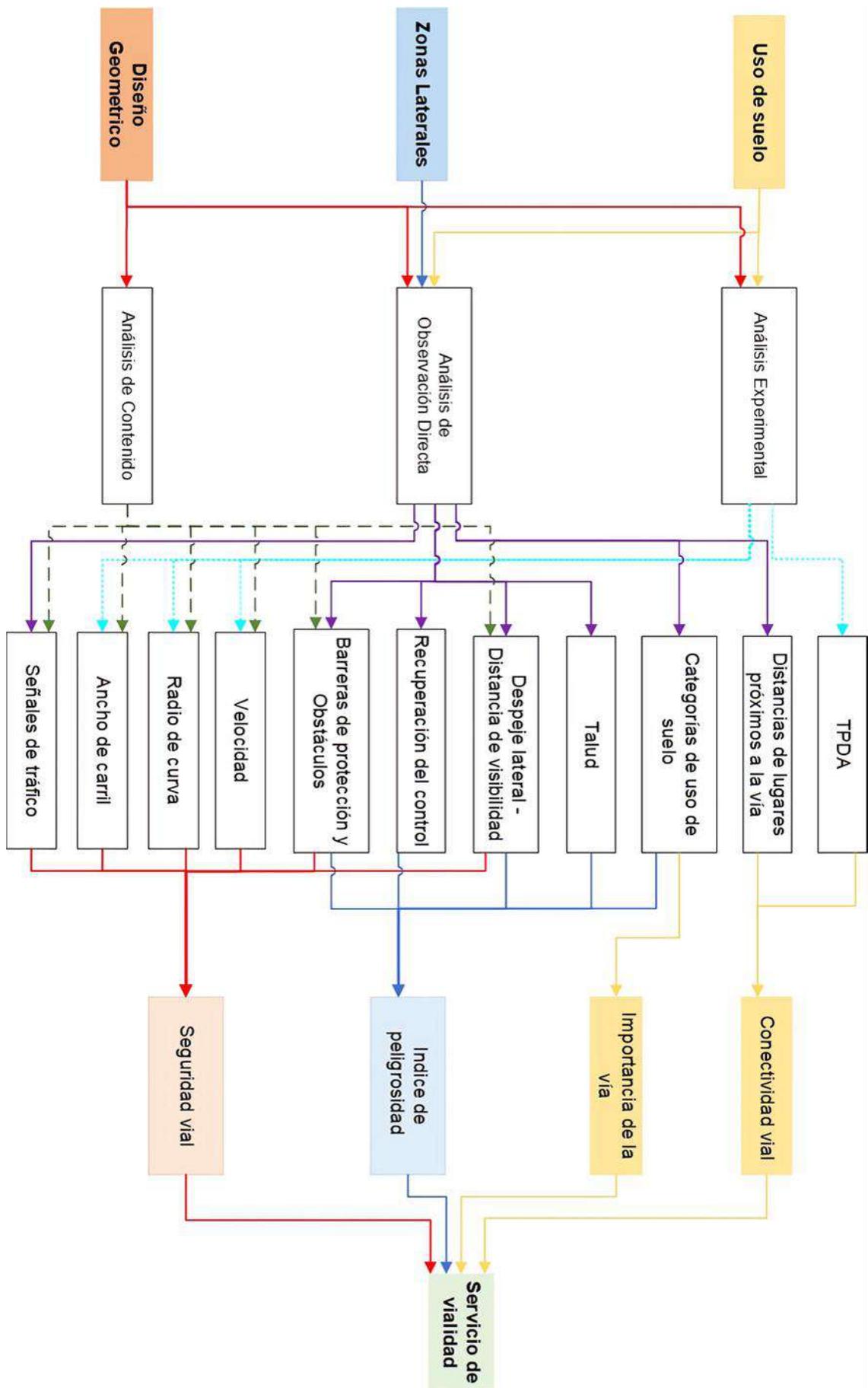
**Tabla 8:** Resultados de la evaluación de carreteras

| Proceso           | Indicador              | Definición   | Cumple                  | Ponderación |
|-------------------|------------------------|--|-------------------------|-------------|
| Uso del suelo     | Importancia de la vía  | Grado de importancia analizado mediante las áreas de terreno utilizadas para diversos fines que se encuentran a lo largo de la vía.                    | Si                      | 0.15        |
|                   | Conectividad vial      | Clasificación obtenida por el TPDA y distancias para llegar a los lugares importantes de manera rápida y eficiente.                                    | No                      | 0           |
| Zonas laterales   | Índice de peligrosidad | Nivel de peligrosidad presente en la vía.  | No                      | 0           |
| Diseño geométrico | Seguridad vial         | Evaluación de los siguientes parámetros: distancia de visibilidad, radios de curvas, señaléticas, velocidad, barreras de protección y ancho de carril. | Si, cumple parcialmente | 0.20        |
| <b>TOTAL</b>      |                        |  |                         | 0.35        |

Utilizando la metodología propuesta se alcanza un valor de ponderación final de 0.35, lo que evidencia que los usuarios de la vía E584 Pasaje – El Guabo reciben un inadecuado servicio de vialidad.

**Tabla 9:** Resultado del Servicio de vialidad

| Ponderación | Descripción                     |
|-------------|---------------------------------|
| Menor a 0.5 | Servicio de vialidad inadecuado |



**Figura 5:** Propuesta Metodológica

En la figura 5, se presentan los procesos técnicos que forman parte de la propuesta metodológica. El uso del suelo se centra en el indicador de importancia de la vía, identificando y considerando las categorías de uso de suelo que tienen una mayor influencia en la zona. La relación entre el uso de suelo y diseño geométrico se enfoca en el indicador de conectividad vial, estableciendo la relación entre las distancias de los lugares con mayor flujo peatonal a la carretera y la clasificación de la vía según la normativa MTOP obtenida a partir del Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA). Por otro lado, el uso de suelo y las zonas laterales se conectan a través del indicador del índice de peligrosidad, el cual vincula la categoría de uso de suelo que predomina dentro de la faja vial con los obstáculos presentes en los costados de la vía. En cambio, el diseño geométrico y las zonas laterales se vinculan mediante el indicador de seguridad vial, comparando los parámetros de las características geométricas de la carretera como distancia de visibilidad, radios de curvas, velocidad, barreras, ancho de carril y señaléticas, con la perspectiva del usuario, la normativa vigente y las variables de las zonas laterales como el despeje lateral y la presencia de barreras de protección. Por lo tanto, con los cuatro indicadores se obtiene como resultado el servicio de vialidad que reciben los usuarios de una determinada vía, esta evaluación es importante porque permite determinar las deficiencias que presenta una carretera y con ello establecer propuestas para mejorarlas.

## 4. CONCLUSIONES

La investigación realizada ha sido respaldada por varios artículos que han abordado criterios claves como el uso de suelo, las zonas laterales y el diseño geométrico. Estos aspectos han sido fundamentales en el desarrollo de la metodología para el diseño geométrico sostenible de ejes viales en vías intercantonales. Además, se identificaron los aspectos que afectan el servicio de vialidad mediante el análisis de diversos indicadores, como la importancia de la vía, la conectividad vial, el índice de peligrosidad y seguridad vial. Este último indicador abarcó varios elementos relacionados con el diseño geométrico, como la distancia de visibilidad, la velocidad, los radios de curva, las señales de tráfico, las barreras de protección y el ancho de carril. Al evaluar estos parámetros, se podrá determinar si la vía requiere mejoras en términos de diseño para reducir su nivel de peligro y obtener un tráfico eficiente.

Con la metodología de diseño geométrico de carreteras propuesta se evaluó la vía e584 pasaje - el guabo y se obtuvo como resultado una ponderación de 0.35, lo cual indica que los usuarios reciben un inadecuado servicio de vialidad. Se identificaron problemas en cuanto a la conectividad vial, ya que los puntos con mayor flujo peatonal se encuentran a distancias considerables, dificultando su accesibilidad. En el análisis de las zonas laterales se constató que un vehículo no sería capaz de recuperar el control en caso de pérdida de estabilidad. Por último, se determinó que la vía es parcialmente segura debido a la insuficiente distancia de visibilidad, la ausencia de barreras de protección y la falta de señalización adecuada. Estas deficiencias se aprecian claramente a través de los indicadores utilizados en la evaluación, por lo tanto, la validez de la metodología se respalda al demostrar su capacidad para detectar y abordar las deficiencias existentes en el diseño de las carreteras.

Considerando las características del entorno, el uso de suelo y las expectativas de los usuarios, se pueden tomar decisiones adecuadas que minimicen los impactos ambientales, maximicen la eficiencia y desarrollen propuestas que contribuyan al mejoramiento del servicio de vialidad y a la seguridad de los conductores.

Esta metodología procura un equilibrio entre el desarrollo económico y social, así como la mejora de la experiencia de los usuarios, lo que a su vez contribuye a que el diseño geométrico sostenible de ejes viales sea apropiado para las comunidades y el entorno en general.

1. S. S. Pulugurtha and S. Mathew, "Modeling AADT on local functionally classified roads using land use, road density, and nearest nonlocal road data," *Journal of Transport Geography*, vol. 93, May 2021, doi: 10.1016/j.jtrangeo.2021.103071.
2. M. P. Bobermin, M. M. Silva, and S. Ferreira, "Driving simulators to evaluate road geometric design effects on driver behaviour: A systematic review," *Accident Analysis and Prevention*, vol. 150, Feb. 2021, doi: 10.1016/j.aap.2020.105923.
3. S. A. R. Shah and N. Ahmad, "Road infrastructure analysis with reference to traffic stream characteristics and accidents: An application of benchmarking based safety analysis and sustainable decision-making," *Applied Sciences (Switzerland)*, vol. 9, no. 11, Jun. 2019, doi: 10.3390/app9112320.
4. Y. Wang, W. Y. Szeto, K. Han, and T. L. Friesz, "Dynamic traffic assignment: A review of the methodological advances for environmentally sustainable road transportation applications," *Transportation Research Part B: Methodological*, vol. 111, pp. 370–394, May 2018, doi: 10.1016/j.trb.2018.03.011.
5. M. H. Islam, L. Teik Hua, H. Hamid, and A. Azarkerdar, "Relationship of Accident Rates and Road Geometric Design," *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, vol. 357, no. 1, Nov. 2019, doi: 10.1088/1755-1315/357/1/012040.
6. D. Llopis Castelló, A. M. Pérez Zuriaga, F. J. Camacho Torregrosa, and A. García, "Impact of horizontal geometric design of two-lane rural roads on vehicle co2 emissions," *Transportation Research Part D: Transport and Environment*, vol. 59, pp. 46–57, Mar. 2018, doi: 10.1016/j.trd.2017.12.020.
7. H. Jeong and Y. Liu, "Effects of non-driving-related-task modality and road geometry on eye movements, lane-keeping performance, and workload while driving," *Transportation Research Part F: Traffic Psychology and Behaviour*, vol. 60, pp. 157–171, Jan. 2019, doi: 10.1016/j.trf.2018.10.015.
8. B. Wang, S. Hallmark, P. Savolainen, and J. Dong, "Examining vehicle operating speeds on rural two-lane curves using naturalistic driving data," *Accident Analysis and Prevention*, vol. 118, pp. 236–243, Sep. 2018, doi: 10.1016/J.AAP.2018.03.017.
9. K. F. (Ken) Wu and T. Lin, "Investigating the effects of travel lane configuration and lane width on traffic safety where powered-two-wheelers (PTWs) share with larger vehicles: A micro perspective," *Accident Analysis and Prevention*, vol. 172, Jul. 2022, doi: 10.1016/J.AAP.2022.106682.
10. Á. Arcos García, J. A. Álvarez García, and L. M. Soria Morillo, "Evaluation of deep neural networks for traffic sign detection systems," *Neurocomputing*, vol. 316, pp. 332–344, Nov. 2018, doi: 10.1016/J.NEUCOM.2018.08.009.
11. D. Babić and T. Brijs, "Low cost road marking measures for increasing safety in horizontal curves: A driving simulator study," *Accident Analysis and Prevention*, vol. 153, p. 106013, Apr. 2021, doi: 10.1016/J.AAP.2021.106013.
12. J. I. Rivera and T. Echaveguren, "Un índice de peligrosidad para zonas laterales de carreteras de dos carriles," *Dyna (Medellin)*, vol. 81, no. 184, pp. 55–61, 2014, doi: 10.15446/DYNA.V81N184.38929.
13. X. Ye, X. Wang, S. Liu, and A. P. Tarko, "Feasibility study of highway alignment design controls for autonomous vehicles," *Accident Analysis and Prevention*, vol. 159, p. 106252, Sep. 2021, doi: 10.1016/J.AAP.2021.106252.
14. E. Papadimitriou, A. Filtness, A. Theofilatos, A. Ziakopoulos, C. Quigley, and G. Yannis, "Review and ranking of crash risk factors related to the road infrastructure," *Accident Analysis and Prevention*, vol. 125, pp. 85–97, Apr. 2019, doi: 10.1016/J.AAP.2019.01.002.
15. D. Farooq, S. Moslem, and S. Duleba, "Evaluation of Driver Behavior Criteria for Evolution of Sustainable Traffic Safety," *Sustainability*, vol. 11, no. 11, Jun. 2019, doi: 10.3390/SU11113142.
16. Y. García Ramírez, J. Camacho, and J. Montoya, "Uso del modelo iRAP para evaluar la seguridad vial en carreteras de dos carriles en Ecuador," *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, vol. 4, no. 1, pp. 7–23, Jul. 2021, doi: 10.22206/CYAP.2021.V4I1.PP7-23.
17. L. Xie, C. Wu, N. Lyu, and Z. Duan, "Studying the effects of freeway alignment, traffic flow, and sign information on subjective driving workload and performance," *Advances in Mechanical Engineering*, vol. 11, no. 5, pp. 37–49, May 2019, doi: 10.1177/1687814019853925.
18. A. Dhankutea and M. Parida, "Risk Analysis of Rural Four Lane Divided Highway Based on Risk Index Determination By Road Safety Audit," *Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies*, vol. 13, pp. 1927–1947, Dec. 2019, doi: 10.11175/EASTS.13.1927.
19. S. Das and I. Tsapakis, "Interpretable machine learning approach in estimating traffic volume on low-volume roadways," *International Journal of Transportation Science and Technology*, vol. 9, no. 1, pp. 76–88, Mar. 2020, doi: 10.1016/J.IJTST.2019.09.004.
20. A. Sfyridis and P. Agnolucci, "Annual average daily traffic estimation in England and Wales: An application of clustering and regression modelling," *Journal of Transport Geography*, vol. 83, p. 102658, Feb. 2020, doi: 10.1016/J.JTRANGEO.2020.102658.

21. B. Farahmand and A. M. Boroujerdian, "Effect of road geometry on driver fatigue in monotonous environments: A simulator study," *Transportation Research Part F: Traffic Psychology and Behaviour*, vol. 58, pp. 640–651, Oct. 2018, doi: 10.1016/j.trf.2018.06.021.
22. X. Wen, Y. Xie, L. Wu, and L. Jiang, "Quantifying and comparing the effects of key risk factors on various types of roadway segment crashes with LightGBM and SHAP," *Accident Analysis and Prevention*, vol. 159, p. 106261, Sep. 2021, doi: 10.1016/J.AAP.2021.106261.
23. P. E. Álvarez Perdomo, M. Tamayo Saborit, and J. L. Govea Vilcacundo, "Técnicas multivariadas: una contribución al análisis económico financiero en PYMES bananeras ecuatorianas," *Universidad y Sociedad*, vol. 14, no. 4, pp. 475–485, Sep. 2022, Accessed: Jun. 11, 2023. [Online]. Available: <https://rus.ucf.edu.cu/index.php/rus/article/view/3069>
24. T. G. Vega Armijos, H. Vite Cevallos, H. Carvajal Romero, and V. J. Garzón Montealegre, "Dependencia económica y social de la producción de banano orgánico en el sitio La Palestina, cantón El Guabo, período 2017-2020," *Revista Metropolitana de Ciencias Aplicadas*, vol. 4, no. S1, pp. 129–136, Jun. 2021, Accessed: Jun. 11, 2023. [Online]. Available: <http://remca.umet.edu.ec/index.php/REMCA/article/view/420>
25. M. Bassani, L. Catani, A. Salussolia, and C. Y. D. Yang, "A driving simulation study to examine the impact of available sight distance on driver behavior along rural highways," *Accident Analysis and Prevention*, vol. 131, pp. 200–212, Oct. 2019, doi: 10.1016/J.AAP.2019.07.00

# Application Of Operational Reliability Tools In The Evaluation Of Buildings

## Aplicación De Herramientas De La Confiabilidad Operacional En La Evaluación De Edificios

### Authors

**Liye Pérez Quiñones<sup>1</sup>, Marietta Llanes Pérez<sup>2</sup>, Alejandro López Llanusa<sup>3</sup>**

<sup>1</sup> Civil Engineer, MSc. Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. La Habana. Cuba. E- mail: [liyenpq@civil.cujae.edu.cu](mailto:liyenpq@civil.cujae.edu.cu)

<sup>2</sup> Civil Engineer, PhD. Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. La Habana. Cuba. E- mail: [marietta@civil.cujae.edu.cu](mailto:marietta@civil.cujae.edu.cu)

<sup>3</sup> Civil Engineer, PhD. Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. La Habana. Cuba. E- mail: [alo@civil.cujae.edu.cu](mailto:alo@civil.cujae.edu.cu)

### ABSTRACT

*As part of the investigation on the use of operational Reliability tools for the constructive technical evaluation of buildings, and after carrying out the first iteration in the adjustment of the Criticality Analysis, the Pareto Technique and the Impact Method, it was necessary to study the feasibility of application in built heritage. For the use of these tools, the component systems of the buildings to be evaluated were identified and the deterioration was surveyed through organoleptic inspections of each of the constituent elements. These adjusted methods were applied to the structural, non-structural and plumbing systems of three pavilions of the "Dr. Salvador Allende". Once these tools were applied, the characterization of each one by type of systems in the buildings was carried out, from which it turned out that the Criticality Analysis is better adjusted to the structural system, the Method of impacts to the non-structural system and the Technical from Pareto to the plumbing system.*

**Keywords:** *criticality analysis, application of assessment tools, characterization of assessment tools, impact method, Pareto technique*

### RESUMEN

*Como parte de la investigación sobre el empleo de herramientas de la Confiabilidad operacional para la evaluación técnica constructiva de edificios y después de realizar la primera iteración en el ajuste del Análisis de criticidad, la Técnica de Pareto y el Método de los impactos, fue necesario estudiar la viabilidad de aplicación en el patrimonio construido. Para el empleo de estas herramientas se identificaron los sistemas componentes de los edificios a evaluar y se realizó el levantamiento de los deterioros a través de inspecciones organolépticas a cada uno de los elementos constituyentes. Estos métodos ajustados fueron aplicados al sistema, estructural, no estructural e hidrosanitario de los pabellones Manuel Valle, José Antonio Echeverría y Rubén Martínez Villena del Hospital Dr. Salvador Allende. Una vez aplicadas estas herramientas, se realizó la caracterización de cada una por tipo de sistemas en los edificios, de lo que resultó, que el Análisis de criticidad se ajusta mejor al sistema estructural, el Método de los impactos al sistema no estructural y la Técnica de Pareto al sistema hidrosanitario.*

**Palabras claves:** *análisis de criticidad, aplicación de herramientas de evaluación, caracterización de herramientas de evaluación, método de los impactos, técnica de Pareto*

Nota Editorial: Recibido: Marzo 2023 Aceptado: Julio 2023

## 1. INTRODUCTION

Operational Reliability, as a continuous improvement process, it has not been used for the evaluation of built heritage, despite systematically incorporating advanced diagnostic tools, analysis methodologies and new technologies to optimize the management, planning, execution and control of the maintenance [1]. These tools are very useful to determine the more or less critical state of any system, they can even be applied to elements as simple as required [2] [3].

The Criticality Analysis, the Pareto Technique and the Impact Method are Operational Reliability tools that are proposed for the technical evaluation of the built heritage [4] [5]. These are applicable to determine the level of criticality that each deterioration detected in the building presents, an indicator that is quantifiable and, therefore, establishes a hierarchy in injuries, which allows the analysis of each system based on frequency, impact and the detectability of damage.

The study is carried out at the Clinical Surgical Hospital "Dr. Salvador Allende", known as Quinta La Covadonga. This hospital complex was built by Spanish immigrants for the well-off segment of the population. The facilities were built within the late 1800's and the early 1900's, and although not the totality of the original buildings are in place today, some were rebuilt before 1930 [6]. The site is characterized by being made up of pavilions, which are generally differentiated depending by function, although there is architectural and construction uniformity throughout the complex, and the pavilions are considered to be of patrimonial value.

The long years of operating time that the hospital presents, together with other factors, has unevenly taken its toll in the technical construction state, bringing with it the deterioration of structural and non-structural elements and plumbing networks, as well as functional impairment in many constructions.

In this work, the constructive technical evaluation of three buildings with similar characteristics and construction status- the "Manuel Valle", "José Antonio Echeverría" and "Rubén Martínez Villena" pavilions- , will be carried out through operational reliability tools: Criticality analysis, Impact method and Pareto Technique adjusted for the evaluation of structural, non-structural and plumbing systems of buildings (master's thesis). With this evaluation it is intended to verify the applicability of the tools and their most convenient use depending on the component systems of the analyzed structure.

## 2. IDENTIFICATION AND CHARACTERIZATION OF THE COMPONENT SYSTEMS

### 2.1. Structural System

This system is formed by a set of structural elements connected to each other to form the load-bearing structure of a building (foundations, columns, beams, eardrums, load-bearing walls, slabs and stairs).

The existing construction system in the three pavilions is the traditional system, with load-bearing brick walls, a porticoed portal with reinforced concrete columns, and a roof slab of the same material. No structural element is hidden. The structural system has been divided into subsystems for a better understanding and management of information, namely: foundations, roof slabs, beams, load-bearing walls, columns and stairs. The basement will not be analyzed due to the fact that certain areas are access-restricted.

The type of foundation existing in the pavilions is unknown, but its evaluation will be carried out taking into account the behavior of the superstructure. The roof of the three pavilions is made with flat concrete slabs reinforced with steel bars, working in one direction (see Figure 1). The beams are made up of two steel I profiles that support bricks until they meet the roof slab on the perimeter of the building and have a depth of 0.50 m. The load-bearing walls were built with ceramic bricks placed citaron. The buildings have two types of columns, circular with a diameter of 0.47 m and square with a side of 0.53 m, in both cases made of reinforced concrete with steel bars and 5.10 m high, as shown in the figure. Figure 2, located in the portals that surround each one of them. building. There are a variety of stairs between the pavilions, but only those that give access to the roof and the main access on the ground floor of these will be analyzed. The Rubén Martínez Villena building has a metal boat staircase and the Manuel Valle and José Antonio Echeverría pavilions have reinforced concrete spiral stairs that allow access to the roof, as shown in Figure 3.



**Figure 1.** Reinforced concrete slab



**Figure 2.** Columns



**Figure 3.** Spiral staircase

## 2.2. Non-Structural System

Set of non-structural construction elements directly related to each other or in their function of constituting the enclosure and finishing of the building (roof, waterproofing system, carpentry, partitions, cladding and floors).

The waterproofing system of the three buildings is made up of asphalt blankets placed on the grilled and welding system, the original system of the pavilions. In the case of the José A. Echeverría pavilion, the raincoat is protected with aluminum sheets and in the Manuel Valle and Rubén Martínez Villena pavilions the blanket is protected with mineral granules. The carpentry is resolved with wood and glass, both in the interior and exterior doors and windows of the three pavilions. The partitions are built with ceramic brick and covered with plaster, and in the intervened areas with fine plaster. The finish is made up of several layers of water-based paint. In addition, there are veneers in the lower parts and in the wet areas of walls and partitions; In general, ceramic appears as a solution for this type of finish. In the paving solutions of the pavilions original mosaics from the time of construction are still preserved and in the intervened areas porcelain and marble slabs were used to finish off the floors.



**Figure 4.** Asphalt blanket with granules



**Figure 5.** Carpentry



**Figure 6.** Porcelain tile floors

## 2.3. Plumbing System

Set of elements related directly to each other or in their function of supplying drinking water and evacuation of rainwater and wastewater from the building (water tanks, pipes, pumping equipment, distribution system, sanitary furniture, sifas, collection systems, treatment and sewage disposal).

This system belongs to the non-structural part of the building, but the decision to separate the sanitary installation from the rest of the non-structural elements is given by the complexity and diversity of the elements that make up the hydraulic, sanitary and rainwater networks in a building.

The hospital has cisterns in charge of the reserve for the water supply of all the areas, the pumping is carried out centrally, so the pavilions do not have a pumping system, only pipe drive for filling the elevated tanks. These compensation deposits are located on the roofs of the pavilions to guarantee the supply by gravity (Figure 7). In the three pavilions the distribution system is on the roof to feed the descending columns. Materials range from galvanized steel to polymers, used interchangeably in supply systems. The wet areas of the pavilions are made up of bathrooms and a pantry. Inside the bathrooms there are countertop sinks, drains, toilets (Figure 8) and shower cubicles. The Rubén Martínez Villena and Manuel Valle pavilions have a sink in the pantries. The evacuation system for water, rain and overflow from elevated tanks is through downpipes as shown in Figure 9, which are connected to the hospital storm drain for the three case studies.



Figure 7. Distributor and elevated tanks



Figure 8. Integral toilet



Figure 9. Downspouts

## 3. DAMAGE ASSESSMENT IN THE HALLS

The survey of deterioration was carried out from organoleptic inspections and based on the consultation of specialized bibliography on the subject. These inspections were carried out repeatedly on each of the roofs, facades and premises evaluated.

During the revisions, simple measuring instruments were used and the photographs taken reflected the conditions in which the inspected elements were found. To simplify data collection and processing, an identification code was created to assess the deficiencies of each system.

Similar deteriorations were observed in the systems inspected in the three pavilions, for a total of 125 lesions, 37 identified in the Manuel Valle pavilion, 48 in the José Antonio Echeverría pavilion and 40 injuries registered in the Rubén Martínez Villena pavilion. These are presented in table 1, organized by systems and pavilions. The generated codes are made up of the initial letter of the element or system to be evaluated and the deterioration identification number as shown below.

**Table 1.** Deteriorations identified by systems in each building

| Sistems   | Deterioration  | Code  | Pavilions    |                    |                        |
|---|--|-------|--------------|--------------------|------------------------|
|   |  |       | Manuel Valle | José A. Echeverría | Rubén Martínez Villena |
| Structural                                      | Vertical and transverse cracks                                     | C-01  | x            | x                  |                        |
|   | Efflorescence  | C-02  |              | x                  |                        |
|   | Loss of coating and exposure of reinforcing steel                  | C-03  |              |                    | x                      |
|   | Abofamientos   | L-01  | x            |                    |                        |
|   | Humidity stains  | L-02  |              | x                  | x                      |
|   | Leaks  | L-03  |              | x                  |                        |
|   | Loss of coating and exposure of reinforcing steel                  | L-04  |              |                    | x                      |
|   | Cracks and fissures  | V-01  |              | x                  |                        |
|   | Abofamientos   | M-01  | x            |                    |                        |
|   | Pealed on wall   | M-02  | x            |                    |                        |
|   | Humidity stains  | M-03  | x            | x                  | x                      |
|   | Leaks  | M-04  |              | x                  |                        |
|   | Efflorescence  | M-05  |              | x                  | x                      |
|   | Vertical crack   | M-06  |              | x                  |                        |
|   | Plant life   | M-07  |              |                    | x                      |
|   | Loss of coating and exposure of reinforcing steel                  | E-01  | x            | x                  |                        |
|   | Humidity stains  | E-02  | x            |                    |                        |
|   | Metal object attached to the ladder for no apparent reason         | E-03  | x            |                    |                        |
|   | Cracks and fissures  | E-04  |              | x                  |                        |
|   | No step  | E-05  |              | x                  |                        |
| Absence of railing                              | E-06   |       | x            |                    |                        |
| Non-structural                                  | Presence of damp, mold and waterlogging                            | SI-01 |              | x                  | x                      |
|   | Presence of vegetation   | SI-02 | x            | x                  | x                      |
|   | Poor adherence at the edges of the asphalt blanket                 | SI-04 | x            | x                  | x                      |
|   | Bagging of water and/or air  | SI-05 |              | x                  |                        |
|   | Deficiency in encounters with vertical elements                    | SI-06 | x            | x                  | x                      |
|   | Accumulation of waste, materials and debris on the asphalt blanket | SI-18 | x            | x                  | x                      |
|   | Presence of sharp objects on the asphalt blanket                   | SI-20 |              | x                  | x                      |
|   | Folds in the asphalt blanket                                       | SI-21 | x            | x                  | x                      |
|   | Cracks in asphalt blanket  | SI-22 | x            | x                  |                        |
|   | Detachment of mortar joints  | SI-23 | x            | x                  |                        |
|   | Loss, detachment, breakage or erosion of the clay slabs            | SI-24 | x            | x                  | x                      |
|   | Presence of vegetation in joints between clay slabs                | SI-25 |              | x                  | x                      |
|   | Abofamientos or flaking  | T-03  | x            | x                  | x                      |
|   | Humidity stains  | T-04  | x            | x                  | x                      |
|   | Vegetation growth  | T-05  |              |                    | x                      |
|   | Stains on ceramic tiles  | T-10  | x            | x                  | x                      |
|   | Loss, breakage or detachment of ceramic tiles                      | T-11  | x            | x                  | x                      |
|   | Wood chipping  | CP-01 | x            | x                  |                        |
|   | Glass breakage   | CP-04 |              | x                  | x                      |
|   | No lock  | CP-05 |              |                    | x                      |
| Detached, blunt, cracked and/or scratched tiles | P-04   | x     |              | x                  |                        |
| Stains on tiles                                 | P-06   | x     | x            | x                  |                        |
| Plumbing system                                 | Tanks without lid  | IH-01 |              | x                  |                        |
|   | Overflows of water tanks   | IH-02 |              | x                  | x                      |
|   | Poorly covered tanks   | IH-03 |              |                    | x                      |
|   | Leaks between pipes and fittings                                   | IH-05 |              | x                  |                        |
|   | Shower with leak   | IH-06 | x            | x                  |                        |
|   | Shower without arm and head  | IH-07 | x            | x                  | x                      |
|   | Faucet with spout  | IH-08 | x            | x                  | x                      |

## 4. APPLYING THE ADJUSTED TOOLS

In the study it was decided to apply the three tools to each of the component systems of the selected buildings, with the objective of determining which method is the most effective for the application in each type of system. The results obtained with each of the methods in the total number of systems analyzed are shown below.

### 4.1 Criticality Analysis

In the application of the Criticality Analysis tool, the frequency, impact and detectability indices were determined to determine the criticality index. As a result of this analysis, it was found that the most critical deterioration, of the total analyzed in the three pavilions, was IH-02 (Figure 10) with a criticality index equal to eight. The hierarchization of the deteriorations by systems analyzed showed that in the Manuel Valle building the deteriorations that stand out for their criticality index were "Damp stains" on walls and stairs, E-03 "Metallic object incorporated into the stairs for no reason apparent". It should be noted that although the damage with the highest criticality index results within the structural system of this pavilion, its value is four, so in none of these cases is it close to the maximum value of this index. The deteriorations with the highest indices of criticality in the non-structural and plumbing system of this building were P-04 (Figure 11), IS-06 "Failure of joints and unions" and IS-12 (Figure 12) in the sanitary network and IP -01 "Downpipes without protective balls" in the pluvial network.

In addition, the analysis was carried out, within this method, by the standard matrix for each pavilion, with which the criticality levels of the deteriorations identified in each building were determined (see Figures 13, 14 and 15).

The evaluation in the Manuel Valle Pavilion through the criticality analysis tool, showed that three of the deteriorations present high criticality, which represents 8.1%. These deteriorations were identified in the non-structural and plumbing system, specifically in the floors and in the sanitary installation. The state of deterioration of the floor slabs led to this classification of the injury "Detached, blunt, cracked and/or scratched slabs", identified as P-04. Injuries IS-06 "Failure of joints and unions" and IS-12 "Rupture in pipes" were classified as high level of criticality, mainly due to the impact that their existence generates in the building. In the cells corresponding to medium criticality, 13 deteriorations were located, for 35.1%; and 21 of the identified impairments present low criticality, which constitutes 56.8%.

The José Antonio Echeverría Pavilion, with the highest number of deteriorations of the three buildings, presented 6.3% of highly critical lesions, this value corresponding to lesions L-02 "Damp stains" on the structural slab, IH-05 "Leaks between pipes and accessories" in the hydraulic installation and IS-06 "Failure of joints and unions" of the sanitary network. Another 17 deteriorations were positioned in the medium criticality level cells and 28 obtained a low criticality classification.

Only one lesion with a high level of criticality was identified in the Rubén Martínez Villena Pavilion, P-04 "Detached, blunt, cracked and/or scratched slabs", belonging to the floor subsystem. As medium criticality, 13 deteriorations appear and 26 are classified with a low level of criticality.



**Figure 10.** Overflow of water tanks



**Figure 11.** Detached, blunt, cracked and/or scratched tiles



**Figure 12.** Break in pipes

| Criticality Matrix        |   | Impact Index   |                               |   |
|---------------------------|---|--|-------------------------------|---|
|                           |   | 1  | 2                             | 3   |
| Frequency Index           | 3 | C-01; L-01; E-01; CP-01; IP-01; IP-02                                      | P-04                          | I<br>S<br>-<br>0<br>6<br>:<br>I<br>S<br>-<br>1<br>2 |
|                           | 2 | M-01; M-02; E-03; SI-06; SI-24; T-03; T-10; IS-01; IS-02; IS-09            | M-03; E-02; T-04; T-11; IH-13 |   |
|                           | 1 | SI-02; SI-04; SI-18; SI-21; SI-22; SI-23; P-06; IH-07; IH-09; IS-04; IS-08 | IH-06; IH-08                  |   |
| <b>Criticality levels</b> |   |  |                               |   |
|                           |   | A= 3 (8.1%)  | M= 13 (35.1%)                 | B= 21 (56.8%)                                       |

Figure 13. Criticality matrix of the Manuel Valle Pavilion

| Criticality Matrix        |   | Impact Index  |   |   |
|---------------------------|---|---|---|---|
|                           |   | 1   | 2   | 3   |
| Frequency Index           | 3 | V-01; CP-01; P-06; IP-01  | L-02  | I<br>H<br>-<br>0<br>5<br>:<br>I<br>S<br>-<br>0<br>6 |
|                           | 2 | C-01; M-06; E-01; E-04; E-06; SI-21; SI-22; T-03; T-10; IS-01; IS-02; IS-09; IP-02                      | C-02; L-03; M-04; M-05; E-05; SI-01; T-04; T-11; IH-02; IH-06 |   |
|                           | 1 | SI-02; SI-04; SI-05; SI-06; SI-18; SI-20; SI-23; SI-24; SI-25; IH-01; IH-07; IH-09; IH-10; IS-03; IP-04 | M-03; CP-04; IH-08  |   |
| <b>Criticality levels</b> |   |   |   |   |
|                           |   | A= 3 (6.3%)   | M= 17 (35.4%)   | B= 28 (58.3%)                                       |

Figure 14. Criticality matrix of the José A. Echeverría Pavilion

| Criticality Matrix        |   | Impact Index  |   |             |
|---------------------------|---|---|---|-------------|
|                           |   | 1   | 2                                       | 3           |
| Frequency Index           | 3 | C-03; CP-05; IP-01  | P-04                                    |             |
|                           | 2 | L-04; M-07; SI-06; SI-20; SI-24; T-03; IH-10; IH-12; IS-01; IS-02   | L-02; M-03; M-05; T-04                  |             |
|                           | 1 | SI-02; SI-04; SI-18; SI-21; SI-25; T-05; T-10; P-06; IH-03; IH-07; IH-09; IH-11; IS-05; IS-10; IP-02; IP-04 | SI-01; T-11; CP-04; IH-02; IH-08; IP-03 |             |
| <b>Criticality levels</b> |   |   |   |             |
|                           |   | A= 1 (2.5%)   | M= 13 (32.5%)                           | B= 26 (65%) |

Figure 15. Criticality matrix of the Rubén Martínez Villena Pavilion

## 4.2. Pareto Technique

In the application of the tool, the analysis was carried out by the frequency of occurrence of the identified deteriorations and by the impact they generate in the building, for which two classifications are obtained for the same injury and the category of damage was selected as a criterion. . higher criticality. It should be noted that this tool yields three categories A, B and C, but for the analysis and comparison with the rest of the tools, it is proposed to standardize category A at the High level of criticality (A), B at the medium level of criticality (M). and C at the low level of criticality (B). In the Manuel Valle Pavilion, the eight deteriorations identified in the structural system present a high level of criticality according to the Pareto technique, which represents 100%. More than 67% of the deteriorations identified in the non-structural system of this building were classified as highly critical and in the case of the plumbing system, 9 of the 14 existing deteriorations were classified as highly critical. The results obtained, for the José Antonio Echeverría Pavilion, through this tool, were: 11 deteriorations with high criticality in the structural system, deterioration of the non-structural system with a high criticality classification, 13, and 10 in the plumbing system of the 16 The deficiencies identified were highly critical. In the Rubén Martínez Villena Pavilion, the percentages of deterioration classified with high criticality based on the analysis of the Pareto technique are also high, behaving as follows: in the structural system 83% of the deterioration, in the non-structural system obtained 72% and in the plumbing system 81% of the total identified.

## 4.3. Impact Method

With the analysis of the technical, economic and functional parameters of the impact method, there were few deteriorations that obtained the classification of high criticality, prevailing those classified with the medium level. In the Manuel Valle pavilion, six of the deteriorations identified in the structural system obtained medium criticality out of a total of eight, while in the non-structural system nine were classified in this category and six with low criticality. Medium criticality also obtained 12 of the 14 deteriorations identified in the plumbing system.

In the structural system of the José Antonio Echeverría Pavilion, the classification was distributed as follows: four deteriorations with high criticality, eight with medium criticality and four with low criticality. In the non-structural system, 11 of the 19 lesions were classified with medium criticality and eight with low criticality. While in the plumbing system, the medium criticality classification prevailed in 12 of the 16 identified deteriorations and the rest remained low criticality.

In the Rubén Martínez Villena Pavilion, no deterioration was classified with high criticality based on the analysis with this method. Medium criticality obtained five deteriorations of the structural system of the six identified, 13 of the 18 found in the non-structural system and in the plumbing system nine of a total of 16 deteriorations were also classified in this category. The rest of the damage found in the building has low criticality. After carrying out the analysis applying the three tools, Table 2 was constructed to determine the disparity between the methods, which offers a vision of the applicability of the methods when comparing them.

| Manuel Valle Pavilion |                      |                  |               | José A. Echeverría Pavilion |                      |                  |               | Rubén Martínez Villena Pavilion |                      |                  |               |
|-----------------------|----------------------|------------------|---------------|-----------------------------|----------------------|------------------|---------------|---------------------------------|----------------------|------------------|---------------|
| Deterioration (Code)  | Criticality analysis | Pareto technique | Impact method | Deterioros (Code)           | Criticality analysis | Pareto technique | Impact method | Deterioros (Code)               | Criticality analysis | Pareto technique | Impact method |
| C-01                  | M                    | A                | B             | C-01                        | B                    | A                | A             | C-03                            | M                    | A                | M             |
| L-01                  | M                    | A                | M             | C-02                        | M                    | A                | M             | L-02                            | M                    | A                | M             |
| M-01                  | B                    | A                | M             | L-02                        | A                    | A                | M             | L-04                            | B                    | A                | M             |
| M-02                  | B                    | A                | M             | L-03                        | M                    | A                | A             | M-03                            | M                    | A                | M             |
| M-03                  | M                    | A                | M             | V-01                        | M                    | A                | B             | M-05                            | M                    | A                | M             |
| E-01                  | M                    | A                | M             | M-03                        | M                    | A                | M             | M-07                            | B                    | B                | B             |
| E-02                  | M                    | A                | M             | M-04                        | M                    | A                | M             | SI-01                           | M                    | A                | M             |
| E-03                  | B                    | A                | B             | M-05                        | M                    | A                | M             | SI-02                           | B                    | M                | M             |
| SI-02                 | B                    | B                | M             | M-06                        | B                    | A                | A             | SI-04                           | B                    | A                | M             |
| SI-04                 | B                    | A                | M             | E-01                        | B                    | A                | M             | SI-06                           | B                    | A                | M             |
| SI-06                 | B                    | A                | M             | E-04                        | B                    | M                | A             | SI-18                           | B                    | A                | B             |
| SI-18                 | B                    | A                | B             | E-05                        | M                    | A                | M             | SI-20                           | B                    | A                | B             |
| SI-21                 | B                    | A                | M             | E-06                        | B                    | M                | M             | SI-21                           | B                    | A                | M             |
| SI-22                 | B                    | A                | A             | SI-01                       | M                    | A                | M             | SI-24                           | B                    | A                | M             |
| SI-23                 | B                    | A                | B             | SI-02                       | B                    | M                | M             | SI-25                           | B                    | B                | M             |
| SI-24                 | B                    | A                | M             | SI-04                       | B                    | A                | M             | T-03                            | B                    | A                | M             |
| T-03                  | B                    | M                | M             | SI-05                       | B                    | A                | B             | T-04                            | M                    | A                | M             |
| T-04                  | M                    | A                | M             | SI-06                       | B                    | A                | M             | T-05                            | B                    | M                | B             |
| T-10                  | B                    | M                | B             | SI-18                       | B                    | A                | B             | T-10                            | B                    | M                | B             |
| T-11                  | M                    | A                | M             | SI-20                       | B                    | M                | B             | T-11                            | M                    | A                | M             |
| CP-01                 | M                    | M                | B             | SI-21                       | B                    | A                | M             | CP-04                           | M                    | A                | M             |
| P-04                  | A                    | A                | M             | SI-22                       | B                    | A                | A             | CP-05                           | M                    | A                | M             |
| P-06                  | B                    | B                | B             | SI-23                       | B                    | A                | B             | P-04                            | A                    | A                | M             |
| IH-06                 | M                    | A                | M             | SI-24                       | B                    | A                | M             | P-06                            | B                    | M                | B             |
| IH-07                 | B                    | M                | M             | SI-25                       | B                    | B                | M             | IH-02                           | M                    | A                | M             |
| IH-08                 | M                    | A                | M             | T-03                        | B                    | A                | M             | IH-03                           | B                    | A                | B             |
| IH-09                 | B                    | M                | M             | T-04                        | M                    | A                | M             | IH-07                           | B                    | A                | M             |
| IH-13                 | M                    | A                | M             | T-10                        | B                    | M                | B             | IH-08                           | M                    | A                | M             |
| IS-01                 | B                    | M                | B             | T-11                        | M                    | A                | M             | IH-09                           | B                    | A                | M             |
| IS-02                 | B                    | M                | M             | CP-01                       | M                    | M                | B             | IH-10                           | B                    | A                | B             |
| IS-04                 | B                    | M                | M             | CP-04                       | M                    | A                | M             | IH-11                           | B                    | M                | B             |
| IS-06                 | A                    | A                | M             | P-06                        | M                    | M                | B             | IH-12                           | B                    | A                | M             |
| IS-08                 | B                    | A                | M             | IH-01                       | B                    | B                | B             | IS-01                           | B                    | M                | B             |
| IS-09                 | B                    | A                | M             | IH-02                       | M                    | A                | M             | IS-02                           | B                    | M                | M             |

| Manuel Valle Pavilion |                      |                  |               | José A. Echeverría Pavilion |                      |                  |               | Rubén Martínez Villena Pavilion |                      |                  |               |
|-----------------------|----------------------|------------------|---------------|-----------------------------|----------------------|------------------|---------------|---------------------------------|----------------------|------------------|---------------|
| Deterioration (Code)  | Criticality analysis | Pareto technique | Impact method | Deterioros (Code)           | Criticality analysis | Pareto technique | Impact method | Deterioros (Code)               | Criticality analysis | Pareto technique | Impact method |
| IS-12                 | A                    | A                | M             | IH-05                       | A                    | A                | M             | IS-05                           | B                    | A                | B             |
| IP-01                 | M                    | A                | B             | IH-06                       | M                    | A                | M             | IS-10                           | B                    | A                | B             |
| IP-02                 | M                    | A                | M             | IH-07                       | B                    | A                | M             | IP-01                           | M                    | A                | B             |
|                       |                      |                  |               | IH-08                       | M                    | A                | M             | IP-02                           | B                    | A                | M             |
|                       |                      |                  |               | IH-09                       | B                    | M                | M             | IP-03                           | M                    | A                | M             |
|                       |                      |                  |               | IH-10                       | B                    | B                | B             | IP-04                           | B                    | A                | M             |
|                       |                      |                  |               | IS-01                       | B                    | M                | B             |                                 |                      |                  |               |
|                       |                      |                  |               | IS-02                       | B                    | M                | M             |                                 |                      |                  |               |
|                       |                      |                  |               | IS-03                       | B                    | M                | M             |                                 |                      |                  |               |
|                       |                      |                  |               | IS-06                       | A                    | A                | M             |                                 |                      |                  |               |
|                       |                      |                  |               | IS-09                       | B                    | A                | M             |                                 |                      |                  |               |
|                       |                      |                  |               | IP-01                       | M                    | A                | B             |                                 |                      |                  |               |
|                       |                      |                  |               | IP-02                       | B                    | A                | M             |                                 |                      |                  |               |
|                       |                      |                  |               | IP-04                       | B                    | A                | M             |                                 |                      |                  |               |

## 5. CHARACTERIZATION OF THE ADJUSTED TOOLS

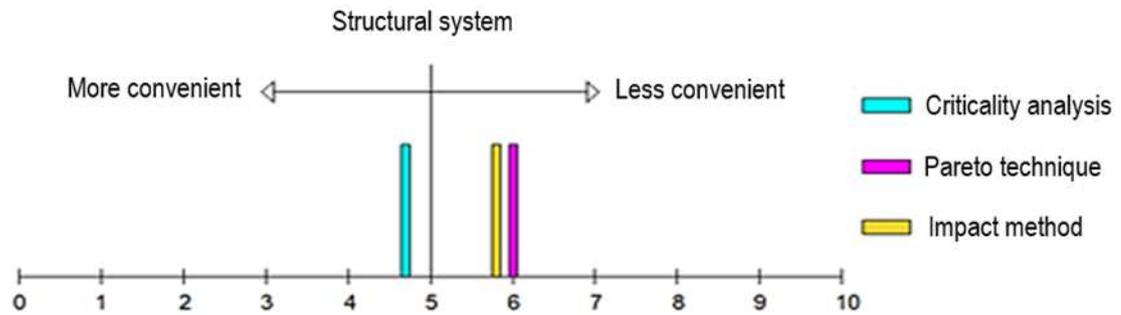
During the application of the tools, non-positive aspects that interfered or made the analysis more complex in certain building systems were identified, for which the characterization of each of the methods was carried out from the application to the studied systems. This characterization was carried out on the basis of the analysis of the results obtained and the reality of the deteriorations identified in the inspections; In addition, a survey was carried out on the students who were in charge of the application of the tools in each type of system, as research for their Diploma Work directed by the author, since there are no specialists who have used these tools for evaluation. of buildings. For this characterization, a non-probabilistic sampling was designed, based on the judgment of the person in charge of the investigation.

### Variables

- Ease of understanding
- Level of knowledge for the application
- Level of incompatibility with the data
- Difficulty for data categorization
- Level of complexity in the application
- Level of laboriousness in data processing
- Limitations in the results of the tools
- Ease of interpreting the results
- Irrelevance of the results

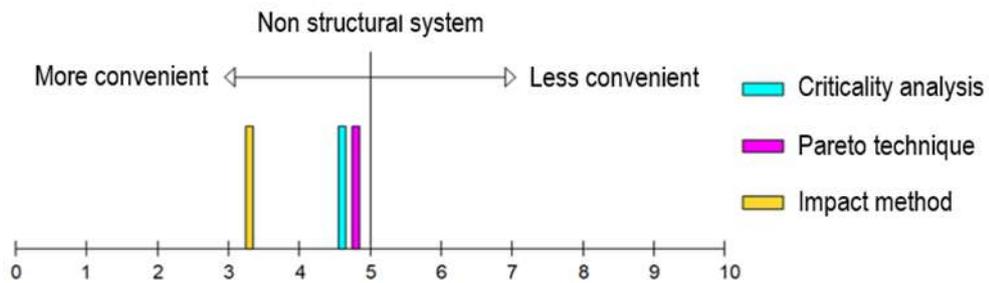
The analysis to determine which of the applied tools is the most convenient is carried out through the arithmetic mean, to determine the average in the convenience values. The scales were framed between 0 and 10, from the easiest and simplest to the most difficult and complex, therefore, as the arithmetic mean of the variables decreases its value, it will be more convenient for the analyzed system, instead, it will be less desirable as its value increases.

From the analysis of the convenience of applying the adjusted tools, it was possible to conclude that, for the structural system, the Criticality Analysis is the most convenient method with an arithmetic mean of 4.8 (see Figure 16), since for the student it was easier to understand, with less difficulty for the categorization of the data, with fewer limitations in the result and greater ease for its interpretation, with respect to the other tools.



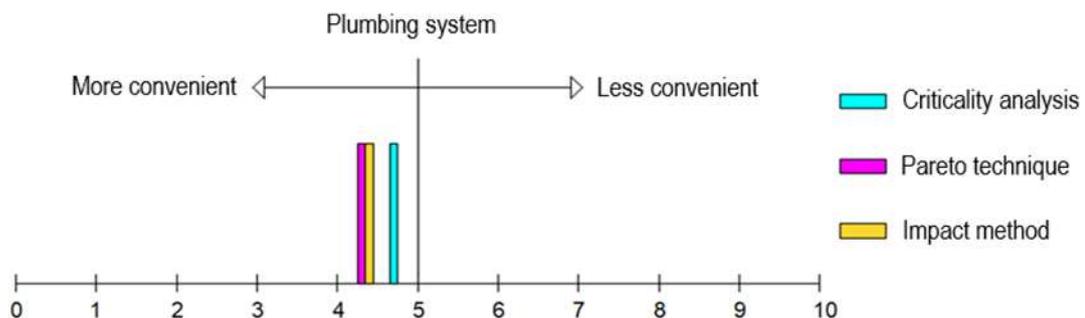
**Figure 16.** Convenience graph for the structural system

The Impact Method turned out to be the most convenient tool for the non-structural system with an arithmetic mean of 3.33, at the discretion of the student in charge of this system (see Figure 17). It was the method that is easier to understand, the one that requires less preparation prior to its application, little incompatibility with the data taken in the inspections, lower level of complexity, less laborious, the one that offers the most scope in its results, these being easy to interpret.



**Figure 17.** Convenience graph for the non-structural system

The most convenient tool for the plumbing system turned out to be the Pareto Technique with an average of 4.3, because according to the student, when processing the data, this method was easier to understand, required less preparation prior to its application, little incompatibility with the data taken in the inspections, lower level of complexity, less laborious, more scope offered in its results, these being easy to interpret the graph shown in Figure 18



**Figure 18.** Convenience graph for the plumbing system

On the other hand, the comparative analysis of the results of the application of the tools was carried out, which, for the structural system, had the highest percentage of coincidence, with the Criticality Analysis and the Impact Method, which led to the decision to select the Criticality Analysis that allows the hierarchization and classification by levels of criticality, in addition to the results of the survey carried out to the evaluator in charge of this system.

In the non-structural system, the Criticality Analysis and the Impact Method tools also had the highest percentage of coincidence. In this case, the impact method was chosen, since it is less laborious and valid for this type of system, in addition to the criteria evaluated in the survey of the evaluator on the tools.

The tools that had the highest percentage of coincidence in the plumbing system were the Criticality Analysis and the Impact Method, but the Pareto Technique is considered relevant, based on the application, the criteria granted by the surveyed evaluator and the characteristics of lesions in this system, that for most, the frequency of occurrence can be determined by counting; In addition, according to this technique, deterioration with category A (high criticality) represents around 20% of the causes that cause 80% of the greatest impacts.

## 6. CONCLUSIONS

The adjusted tools proved convenient for the evaluation of building component systems. From its application it was possible to verify that the Criticality Analysis is the tool that best adjusts to the conditions of the structural system, the Method of impacts to the non-structural system and the Pareto Technique to the plumbing system. These analyze parameters, not only of a constructive nature, but functional, economic, sanitary and environmental, however, since it is the first time that they have been used in this sector, it is considered opportune to continue the study in the adjustment, so as to guarantee the greatest possible precision in the results.



## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. O. García, «Diagnóstico estratégico de Confiabilidad Humana del personal de una planta de generación eléctrica,» de VII Congreso 102 Mundial de mantenimiento y gestión de activos, León, Guanajuato, 2015.
2. J. L. Martínez, «Análisis de criticidad aplicado a sistemas productivos en la industria,» Notas Técnicas de Prevención, Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el Trabajo, 2018.
3. Y. Oropesa y Y. Álvarez, «El análisis de criticidad como herramienta para disminuir las fallas en los activos,» CubaMan, Nota Técnica, nº 361, 2018.
4. L. Pérez y M. Llanes, «Propuesta de metodología para la evaluación constructiva de edificios,» Ciencia y construcción, vol. 2, nº 3, pp. 52-63, 2021.
5. L. Pérez y M. Llanes, «Propuesta de herramientas de la Confiabilidad Operacional al diagnóstico de edificios,» Ciencia y Construcción, vol. 2, nº 4, pp. 94-105, 2021.
6. M. V. Zardoya, J. A. Echeverría, S. Zardoya y E. Vázquez, «Las Quintas de salud de los inmigrantes españoles (1884-1930): una nueva arquitectura hospitalaria para La Habana,» Temas Americanistas, nº 37, pp. 171- 194, 2016.



# Revisión De Diseños De Pavimentos Flexibles Mediante El Método Empírico Mecanicista De La AASHTO 2004.

## Review Of Flexible Pavement Designs Using The Mechanistic Empirical Method Of AASHTO 2004.

### Autores

**Emily Virginia Cedeño Vélez<sup>1</sup>, José Fernando Zambrano García<sup>2</sup>, Ing. Eduardo Tejada Piusseaut<sup>3</sup>**

<sup>1</sup> Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí, Av. María José Urbina y Che Guevara Portoviejo, Manabí, Ecuador, [ecedeno6663@utm.edu.ec](mailto:ecedeno6663@utm.edu.ec) / <https://orcid.org/0009-0003-1968-1344>

<sup>2</sup> Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí, Av. María José Urbina y Che Guevara Portoviejo, Manabí, Ecuador, [jzambrano1940@utm.edu.ec](mailto:jzambrano1940@utm.edu.ec) / <https://orcid.org/0000-0002-4220-4103>

<sup>3</sup> Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias, Docente en Universidad Técnica de Manabí, Av. María José Urbina y Che Guevara Portoviejo, Manabí, Ecuador, [eduardo.tejada@utm.edu.ec](mailto:eduardo.tejada@utm.edu.ec) / <https://orcid.org/0000-0002-0589-9989>

### RESUMEN

En la investigación se determina la capacidad resistente de la estructura del pavimento flexible en las condiciones de Portoviejo de la provincia de Manabí, Ecuador. Se consideraron diferentes niveles de tráfico de diseño, así como las condiciones climáticas y los materiales característicos de la zona. El módulo de la carpeta asfáltica en el diseño, se estimó a partir de la temperatura de la mezcla asfáltica, considerando la temperatura ambiente característica de la región. Se calcularon espesores de pavimentos flexibles mediante la Norma AASHTO 93 y con la Guía de Diseño Empírico Mecanicista AASHTO 2004, revisando en ambos casos, el comportamiento del pavimento durante el período de diseño, mediante los modelos empíricos del agrietamiento por fatiga y deformación permanente. Los resultados demuestran que las estructuras diseñadas mediante ambos procedimientos, con un nivel de confiabilidad del 90%, cumplen con los criterios de comportamiento, tanto para el agrietamiento, como en la deformación permanente. Sin embargo, muestran una diferencia apreciable en los espesores, siendo significativamente menores en las estructuras calculadas mediante el procedimiento AASHTO 2004 en comparación con las diseñadas aplicando la Norma AASHTO 93.

**Palabras claves:** pavimento flexible, diseño empírico mecanicista, deformación permanente, agrietamiento por fatiga.

### ABSTRACT

The research determines the resistant capacity of the flexible pavement structure in the conditions of Portoviejo in the province of Manabí, Ecuador. Different levels of design traffic were considered, as well as the climatic conditions and materials characteristic of the area. The module of the asphalt folder in the design was estimated from the temperature of the asphalt mixture, considering the characteristic ambient temperature of the region. Flexible pavement thicknesses were calculated using the AASHTO 93 Standard and the AASHTO 2004 Mechanistic Empirical Design Guide, reviewing in both cases, the behavior of the pavement during the design period, through empirical models of fatigue cracking and permanent deformation. The results show that the structures designed by both procedures, with a level of reliability of 90%, meet the behavioral criteria, both for cracking and permanent deformation. However, they show an appreciable difference in thicknesses, being significantly lower in the structures calculated using the AASHTO 2004 procedure compared to those designed applying the AASHTO 93 Standard.

**Keywords:** flexible pavement, mechanistic empirical design, permanent deformation, fatigue cracking.

# 1. INTRODUCCIÓN

A través de la historia del Ecuador las infraestructuras viales han desempeñado un rol importante para la comunicación, el crecimiento y desarrollo socio-económico entre los pueblos o ciudades. Las vías se construyen con diferentes tipos de pavimentos, ya sean flexibles, rígidos, articulados o semirrígidos [1]. Los más utilizados en el Ecuador son los de tipos flexibles, conocidos también como pavimentos asfálticos, compuestos por una capa delgada superficial de mezcla asfáltica, colocada sobre la capa de base y ésta sobre la subbase. En estas estructuras las capas de base y subbase se componen de materiales granulares y la estructura descansa sobre el suelo compactado, llamado subrasante [2]

Según Fernández en 2020 [3], la carpeta asfáltica tiene la función de servir como superficie de rodamiento, además de impermeabilizar la estructura, siendo resistente a los esfuerzos producidos por las cargas del tráfico. La capa de base absorbe los mayores esfuerzos y los transmite a las capas inferiores, mientras que la subbase, de menor calidad que la base, cumple una función económica, ya que permite la sustitución de parte de la capa de base con la utilización de materiales de menor calidad.

El método vigente en Ecuador para el diseño de pavimentos flexibles, es la conocida como Guía de diseño empírico AASHTO-93, incluida en la Norma Ecuatoriana Vial [4]. Como en todo procedimiento de diseño de pavimentos, involucra una serie de factores como son: el tráfico, las características de las capas estructurales, la resistencia de la subrasante y la influencia de las condiciones ambientales. Este último factor es de vital importancia en el diseño de un pavimento flexible, por la influencia que tienen las variaciones de temperatura en la resistencia y comportamiento de la mezcla asfáltica de superficie.

Según Amaya, en el 2019 [5], la metodología AASHTO 93 supone una estructura multicapa, en donde los espesores son obtenidos evaluando los números estructurales requeridos, de acuerdo a distintos parámetros en los que esta se basa.

La Guía más reciente para el diseño de pavimentos AASHTO, surgida en el 2002, se basa en un procedimiento empírico- mecanicista que integra en el diseño el clima y las cargas del tránsito, y la influencia de estos factores sobre el comportamiento de los materiales en el tiempo.

Es el método más avanzado en la actualidad dentro de los empírico-mecanicistas, pues incluye procedimientos para el análisis y diseño de pavimentos asfálticos y de hormigón, con el objetivo de proveer de una herramienta práctica para el diseño de estructuras de pavimentos nuevos y rehabilitados. Es un procedimiento integral de diseño que aplica tecnologías empíricas- mecanicistas, y el uso de un software orientado hacia el usuario, lo que representa un cambio importante en la forma en que se realiza el diseño del pavimento, Morales et al. en 2020 [6].

Para el diseño racional en los pavimentos flexibles es necesario establecer los valores admisibles que puede soportar una estructura, en determinados puntos críticos, referentes a la fatiga de la capa asfáltica, la deformación vertical en la subrasante, así como las deformaciones tangenciales, en caso de capas aglomeradas. La deflexión vertical que se produce en la superficie, por acción de la carga, es un valor crítico relacionado con la capacidad resistente del conjunto estructura y subrasante.

El objetivo principal de la investigación es evaluar diferentes estructuras de pavimentos flexibles mediante la norma de diseño vigente en Ecuador AASHTO 93, [7], incluyendo los criterios de comportamiento durante la vida de servicio considerados en la Guía de Diseño AASHTO 2004 [8], haciendo uso de datos sobre mezclas asfálticas del Laboratorio Central de Carreteras y Puentes de Francia (ALIZE). El propósito es determinar si las estructuras calculadas mediante la AASHTO 93 presentan un buen desempeño a lo largo de su periodo de diseño, mediante las leyes de fallo utilizadas por el procedimiento empírico-mecanicista de la nueva Guía, teniendo en cuenta los factores de tráfico, clima, materiales y suelos.

## 2. ANÁLISIS DE LOS PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

### 2.1. Método De Diseño AASHTO-93.

El método de diseño AASHTO fue desarrollado en los Estados Unidos en la década del 60, basándose en un ensayo a escala real realizado durante 2 años en el estado de Illinois donde los suelos y climas son típicos para gran parte de este país, con el fin de desarrollar tablas, gráficos y modelos que representen las relaciones deterioro-solicitación de las distintas secciones ensayadas. A partir de la versión del año 1986, y la mejorada de 1993, el método AASHTO comenzó a introducir conceptos mecanicistas para adecuar algunos parámetros a condiciones diferentes a las que imperaron en el lugar del ensayo original [9].

Las variables consideradas en este método de diseño son: Tráfico de diseño (Número de ejes equivalentes de 18kips), Número Estructural (SN), Módulo resiliente de la subrasante ( $M_R$ ), Módulos dinámicos de las capas de base y subbase, Calidad de drenaje (Cd), Pérdida de Serviciabilidad ( $\Delta PSI$ ), Período de diseño, Confiabilidad del diseño, y Desviación standard de todas las variables ( $S_0$ ). El Número Estructural (SN) es un valor adimensional que expresa la resistencia que necesita un pavimento construido sobre una subrasante con módulo conocido, para soportar el tránsito de diseño. Para el diseño el método se basa en el modelo empírico que se muestra en la ecuación 1:

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + 9,36 \log (SN + 1) - 0,20 + \frac{\log \frac{\Delta PSI}{4,2-1,5}}{0,40 + \frac{1,094}{(SN+1)^{5,15}}} + 2,32 \log M_R - 8,07 \quad (1)$$

Donde:

- $W_{18}$  = Número previsto de ejes equivalentes de 18 kips (80 kN)
- $Z_R$  = Abscisa correspondiente a un área igual a la confiabilidad R en la curva de Distribución Normal
- $S_0$  = Desviación standard de todas las variables
- $\Delta PSI$  = Pérdida de serviciabilidad
- $M_R$  = Módulo resiliente de subrasante

## 2.2. Método Empírico Mecanicista AASHTO 2004.

Según Gómez (2005) [10], la Guía de Diseño "Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide" (ME-PDG por sus siglas en inglés), combina componentes que determinan la respuesta del pavimento debido a las cargas, a través de modelos matemáticos y los componentes empíricos, relacionan las respuestas del pavimento con su funcionamiento, cada tipo de deterioro se vincula a una respuesta crítica del pavimento. Por consiguiente, el método, para estructuras nuevas y de rehabilitación, combina el análisis mecanicista de los pavimentos con verificación empírica del comportamiento, a través de la predicción de determinados tipos de deterioros.

En relación con el tráfico la Guía de diseño AASHTO 2004 [8] establece importantes diferencias respecto a la Guía del 93. En lugar de calcular los ejes equivalentes durante la vida de diseño, considera el efecto producido en la estructura por el espectro de cargas para los ejes simples, tándem, trídem y cuádruple, en cada mes de la vida de la estructura.

También considera de forma explícita, las condiciones ambientales que tienen un efecto significativo en el comportamiento de los pavimentos flexibles. La interacción de los factores climáticos con los materiales de pavimento y las cargas que éste soporta es bastante compleja. Los factores tales como precipitación, temperatura, ciclos de hielo-deshielo (no aplicables en Ecuador) y la profundidad del nivel freático afectan directamente la capacidad de soportar cargas a las capas de pavimento y al comportamiento del mismo [10].

### 2.2.1. Análisis Mecanicista Del Pavimento Flexible Según La Guía De Diseño Empírico-mecanicista AASHTO 2004..

El procedimiento ME-PDG, en términos generales, consiste en adoptar inicialmente una serie de parámetros estructurales para el pavimento (número y tipo de capas, indicadores de resistencia para las capas, características de la explanada), y establecer las condiciones de tránsito y clima a las que estima que se verá sometido a lo largo del período de diseño [11].

La metodología no utiliza una ecuación de regresión para el diseño, sino recomienda la aplicación de la teoría elástica, y modela el medio mediante diferentes capas horizontales, homogéneas, con comportamiento elástico en la explanada, bases granulares y comportamiento visco-elástico para los materiales asfálticos. Mediante el procedimiento se calcula la respuesta del pavimento en cuanto a deformaciones y tensiones asociadas a las cargas de tráfico y a las condiciones climáticas, acumulando el daño producido durante el período de diseño.

## 2.2.2. Criterios De Comportamiento Del Pavimento Flexible Según La Guía De Diseño Empírico-Mecanicista AASHTO 2004.

La evaluación del comportamiento empírico del pavimento para el diseño, está basado en las grietas por fatiga de la superficie hacia abajo y del fondo hacia arriba de la superficie asfáltica, las grietas por temperatura de la mezcla asfáltica, las grietas por fatiga en capas estabilizadas químicamente, la deformación permanente del pavimento completo de las capas asfálticas y el Índice de Regularidad Internacional (IRI). El diseñador debe seleccionar alguno o todos estos indicadores de comportamiento y establecer criterios para evaluar el diseño y hacer modificaciones si es necesario. Los criterios de comportamiento para cada falla en la estructura dependerán de la tolerancia del diseño de la carretera.

### – **Grietas por fatiga del fondo hacia arriba.**

Las grietas clásicas por fatiga desde el fondo hacia arriba, se manifiestan como las fallas piel de cocodrilo en la carretera. Se producen cuando se permite la infiltración del agua en las capas subyacentes del pavimento que pueden causar fallas estructurales. De acuerdo a la Guía de diseño AASHTO 2004 [8], los valores típicos están en el orden de 25 a 50% del área total del carril.

### – **Deformación permanente total.**

La deformación permanente o ahuellamiento se manifiesta típicamente como roderas dentro de las trayectorias de la llanta. La deformación permanente total en la superficie, es la acumulación de la deformación permanente en la capa asfáltica y en las capas no ligadas de la estructura. El ahuellamiento es un factor importante en la pérdida de regularidad del pavimento, que puede también crear problemas funcionales tales como acumulación de agua y de conducción para los vehículos durante los cambios de carril, AASHTO 2004 [8].

El criterio de funcionamiento para la deformación permanente total se define en términos de la profundidad máxima de la rodera en la trayectoria de la rueda. Las profundidades máximas típicas de la rodera están en el orden de 0,76 a 1,27 cm (0,3 – 0,5 pulgadas). Este valor límite depende de la política específica utilizada por cada institución encargada del diseño, AASHTO 2004 [8].

### – **Índice Internacional de Regularidad (IRI).**

El criterio de comportamiento para la regularidad del pavimento se define a través del IRI aceptable al final de la vida de diseño. Los valores finales del IRI son elegidos por el diseñador y el valor calculado no debe ser excedido para el nivel de confiabilidad seleccionado en el diseño. Típicamente los valores que se utilizan para el IRI final está en el intervalo de 2,5 a 4,0 m/km (150 a 250 pulgada/milla), dependiendo de la categoría de la carretera, y de la confiabilidad del diseño, además de los criterios de la institución encargada del diseño, AASHTO 2004 [8].

## 3. DESARROLLO

La investigación se fundamenta en la determinación de la capacidad de resistencia de la estructura del pavimento flexible para diferentes tráficos de diseño, en las condiciones climáticas y de materiales de base y subbase característicos de la provincia de Manabí en el Ecuador. Para su desarrollo se determinaron primero las estructuras de pavimento aplicando la Norma AASHTO 93 [7], considerando los módulos de resiliencia en los materiales y factores como: el tráfico, las características de las capas estructurales, la resistencia de la subrasante y la influencia de las condiciones ambientales. Los espesores calculados fueron posteriormente revisados mediante la Guía de Diseño AASHTO 2004 [8], para evaluar su comportamiento durante el período de diseño, según los modelos empíricos incluidos en ella: el IRI, las deformaciones permanentes y el agrietamiento.

### 3.1 Características De Los Materiales De La Estructura.

En los pavimentos flexibles como materiales de superficie se pueden usar mezclas asfálticas en caliente, en frío y tratamientos superficiales. Los materiales que se emplean como bases o subbases deben ser no aglomerados. Los suelos de subrasantes pueden ser mejorados o estabilizados. Se puede utilizar la compactación, mezclarlo con otro material o utilizar algún tipo de aditivo para mejorar alguna de sus propiedades.

### 3.1.1. Carpeta Asfáltica.

La carpeta asfáltica es la capa superior de un pavimento flexible que proporciona la superficie de rodamiento para los vehículos, cuya función es impedir las infiltraciones del agua al interior del pavimento y su desgaste, resistiendo los efectos abrasivos del tráfico vehicular. De acuerdo con Gómez [10], la propiedad primaria de rigidez de interés para materiales asfáltico es la temperatura- tiempo que depende del módulo dinámico. Las propiedades del módulo del concreto asfáltico se conoce que son una función de la temperatura, relación de cargas, envejecimiento y características de la mezcla, tales como su rigidez, granulometría de los agregados, contenido de asfalto y relación de vacíos.

#### – Temperatura del pavimento y módulo resiliente de la carpeta asfáltica

El módulo resiliente de la carpeta asfáltica en el diseño, dependerá de la temperatura del pavimento según las condiciones climáticas; debido a la susceptibilidad del asfalto a las variaciones de temperatura, lo que condiciona diferentes valores del módulo de la carpeta durante el año. Para su determinación, se dispuso de información de la temperatura ambiente máximas y mínimas de la ciudad de Portoviejo de los años 2021 y 2022, definiéndose como representativa de la región las observadas en el año 2022, cuyos valores promedios mensuales se muestran en la Figura 1.

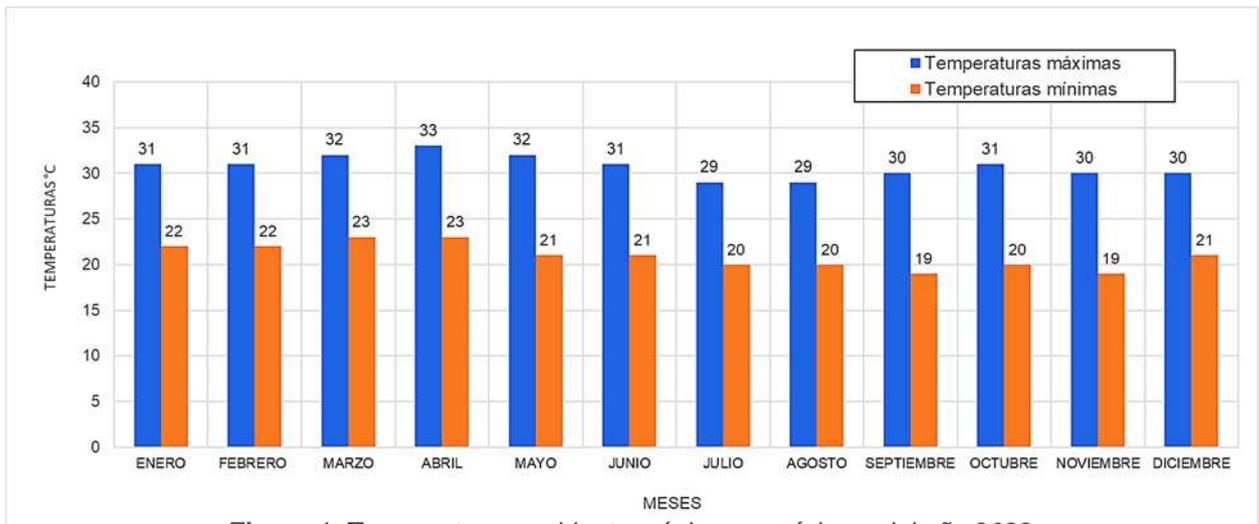


Figura 1. Temperaturas ambiente máximas y mínimas del año 2022.

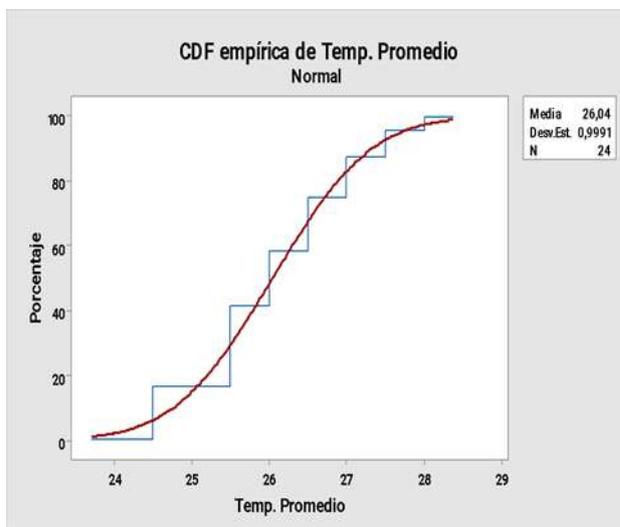


Figura 2. Gráfico de frecuencias de temperatura ambiente.

A partir de los registros de temperatura del año 2022, se determinó la temperatura ambiente característica de Portoviejo, para una probabilidad del 75%, igual a 26.7 grados Centígrados. El gráfico de la figura 2 representa las frecuencias de temperaturas ambiente durante el año, obtenidas mediante el programa de funciones estadísticas básicas y avanzadas Minitab 18. Con esta se obtuvo la temperatura de cálculo del pavimento en las condiciones ambientales de la región.

Para establecer la temperatura de cálculo de la mezcla asfáltica se determinó un promedio de temperatura entre la máxima y la mínima estimadas durante el año en la región, a partir de la temperatura ambiente característica (26,7°C). Las ecuaciones desarrolladas por el SRHP (Strategic Highway Research Program) según Aenlle et al. 2020 [12], permite obtener las temperaturas máxima y mínima del pavimento a una profundidad de 20mm, teniendo en cuenta la temperatura ambiente ( $T_{aire}$ ), la latitud ( $Lat$ ), la desviación estándar ( $\sigma$ ), el coeficiente de la desviación normal estándar ( $Z$ ), y la profundidad en la mezcla ( $H$ ), de acuerdo siguientes ecuaciones:

$$\text{Máxima: } T_{20mm} = (T_{aire} - 0,00618 Lat^2 + 0,22890 Lat + 42,2)(0,9545) - 17,78 + Z\sigma \quad (2)$$

$$\text{Mínima: } T_{pav} = T_{aire} + 0,051 H - 0,000063H^2 - Z\sigma \quad (3)$$

Los cálculos dan como resultados una temperatura máxima en el pavimento durante el año de 47,8°C y una mínima de 26,7°C, por lo cual la temperatura promedio a considerar es de 36,9°C.

En el repositorio de datos sobre mezclas asfálticas del Laboratorio Central de Carreteras y Puentes de Francia (ALIZE), en función de la temperatura promedio del pavimento, se puede estimar un módulo resiliente para la mezcla asfáltica de 1150 MPa (equivalente a 163231 psi).

### 3.1.2. Materiales Para Base Y Sub-Base Del Pavimento.

Los materiales utilizados como subbases según el Ministerio de Transportes y Obras Públicas del Ecuador, pueden ser de tres tipos, que se diferencian por su granulometría, que son:

- Clase 1: Subbases construidas con agregados obtenidos por trituración de roca o gravas, por lo menos el 30%.
- Clase 2: Subbases construidas con agregados obtenidos mediante trituración o cribado en yacimientos de piedras fragmentadas naturalmente o de gravas.
- Clase 3: Subbases construidas con agregados naturales y procesados.

**Los materiales de Bases según el MTOP (Ecuador), podrán ser de cuatro clases diferentes, con las siguientes condiciones:**

- Clase 1: Constituidas por agregados gruesos y finos, triturados en un 100% de acuerdo y graduados uniformemente según dos diferentes granulometrías (A y B).
- Clase 2: Constituidas por fragmentos de roca o grava trituradas, cuya fracción de agregado grueso será triturada al menos el 50% en peso.
- Clase 3: Constituidas por fragmentos de roca o grava trituradas, cuya fracción de agregado grueso será triturada al menos el 25% en peso.
- Clase 4: Son bases constituidas por agregados obtenidos por trituración o cribado de piedras fragmentadas naturalmente o de gravas.

De acuerdo a la normativa de Ecuador, los materiales utilizados en las diferentes clases de bases y subbases granulares, estarán exentos de materias vegetales, basura, terrones de arcilla o sustancias que puedan causar fallas en el pavimento. En cuanto a la capacidad de soporte a CBR, las subbases deberán ser igual o mayor al 30% y en las bases debe ser superior al 80%, los límites de consistencia en ambas capas del pavimento tendrán iguales exigencias, para el Índice de Plasticidad se exige un valor menor e igual al 6% y para el Límite Líquido un valor inferior o igual al 25%. La dureza del material evaluado por el Coeficiente de Desgaste de los Ángeles, será inferior al 50% para las subbases y 40% para las bases. En ambos casos se exige una densidad mínima mayor o igual al 100% de la densidad máxima del Modificado.

El módulo resiliente para la base granular, en la guía de diseño AASTHO 93, obtenido en función del CBR, para el porcentaje igual al 80%, equivale a un valor de 28000 psi (197 MPa) y para la subbase granular con CBR mínimo de 30% el módulo es de 15000 psi (106 MPa). El módulo de la subrasante es de 5%, lo que equivale a 7500 psi (53 MPa).

### 3.2. Dimensionamiento De Las Estructuras Mediante La Guía AASTHO 93 Y Su Revisión Mediante La Guía De Diseño Empírico-mecanicista AASHTO 2004.

Una vez definidas las propiedades resistentes de los materiales, se establecen las siguientes condiciones de diseño para la estructura de pavimento flexible: periodo de diseño de 15 años, nivel de confiabilidad del 95%, valor estándar de 1,645; Índice de Serviciabilidad Presente (PSI) de 4,2 y 2,5 inicial y final respectivamente, por tanto, la pérdida de serviciabilidad es de 1,7. La estructura está expuesta un 25% del tiempo a nivel de humedad próximo a saturación con un drenaje bueno, por lo que representa un coeficiente de 1 para la base y la subbase.

Para tener en cuenta el espectro de tráficos característicos posible de la región de Portoviejo en los cálculos de las estructuras se plantearon tres diferentes tráficos de diseño:  $5 \times 10^5$ ;  $1 \times 10^6$  y  $2,5 \times 10^6$  ejes equivalentes de 18kips (82 kN) acumulados durante el período de diseño (ESALs). Los resultados de los diseños se muestran en la Tabla 1.

Las estructuras diseñadas a partir de la AASHTO 93 fueron evaluadas con la Guía de diseño Empírico Mecanicista 2004, estableciéndose nuevos espesores en las estructuras para cada tipo de tráfico, los que se muestran también en la Tabla 1.

**Tabla 1.** Espesores de pavimento calculados (en cm) según los métodos AASHTO-93 y la Guía de diseño Empírico Mecanicista 2004.

| Capas del pavimento | Módulo (psi) | Tráfico de diseño (ESALs) |             |                 |             |                   |             |
|---------------------|--------------|---------------------------|-------------|-----------------|-------------|-------------------|-------------|
|                     |              | $5 \times 10^5$           |             | $1 \times 10^6$ |             | $2,5 \times 10^6$ |             |
|                     |              | AASHTO 1993               | AASHTO 2004 | AASHTO 1993     | AASHTO 2004 | AASHTO 1993       | AASHTO 2004 |
| Superficie          | 163231       | 18                        | 10          | 20              | 13          | 23                | 15          |
| Base                | 28000        | 15                        | 15          | 15              | 15          | 15                | 15          |
| Subbase             | 15000        | 13                        | 13          | 15              | 15          | 20                | 20          |

### 3.2.1 Revisión Del Comportamiento De Las Estructuras Por La Guía De Diseño Empírico-Mecanicista AASHTO 2004.

El comportamiento de las estructuras calculadas por ambos procedimientos se evaluó aplicando el software MEPDG, de la Guía de Diseño Empírico Mecanicista AASHTO 2004, con el propósito de comparar la evolución de los deterioros durante la vida de servicio de dichas estructuras en cada tráfico de diseño considerado.

Las fallas que se producen durante el periodo de vida útil para ser comparadas con los límites mínimos de diseño de cada deterioro, según la Guía AASHTO 2004, para el pavimento flexible son: Agrietamiento de abajo hacia arriba (falla Piel de cocodrilo), Deformación Permanente y el Índice de Regularidad Internacional (IRI).

#### – Agrietamiento de abajo hacia arriba (falla Piel de cocodrilo).

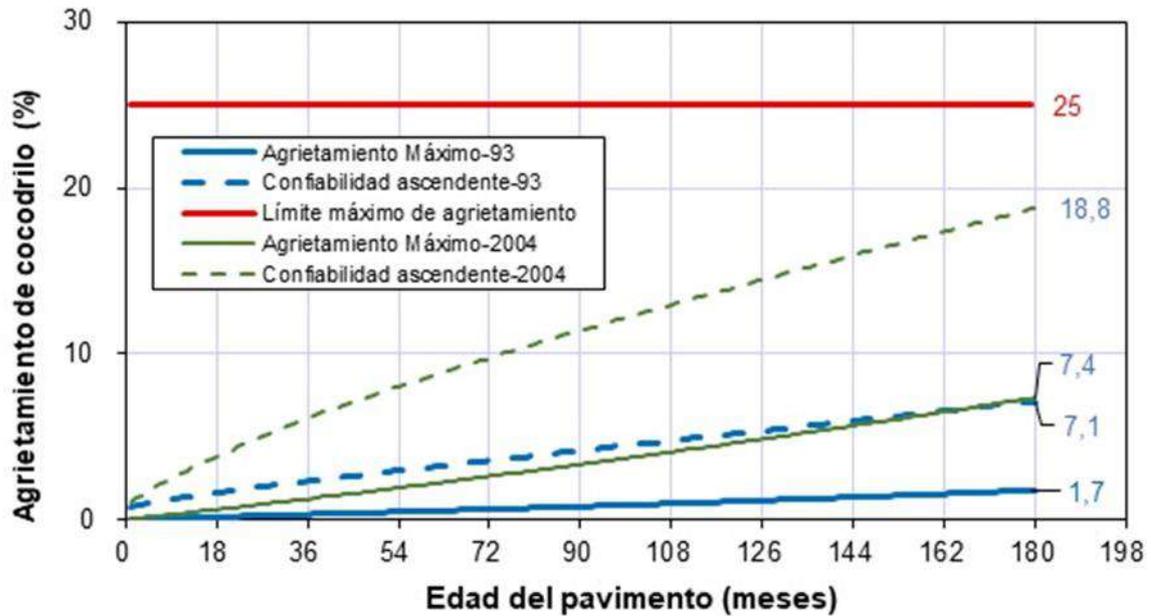
En la tabla 2 se presentan los resultados obtenidos para el máximo agrietamiento de abajo hacia arriba (piel de cocodrilo) de las estructuras calculadas por ambos procedimientos, evaluados mediante los modelos empíricos de la Guía AASHTO 2004. Los resultados muestran el agrietamiento para el 50% y 90% de confiabilidad en el diseño, estableciéndose un límite máximo del 25%.

**Tabla 2.** Evaluación de agrietamiento de abajo hacia arriba (%) en estructuras diseñadas por los métodos AASHTO-93 y AASHTO 2004

| Tráfico de diseño (ESALs)                |     | $5 \times 10^5$ |             | $1 \times 10^6$ |             | $2,5 \times 10^6$ |             |
|--|-----|-----------------|-------------|-----------------|-------------|-------------------|-------------|
| Guía de Diseño                           |     | AASHTO 1993     | AASHTO 2004 | AASHTO 1993     | AASHTO 2004 | AASHTO 1993       | AASHTO 2004 |
| Límite máximo de agrietamiento (%)       |     | 25%             |             |                 |             |                   |             |
| Agrietamiento máximo según Confiabilidad | 50% | 1,38%           | 7,84%       | 1,65%           | 6,47%       | 1,7%              | 7,35%       |
|  | 90% | 6,4%            | 20,5%       | 7%              | 17,7%       | 7,11%             | 18,8%       |

Los resultados muestran que el agrietamiento máximo en cada uno de los tráficos es inferior al límite establecido en los diseños, para ambos procedimientos, con el 90% de confiabilidad, por lo que se pueden aceptar los diseños de todas las estructuras. Sin embargo, las estructuras que fueron calculadas utilizando el procedimiento de la AASHTO 2004, tienen menores espesores, especialmente en la carpeta asfáltica, donde se observó una reducción considerable.

La figura 3 representa el comportamiento del agrietamiento en el período de diseño para las estructuras calculadas con el mayor tráfico, de  $2,5 \times 10^6$  ejes equivalentes. En la figura se representa el agrietamiento tanto para el 50%, como para el 90% de confiabilidad.



**Figura 3.** Falla piel de cocodrilo entre AASHTO-93 y AASHTO 2004 para tráfico  $2,5 \times 10^6$  ESALs.

En la figura se puede observar una diferencia significativa entre la estructura calculada por la AASHTO 93 y por la del 2004. La razón de estas diferencias se debe a que la estructura diseñada por la AASHTO 93 tiene un espesor de carpeta asfáltica de 23 cm, mientras que el cálculo por el programa MEPDG ha permitido asumir un espesor de carpeta con una reducción de 8 cm.

#### – Deformación Permanente.

La deformación permanente es el principal contribuyente a la pérdida de rugosidad en el pavimento flexible. En la tabla 3 se presentan los resultados obtenidos para la máxima deformación permanente experimentada en las estructuras calculadas por ambos procedimientos, evaluados mediante los modelos empíricos de la Guía AASHTO 2004. Los resultados que se muestran de la deformación son para el 50% y 90% de confiabilidad en el diseño, estableciéndose como límite total de deformación un valor de 1,9 cm para toda la estructura.

**Tabla 3.** Evaluación de deformación permanente (cm) en estructuras diseñadas por los métodos AASHTO-93 y AASHTO 2004.

| Tráfico de diseño (ESALs)                       |            | $5 \times 10^5$ |             | $1 \times 10^6$ |             | $2,5 \times 10^6$ |             |
|---|------------|-----------------|-------------|-----------------|-------------|-------------------|-------------|
|   |            | AASHTO 1993     | AASHTO 2004 | AASHTO 1993     | AASHTO 2004 | AASHTO 1993       | AASHTO 2004 |
| Límite total de deformación (cm)                |            | 1,91            |             |                 |             |                   |             |
| Deformación permanente de las capas (cm)        | Superficie | 0,12            | 0,23        | 0,15            | 0,24        | 0,20              | 0,30        |
|   | Base       | 0,12            | 0,17        | 0,13            | 0,16        | 0,13              | 0,16        |
|   | Subbase    | 0,51            | 0,60        | 0,53            | 0,61        | 0,55              | 0,63        |
| Deformación total según confiabilidad de diseño | 50%        | 0,75            | 1,00        | 0,84            | 1,01        | 0,88              | 1,09        |
|   | 90%        | 1,03            | 1,33        | 1,10            | 1,34        | 1,19              | 1,43        |

Los resultados muestran que la deformación permanente en cada uno de los tráficos es inferior al límite establecido en los diseños, para ambos procedimientos, con el 90% de confiabilidad, por lo que se pueden aceptar los diseños, respecto a este deterioro, de todas las estructuras. Pero las estructuras calculadas con el procedimiento de la AASHTO 2004, tienen menores espesores.

En la figura 4 y 5 se muestran los resultados de la deformación permanente para el mayor tráfico, en cada una de las capas de la estructura, para el diseño de la AASHTO 93 y para el diseño de la AASHTO 2004, respectivamente.

En la figura 4, calculada por la norma AASHTO-93, se observa una deformación total de 0,88 cm para el 50% y 1,19 cm para el 90% de confiabilidad. En la superficie la deformación esperada es de 0,20 cm, en la base 0,13 cm y en la subbase 0,55 cm. En la figura 5, calculada por la norma AASHTO 2004, la deformación total de 1,09 cm para el 50% y 1,43 cm para el 90% de confiabilidad. En la superficie la deformación esperada es de 0,30 cm, en la base 0,16 cm y en la subbase 0,63 cm. Por tanto, se observan valores superiores en la estructura calculada por la AASHTO 2004 que por la AASHTO 93, aunque ambas estructuras cumplen con el valor límite de 1,90 cm establecido en los diseños, aunque de igual forma, en estos valores influye la reducción de espesor de carpeta.

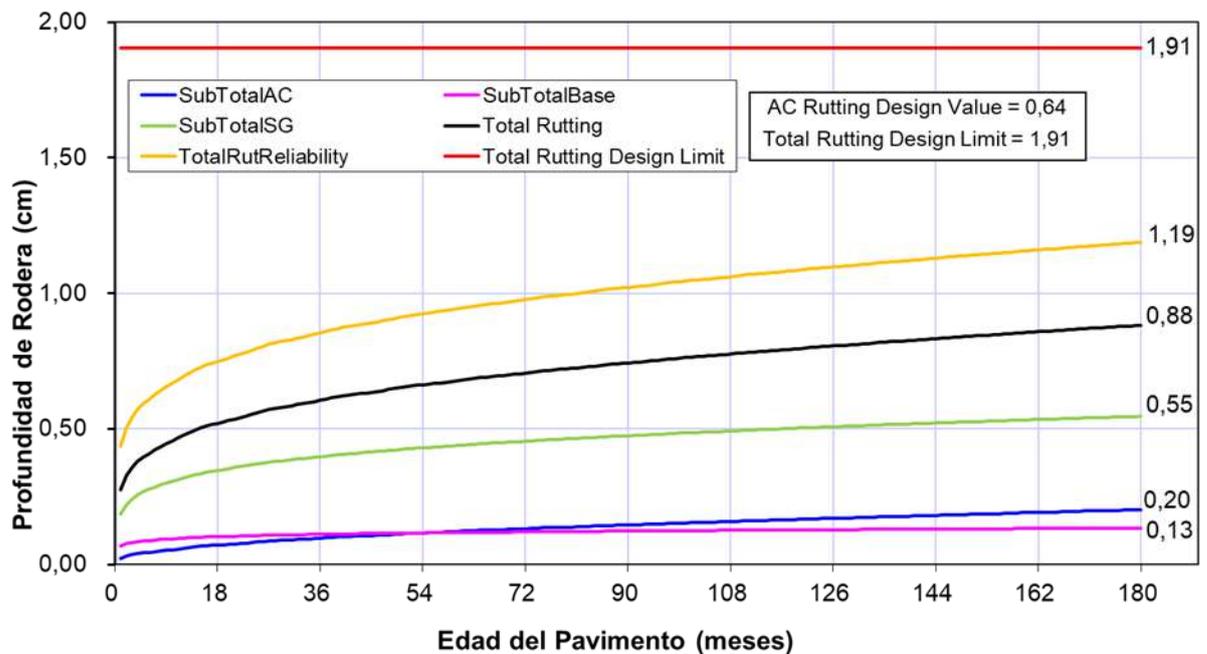


Figura 4. Deformación permanente en el transcurso del periodo de diseño de la estructura para el tráfico  $2,5 \times 10^6$  ESALs, método AASHTO-93.

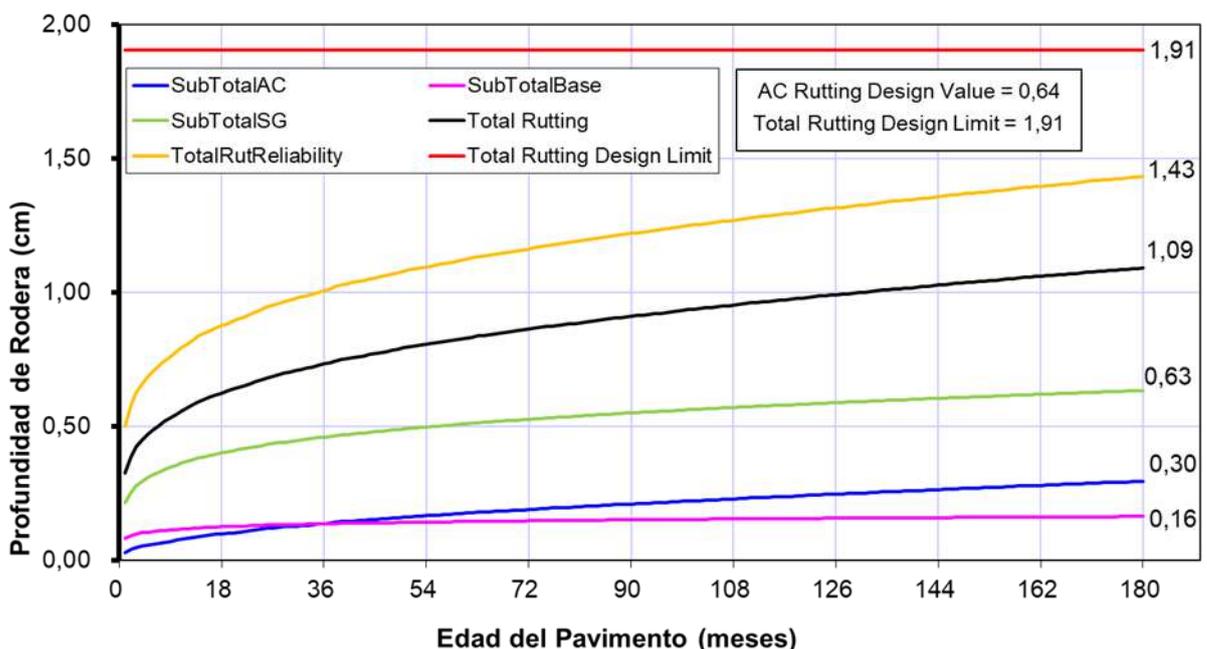


Figura 5. Deformación permanente en el transcurso del periodo de diseño de la estructura para el tráfico  $2,5 \times 10^6$  ESALs, Guía AASHTO 2004.

## 4. CONCLUSIONES

La temperatura ambiente característica de la ciudad de Portoviejo, para una probabilidad del 75%, es de 26,7 grados Centígrados, obtenida a partir de los registros de temperaturas del año 2022. Por lo tanto, la temperatura de cálculo del pavimento en las condiciones ambientales de esta región, dan como resultados una máxima en el pavimento durante el año de 47,8°C y una mínima de 26,7°C, por lo cual la temperatura promedio del pavimento en el año es de 36,9°C. Para esta temperatura se ha considerado para la mezcla asfáltica un módulo resiliente de 1150 MPa, teniendo en cuenta los modelos del Laboratorio Central de Carreteras y Puentes de Francia (ALIZE).

Se comprobó que existen diferencias significativas entre el comportamiento de las estructuras calculadas por la AASHTO 93 y por la Guía del 2004, tanto en el fallo por deformación permanente como en el agrietamiento por fatiga, no obstante, las estructuras calculadas para los diferentes tráficos de diseño, cumplen con los valores límites establecidos. Estas diferencias se deben a que las estructuras diseñadas por la AASHTO 93 resultan con mayores espesores de carpeta asfáltica que los calculados por el programa MEPDG, donde se ha podido considerar espesores significativamente menores para todos los tráficos, cumpliendo con los límites de fallos considerados.

La guía de diseño empírico mecanicista MEPDG, integra en el diseño el comportamiento de los materiales, el clima y las cargas del tránsito, lo que permite estimar los deterioros en cada capa de la estructura producidas durante el período de diseño. El empleo de los modelos de comportamiento de la Guía del 2004 da la posibilidad de verificar las estructuras calculadas por la AASHTO 93, y, por consiguiente, resultan en estructuras con menores espesores que a su vez favorecen la economía del proyecto.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Caspa, N. (2022). Historia de las carreteras del Ecuador, 1930-1960: Infraestructura y políticas de transportes. *Revista Uruguaya de Historia Económica*, 22(XXII), 10-32.
2. Plúas Morán, M. J., & Vargas Vargas, E. M. (2018). Análisis y diseño de la vía de ingreso al proyecto de vivienda fiscal de la armada del Ecuador ubicada en el km 22 de la vía a Chongón, presentando dos alternativas estructurales con pavimento flexible y rígido (Bachelor's thesis, Guayaquil: ULVR, 2018.).
3. Fernández Ruiz, M. A. (2020). Determinación del comportamiento estructural del pavimento flexible de la carretera Cajamarca-Celendín-Balsas, tramo Chaquilpampa-Santa Rosa de Chaquil, mediante el análisis deflectométrico.
4. Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2013). Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12 - MTOP. Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12 - MTOP. Quito, Pichincha, Ecuador: Ministerio de Transporte y Obras Públicas.
5. Amaya Alfonso, O. F. (2019). Diseño de la estructura de un Pavimento Flexible Aplicando el Método AASHTO-93, para el corredor Vial comprendido entre la Diagonal 65–Cai Boston–Cruce vía Yuma en Barrancabermeja, Santander.
6. Morales, M. C. S., Marrero, D. M. P., & Piusseaut, E. T. (2020). Propuesta de espesores mínimos de superficie y coeficientes de equivalencia de espesores para el diseño de pavimentos flexibles. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 14(1), 1-10.
7. Transportation Officials. (1993). *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures*, 1993 (Vol. 1). AASHTO.
8. AASHTO (2004) Una política sobre diseño geométrico de carreteras y calles. Quinta edición, Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte, Washington DC.
9. Salamanca-Niño, M. A., & Zuluaga-Bautista, S. A. (2014). Diseño de la estructura de pavimento flexible por medio de los métodos INVIAS, AASHTO 93 e Instituto del Asfalto para la vía La Ye-Santa Lucía Barranca Lebrija entre las abscisas K19+ 250 A K25+ 750 ubicada en el departamento del Cesar.
10. Gómez, J. A. F. (2005). Guía para el uso del método de diseño de estructuras de pavimentos nuevos según método AASHTO 2002.
11. Transportation Officials. (2008). *Mechanistic-empirical pavement design guide: A manual of practice*. AASHTO.
12. Alonso Aenlle, A., Morales Fournier, J., Garrido Acosta, C., Abreu Hernández, D. O., & Martínez Rojo, T. E. (2020). Determinación y zonificación del grado de desempeño de los asfaltos para Cuba según la metodología Superpave. *Ingeniería y Desarrollo*, 38(2), 400-419.

# Aplicación De SUDS Para El Control Del Riesgo De Inundaciones En Vías Urbanas

## Application Of SUDS To Control Flood Risk On Urban Roads

### Autores

**Génesis Mayte Saraguro Gallardo<sup>1</sup>, Carlos Eugenio Sánchez Mendieta<sup>2</sup>, César Augusto Solano de la Sala<sup>3</sup>**

<sup>1</sup>Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, [gsaraguro2@utmachala.edu.ec](mailto:gsaraguro2@utmachala.edu.ec)

<sup>2</sup>Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, [csanchez@utmachala.edu.ec](mailto:csanchez@utmachala.edu.ec)

<sup>3</sup>Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, [csolano@utmachala.edu.ec](mailto:csolano@utmachala.edu.ec)

### RESUMEN

*La investigación se enfoca en el control del riesgo de inundaciones en vías urbanas de la ciudad de Pasaje ubicada en Ecuador, teniendo en consideración que la capacidad del sistema de drenaje es limitada, a causa del aumento del caudal máximo y la escorrentía superficial en temporada de lluvia. Por ello existe la necesidad de proponer medidas sostenibles que permitan minimizar el impacto de las inundaciones urbanas, en este contexto, los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) se presentan como una excelente opción para la gestión de aguas pluviales en vías urbanas. Para el diseño del jardín de lluvia, se planteó una metodología basada en cuatro procesos: análisis de la condición existente del área de estudio, análisis de la red de drenaje de la cuenca urbana, propuesta de SUDS y, conexiones a red y mantenimiento. Los resultados obtenidos demuestran que, para la captación de un metro cúbico de escorrentía, se requiere el empleo de cuatro jardines de lluvia para un área de 9.34 ha, los cuales deben contar con una superficie de 4.40 m<sup>2</sup>, además, al aumentar la cantidad de estas unidades se logrará evacuar un volumen mayor de escorrentía.*

**Palabras claves:** aguas pluviales, inundación, Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible, vías urbanas

### ABSTRACT

*The research focuses on flood risk control in urban roads in the city of Pasaje, located in Ecuador, taking into consideration the limited capacity of the drainage system due to increased peak flow and surface runoff during the rainy season. Therefore, there is a need to propose sustainable measures to minimize the impact of urban flooding. In this context, Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS) emerge as an excellent option for managing stormwater in urban roads. For the design of the rain garden, a methodology based on four processes was proposed: analysis of the existing condition of the study area, analysis of the urban watershed drainage network, SUDS proposal, and network connections and maintenance. The results obtained demonstrate that, to capture one cubic meter of runoff, the use of four rain gardens is required for an area of 9.34 hectares, each of which must have a surface area of 4.40 square meters. Furthermore, increasing the number of these units will allow for the evacuation of a greater volume of runoff.*

**Keywords:** rainwater, flooding, Sustainable Urban Drainage Systems, urban roads

# 1. INTRODUCCIÓN

A nivel mundial se han empleado diferentes terminologías para la gestión de aguas pluviales con un enfoque sostenible, las cuales se han desarrollado de manera empírica de acuerdo a la perspectiva y el contexto local de cada país. En Reino Unido se propuso el empleo de los “Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS)”;

en Estados Unidos se planteó el uso de técnicas como “Mejores prácticas de gestión (BMP)”, “Desarrollo de Bajo Impacto (LID)” e “Infraestructura Verde (GI)”;

por su parte Australia desarrolló el “Diseño urbano sensible al agua (WSUD)” y, por último, China aparece con el concepto de “Construcción de la ciudad esponja (SCC)”, también conocida como ciudad elástica al agua [1] [2]. El propósito de todas estas técnicas es asegurar la gestión sostenible de las aguas superficiales y subterráneas, con el fin de garantizar la seguridad del sistema de drenaje en áreas urbanas y prevenir inundaciones [3].

En Ecuador, como resultado de las estaciones invernales y la influencia del fenómeno del Niño, se presentan inundaciones y el colapso de sistemas de drenaje en áreas urbanas vulnerables, tal como sucede en el cantón Pasaje, que, conforme a su Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial, esta localidad presenta una susceptibilidad física a las inundaciones provocadas por las intensas precipitaciones durante temporada de lluvia. Estas inundaciones son exacerbadas por factores como el cambio climático y la rápida urbanización, que alteran la respuesta hidrológica de la zona [4] [5], esto engloba la pérdida de ecosistemas y tierras, aumentando las superficies impermeables y reduciendo la capacidad de infiltración del suelo. Adicionalmente, el aumento de precipitaciones intensas puede incrementar el caudal máximo y la escorrentía superficial, afectando la calidad de las aguas superficiales [6]. Esto coincide con el estudio realizado por Shun Chan et al., en donde se concluyó que los sistemas de drenaje urbano no fueron diseñados para manejar el aumento de la escorrentía superficial, originado por la reducción de infiltración en el entorno urbano [7].

Por lo tanto, una alternativa de solución para esta problemática son los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) que recolectan, infiltran, retardan, almacenan y tratan la escorrentía en el sitio para controlar el riesgo de inundación y mejorar la calidad de las aguas superficiales [8]. Los SUDS son una red integrada de áreas con vegetación y espacios abiertos, diseñados para preservar los principios y funciones de los ecosistemas naturales para la gestión de aguas pluviales [9]; además, aportan beneficios más amplios como mejorar el paisaje urbano y la biodiversidad generando impactos positivos en aspectos sociales y ambientales [10]. Las técnicas SUDS pueden ser aplicadas tanto en espacios públicos como privados, algunas de estas técnicas corresponden a: pavimentos permeables, jardines de lluvia, cubierta verde, zanjas o pozos de infiltración, barril de lluvia, cunetas vegetadas y drenes filtrantes [11] [12].

Con la revisión de artículos científicos, se ha observado que varios autores han empleado diferentes enfoques metodológicos en sus investigaciones, entre los cuales se encuentra el estudio realizado por Cubides & Santos denominado “Control de escorrentías urbanas mediante Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS): Pozos/Zanjas de infiltración”, en la cual describe el uso de SUDS para controlar la escorrentía urbana y utiliza el software EPA SWMM 5.1 para analizar el uso de nuevas alternativas de drenaje complementadas con SUDS, en la localidad de Fontibón, Colombia [13]. Asimismo, Kian et al. en su investigación denominada “Un análisis de la rehabilitación del drenaje pluvial para sistemas integrados BIOECODS utilizando EPA-SWMM”, diseña un BIOECODS integrado en EPA-SWMM para la rehabilitación de escorrentías de aguas pluviales en un área urbana, en Malasia [14]. Además, Sarminingsih et al en su estudio “Revisión y diseño del sistema de drenaje de la carretera Kedungmundu, ciudad de Semarang, con la implementación del Sistema Urbano de Drenaje Sostenible (SUDS)” propone la implementación de barriles de lluvia para controlar el escurrimiento urbano y reducir la descarga de agua de lluvia en el área de la carretera Kedungmundu [15].

Además, Seyedashraf et al., en su investigación “Optimización de muchos objetivos del drenaje sostenible Sistemas en zonas urbanas con diferentes pendientes superficiales” destaca que la pendiente de una cuenca urbana influye en el diseño óptimo, por lo que sugiere que no debe haber una política única para áreas con diferentes pendientes, en Reino Unido [16]. Finalmente, Gonzalez et al. en su estudio denominado “Metodología para el diseño de sistemas urbanos de drenajes sostenibles que minimicen el riesgo de inundaciones en vías urbanas” propone una metodología de diseño para los SUDS que pretende abordar las inundaciones urbanas y analizar los problemas de drenaje en la ciudad de Machala, Ecuador [17]. Por lo tanto, a continuación, la Tabla 1 presenta un análisis comparativo de estos trabajos revisados:

**Tabla 1: Análisis comparativo de metodologías para el diseño de SUDS**

| <b>Autores</b>   | <b>Conocimiento</b>   | <b>Métodos</b>   | <b>Aplicaciones prácticas</b>   | <b>Conclusiones</b>   | <b>Referencias bibliográficas</b> |
|--|---|--|---|---|-----------------------------------|
| E. D. Cubides y G. E. Santos   | Describe el uso de SUDS para controlar la escorrentía urbana y utiliza el Software EPA SWMM 5.1 para analizar el uso de nuevas alternativas de drenaje complementadas con SUDS      | Modelado hidráulico e hidrológico en Software EPA SWMM para análisis de precipitaciones y comportamiento hidráulico                    | Implementación de pozos de infiltración como alternativa de drenaje.  | Los SUDS pueden ser utilizados para controlar la escorrentía superficial en áreas urbanas, lo que incluye las carreteras, y reducir el riesgo de inundación | [13]                              |
| N. Z. Kian, H. Takaijudin and M. Osman   | El artículo diseña un BIOECODS integrado en SWMM para la rehabilitación de escorrentías de aguas pluviales en un área urbana.   | Modelado de simulación de lluvia-escorrentía en Software EPA SWMM para analizar la gestión de aguas pluviales en áreas urbanas.        | Gestión efectiva de la cantidad y calidad del agua de lluvia, y reducción en la descarga de agua de lluvia de áreas impermeables a través de la infiltración. | La aplicación de BIOECODS permitió analizar el sistema de biorretención integrado, y se demostró que no habría más inundaciones repentinas.                 | [14]                              |
| A. Sarminingsih, D. S. Handayani, A. Astriani  | El trabajo propone la implementación de barriles de lluvia para controlar el escurrimiento urbano y reducir la descarga de agua de lluvia de una vía.                               | Análisis hidrológico y uso de barriles de lluvia como tipo de SUDS.  | Implementación de barriles de lluvia. Reducción del vertido de aguas pluviales al canal de drenaje.   | La aplicación de SUDS se presenta como una solución para lidiar con las inundaciones y el manejo del agua de lluvia de las calles.                          | [15]                              |
| O. Seyedashraf, A. Bottacin-Busolin y J. J. Harou  | El estudio destaca que la pendiente de una cuenca urbana influye en el diseño óptimo, por lo que sugiere que no debe haber una política única para áreas con diferentes pendientes. | Modelación en el software EPA SWMM, que permite simular flujos en canales abiertos, así como flujo presurizado en tuberías de drenaje. | Diseños de drenaje que logran un equilibrio en función de las condiciones específicas de pendiente y superficie de la cuenca urbana.                          | Identifica la combinación óptima de diferentes componentes de drenaje sostenible.   | [16]                              |
| J. G. Gonzalez Aguilar, C. E. Sánchez Mendieta, Y. P. Medina Sánchez, F. L. Campuzano Vera | La investigación trata sobre inundaciones urbanas en la ciudad de Machala, analizando los problemas de drenaje.   | Modelado hidráulico e hidrológico empleando el Software EPA SWMM   | Propuesta de pavimento permeable y área inundable como soluciones para un sistema de drenaje sostenible.  | Control de inundaciones en zonas urbanas Implementación de Sistemas de Drenaje Urbano Sostenible (SUDS)   | [17]                              |

## 1.1. Alcances Y Objetivos

Un sistema de drenaje deficiente puede conllevar a que las tuberías excedan su capacidad y colapsen a causa del aumento de la escorrentía superficial en una cuenca urbana específica. Esto surge como resultado del crecimiento demográfico y urbanístico a lo largo de los años, lo que resulta en el aumento de superficies impermeables y la disminución de la capacidad de infiltración del suelo. En consecuencia, se propone la aplicación de SUDS mediante la utilización de modelos hidrológicos, hidráulicos y herramientas de información geográfica en vías urbanas de la ciudad de Pasaje para el control del riesgo de inundaciones

## 2. METODOLOGÍA

Para el caso de estudio, el universo comprendió las calles urbanas del cantón Pasaje, en donde la población corresponde a las calles de la parroquia Ochoa León, que según el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Pasaje 2019 – 2023 cuenta con un total de 60267.14 m de vías asfaltadas y pavimentadas. En la selección de la muestra, se aplicó el método de observación directa que permitió la identificación de dos zonas de estudio las cuales se presentan en la Figura 1, la primera zona delimitada al norte por la Avenida Azuay, al sur con la Avenida Jubones y al este con la calle 1 de noviembre; mientras que, la segunda zona está delimitada al norte por la calle Rodrigo Ugarte, al sur con la Avenida Rocafuerte, al este con la calle Municipalidad y al oeste con la Avenida 9 de mayo.

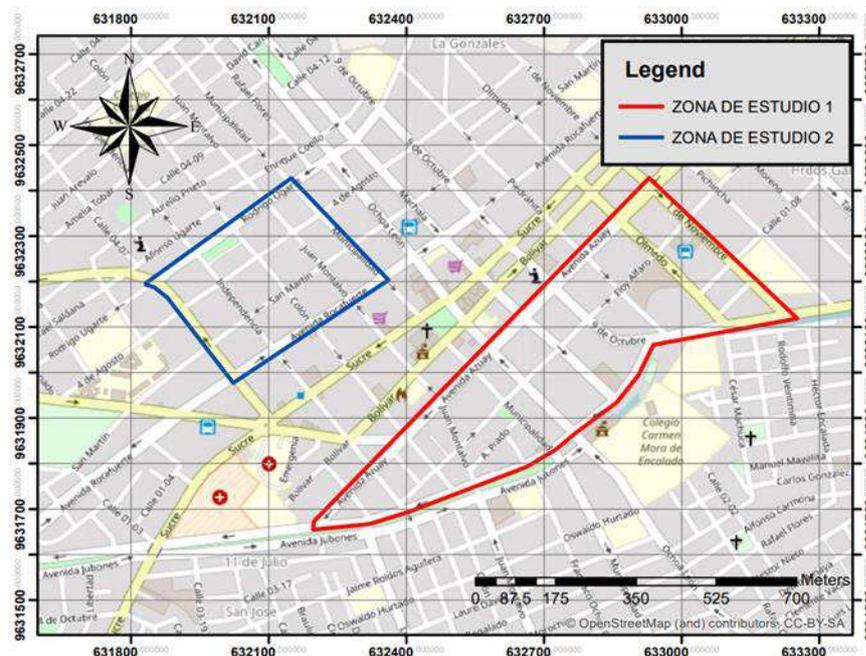


Figura 1: Zonas de estudio en la ciudad de Pasaje

La metodología empleada se sustenta en el análisis de contenido mediante una revisión bibliográfica de libros, revistas, artículos, tesis de maestría y manuales referentes a la aplicación de SUDS. De acuerdo a esta fundamentación teórica, se plantea el proceso metodológico mostrado en la Tabla 2, el cual está basado en los criterios de los autores Gonzalez et al., Kian et al. y Seyedashraf et al. para el diseño de los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible [14] [16] [17]. La descripción de este proceso abarca el análisis topográfico, análisis de geología y geotecnia, análisis hidrológico, análisis hidráulico y el análisis de superficies impermeables. Con los datos recopilados en la investigación de campo, se determinaron las cuencas urbanas para el caso de estudio con el empleo del software Global Mapper 18; a partir de las cuales se desarrolló el modelo en el software SWMM 5.2, por sus siglas en inglés Modelo de Gestión de Aguas Pluviales, que refleja la realidad actual de la zona estudiada. Con los resultados obtenidos en la simulación hidrológica, se determinará una propuesta de dispositivo SUDS y un segundo modelo hidrológico donde se incluyó la técnica de SUDS seleccionada, con el objetivo de realizar un análisis comparativo entre ambos modelos. Adicionalmente, se dimensionan los aliviaderos y conexiones a la red, y se determinan las labores de mantenimiento que requiera el tipo de SUDS seleccionado. Todos estos procesos se pueden agrupar en cuatro criterios: análisis de la condición existente del área de estudio, análisis de la red de drenaje de la cuenca urbana, propuesta de SUDS; y, conexiones a red y mantenimiento.

**Tabla 2:** Descripción del proceso metodológico

| Proceso  | Descripción   | Instrumento   | Resultado  | Referencias  |
|--|---|---|--|--------------|
| Análisis de la condición existente del área de estudio | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Análisis topográfico</li> <li>• Análisis de geología y geotecnia</li> <li>• Análisis hidrológico</li> <li>• Análisis hidráulico</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Nivel topográfico</li> <li>• GPS RTK</li> <li>• Software ArcMap 10.3</li> <li>• Estudio de suelo</li> <li>• Manual "Estudios de Lluvias Intensas"</li> <li>• Software Excel</li> <li>• Planos del catastro de redes de alcantarillado</li> <li>• Software AutoCAD</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Modelo Digital de Elevaciones</li> <li>• Tipo de suelo</li> <li>• Permeabilidad del suelo</li> <li>• Hietograma de precipitación</li> <li>• Red de alcantarillado pluvial</li> <li>• Superficie impermeable y permeable</li> <li>• Coeficiente de escorrentía para cada superficie</li> </ul> | [14]         |
| Análisis de la red de drenaje de la cuenca urbana      | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Análisis de cuencas urbanas</li> <li>• Análisis de superficies impermeables</li> <li>• Limitación de drenaje</li> </ul>                    | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Software Global Mapper 18</li> <li>• Software EPA SWMM 5.2</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cuencas urbanas</li> <li>• Red de drenaje para modelado</li> <li>• Resultados de la simulación hidrológica</li> </ul>   | [16]         |
| Propuesta de SUDS                                      | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Selección del tipo de SUDS</li> <li>• Dimensionamiento de SUDS</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Software EPA SWMM 5.2</li> </ul>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cubiertas vegetales</li> <li>• Parterres inundables</li> <li>• Cunetas vegetales</li> <li>• Pavimentos permeables</li> <li>• Drenes filtrantes</li> <li>• Zanjas y pozos de infiltración</li> </ul>   | [16]<br>[17] |
| Conexiones a red y mantenimiento                       | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Dimensionamiento de aliviaderos y conexiones a la red</li> <li>• Selección de labores de mantenimiento</li> </ul>                          | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Manual del Software SWMM</li> <li>• Manual de Lineamientos de Diseño de Infraestructura Verde</li> </ul>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Conexiones a red existente o propuestas</li> <li>• Técnicas de mantenimiento</li> <li>• Fichas de mantenimiento</li> </ul>  | [17]         |

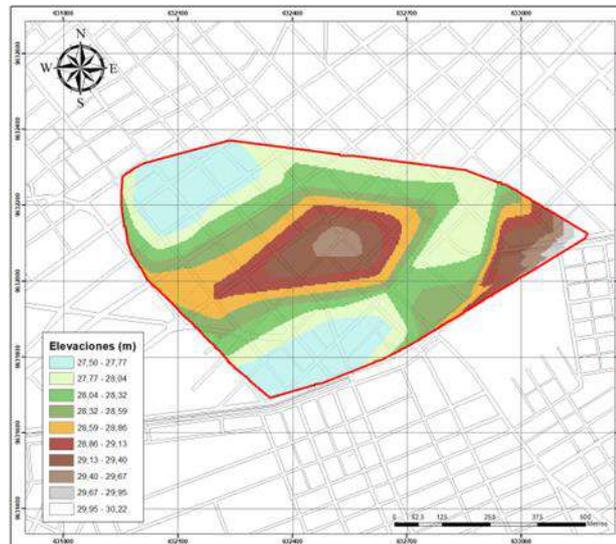
## 3. RESULTADOS

La fundamentación bibliográfica de artículos científicos permitió la elaboración de la propuesta metodológica descrita en la Tabla 2, que engloba todos los procesos y análisis utilizados en las investigaciones de los autores mencionados anteriormente. A continuación, se presentan los resultados de forma detallada, destacando cada uno de los criterios considerados; y con la finalidad de validar la metodología propuesta, se tomará como caso de estudio el sector de la ciudad de Pasaje, tal como se presentó en la Figura 1.

### 3.1. Análisis De La Condición Existente Del Área De Estudio

#### 3.1.1. Análisis Topográfico

Se realizó un levantamiento topográfico detallado en las zonas de estudio, empleando un nivel topográfico para conocer las elevaciones del terreno, además, con el fin de garantizar la precisión de los datos recopilados, se usó un GPS RTK para referenciar las coordenadas de las calles utilizando el sistema de referencia WGS84, Proyección UTM, Zona 17S, dando como resultado el modelo digital de elevaciones (DEM), por sus siglas en inglés. En la Figura 2 se observa el mapa de elevaciones de la ciudad de Pasaje, obteniendo un desnivel en la zona urbana de 27.50 msnm hasta 30.22 msnm.



**Figura 2:** Mapa de elevaciones de la ciudad de Pasaje

### 3.1.2. Análisis De Geología Y Geotecnia

Para la descripción de la zona de estudio, mediante un análisis documental, se clasificó el suelo de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Desde un punto de vista geotécnico, los estratos están constituidos por: limos arcillosos y arenas. Los resultados del perfil estratigráfico llevado a cabo en 2020, por el Laboratorio de Suelos & Ingeniería en Cimentaciones en la zona de estudio, indican que a una profundidad de 1.50 - 2.00 m, el Límite Líquido es del 41.12% y el Índice de Plasticidad es del 15.47%. Esto corresponde a un tipo de suelo limo inorgánico de baja compresibilidad (clasificación ML), que es un tipo de suelo limoso o arcilloso con baja plasticidad; y por lo tanto, presenta una capacidad media de infiltración.

### 3.1.3. Análisis Hidrológico

El análisis hidrológico constituye una parte fundamental en la modelación, debido a que, se emplea una tormenta de diseño específica, en este caso, el hietograma de precipitación obtenido mediante el método del bloque alterno a partir de las curvas IDF (Intensidad – Duración - Frecuencia). Para obtener estas curvas IDF, se utilizan las ecuaciones representativas de una estación pluviométrica, las cuales se encuentran en el libro “Estudios de Lluvias Intensas” del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología del Ecuador [18]. Estas ecuaciones permitirán calcular las intensidades máximas de precipitación necesarias para el análisis.

En este contexto, la estación pluviométrica M0040 PASAJE se encuentra más cercana a la zona de estudio y cuenta con intensidades máximas en 24 horas para varios períodos de retorno (TR) según el INAMHI, tal como se presenta en la Tabla 3:

**Tabla 3:** Intensidades máximas en 24 horas para la estación M0040 PASAJE

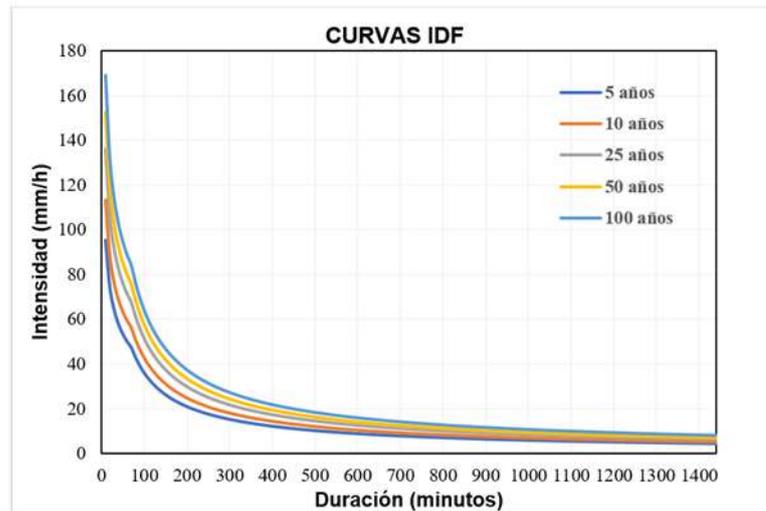
| Estación     | X (m)     | Y (m)      | Z (msnm) | $I_{d_{TR}}$ (mm/hr) |      |      |      |       |
|--------------|-----------|------------|----------|----------------------|------|------|------|-------|
|              |           |            |          | TR5                  | TR10 | TR25 | TR50 | TR100 |
| M0040 PASAJE | 636773.72 | 9632736.04 | 40       | 4.17                 | 4.96 | 5.95 | 6.67 | 7.39  |

A continuación, en la Tabla 4 se observan las ecuaciones representativas para dicha estación según los intervalos de tiempo especificados:

**Tabla 4:** Ecuaciones representativas de intensidades para la estación M0040 PASAJE

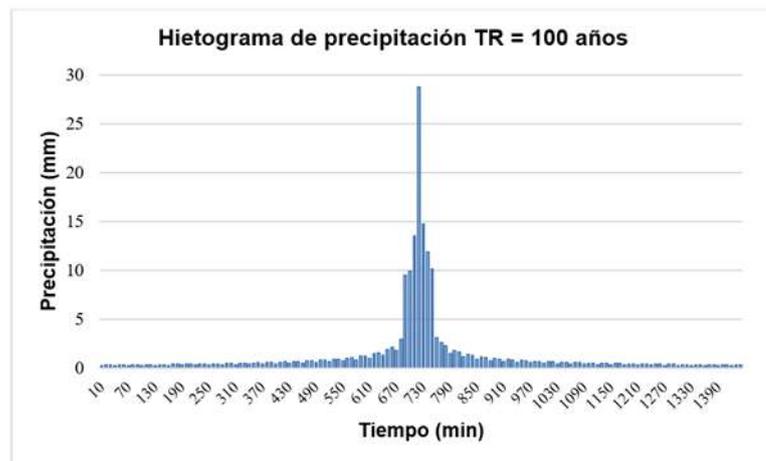
| Estación     | Intervalos           | Ecuaciones  |
|--------------|----------------------|---|
| M0040 PASAJE | 5 min < 71,23 min    | $I_{TR} = 52.135 \cdot t^{-0.358} \cdot I_{d_{TR}}$ |
|              | 71.23 min < 1440 min | $I_{TR} = 316.81 \cdot t^{-0.781} \cdot I_{d_{TR}}$ |

Con estos insumos, se establecieron las curvas IDF para un período de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años como se muestra en la Figura 3, las cuales fueron utilizadas en la creación de los hietogramas de precipitación con un intervalo de 10 minutos.



**Figura 3:** Curvas IDF para diferentes períodos de retorno, Estación M0040 PASAJE

La norma CPE INEN 005-9-1 establece que para sistemas de micro drenaje se dimensionará para el escurrimiento cuya ocurrencia tenga un período de retorno entre 2 y 10 años, mientras que para sistemas de macro drenajes se diseñarán para escurrimientos de frecuencias superiores a los 50 años. Sin embargo, en el caso de estudio se escogió un periodo de retorno de 100 años, para asegurar que el dimensionamiento del SUDS sea capaz de captar el volumen de lluvia correspondiente a ese periodo de retorno y satisfacer las necesidades tanto de micro drenaje y macro drenaje establecidas por la normativa. En la Figura 4 se muestra el hietograma de precipitación para un periodo de retorno de 100 años, que será utilizado en el software SWMM como una tormenta de diseño.



**Figura 4:** Hietograma de precipitación para TR = 100 años

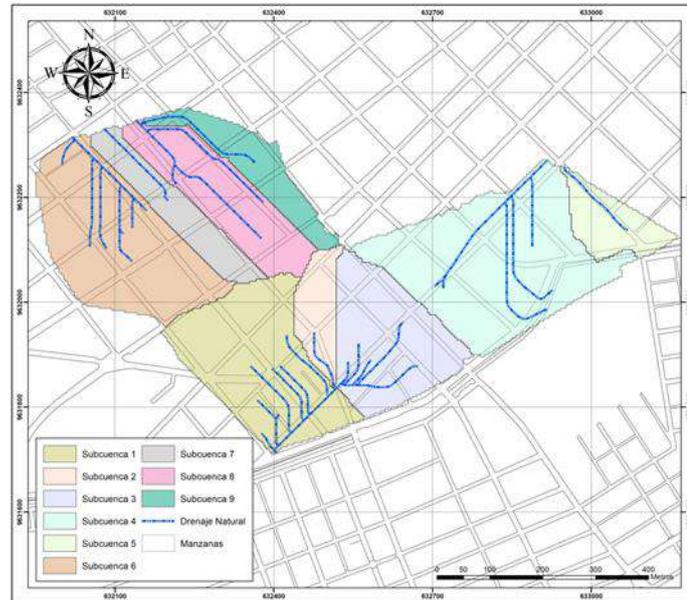
### 3.1.4. Análisis Hidráulico

Se evidenció mediante la revisión de los planos de la Empresa Pública de Agua, Alcantarillado y Aseo de Pasaje (AGUAPAS EP), la cual se encarga de proveer los servicios de agua potable, alcantarillado y aseo de la ciudad; que el sistema de drenaje existente es de tipo combinado, es decir, transporta aguas servidas y aguas lluvias en una misma tubería; sin embargo, en la modelación no se tomará en cuenta el volumen que aporta estas aguas servidas al sistema, debido a que solo se analizará el impacto de una tormenta de lluvia en la vía urbana. Según el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del cantón Pasaje, se trata del subsistema Central, que corresponde al sector centro-norte de la ciudad, abarcando un área de 235 ha, que tiene más de 50 años de servicio. Este drenaje tiene la descarga en un canal abierto que conduce directamente hacia el Río Jubones, sin someter a ningún tipo de tratamiento a estas aguas.

## 3.2. Análisis De La Red De Drenaje De La Cuenca Urbana

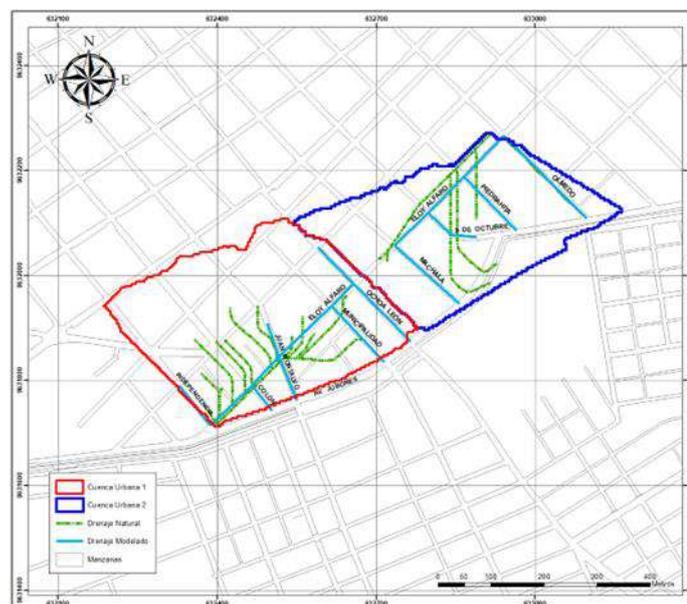
### 3.2.1. Análisis De Cuencas Urbanas

El DEM obtenido anteriormente fue procesado en el software Global Mapper 18 para generar las cuencas hidrográficas dentro del área urbana. Se obtuvieron 9 subcuencas y 4 redes de drenaje, tal como se muestra en la Figura 5. Sin embargo, se decidió que las cuatro subcuencas que se encuentran en la zona de estudio 2, no se emplearán en la modelación, dado a que la incidencia de las mismas no influye en el objeto de estudio.



**Figura 5:** Creación de subcuencas y redes de drenaje natural

El escurrimiento de las cuencas restantes que pertenecen a la zona de estudio 1, fue comparado con la infraestructura existente de drenaje y se comprobó que el escurrimiento coincidía con las calles e intersecciones vulnerables a inundación, por lo tanto, se procedió a trazar líneas rectas en cada una de estas para su utilización en el proceso de modelado. En la Figura 6, se muestra la zona de estudio con las dos cuencas urbanas identificadas, la primera cuenca abarca una superficie de 13.25 ha, mientras que la segunda ocupa 11.20 ha. Ambas cuencas poseen su propia red de drenaje natural y el drenaje modelado con las calles, que quedan determinadas por las características de elevación del terreno.



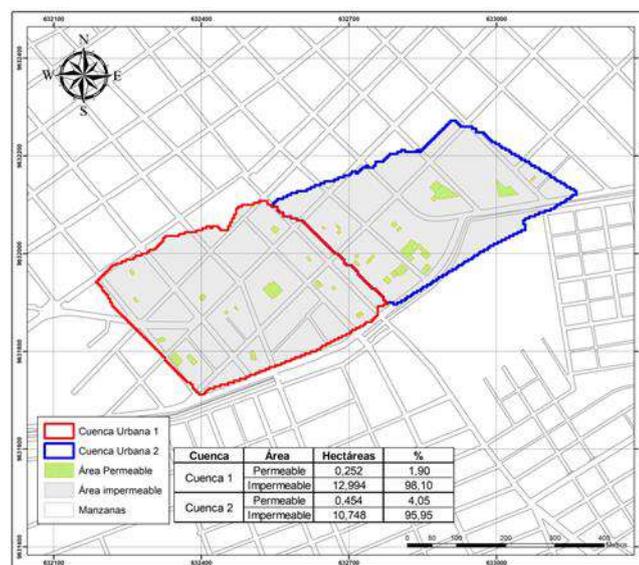
**Figura 6:** Cuencas urbanas con drenaje natural y drenaje modelado

### 3.2.2. Análisis De Superficies Impermeables

Se calcularon los porcentajes de impermeabilidad para las dos cuencas urbanas identificadas en la zona de estudio 1, encontrando que el 98.10% de la Cuenca 1 es impermeable; por otro lado, la Cuenca 2 presenta un porcentaje de impermeabilidad del 95.95%, según se detalla en la Tabla 5. Ambas cuencas presentan valores altos de impermeabilidad, principalmente debido a la presencia de viviendas, aceras y calles. Además, en la Figura 7 se observa el mapa de zonas permeables e impermeables, en donde las zonas de color verde representan las áreas verdes existentes en la zona de estudio.

**Tabla 5:** Superficies de las cuencas urbanas

| Cuenca   | Superficie  | Tipo          | Área  |                 | %     | Coef. N |
|----------|-------------|---------------|-------|-----------------|-------|---------|
|          |             |               | ha    | km <sup>2</sup> |       |         |
| Cuenca 1 | Permeable   | Pasto natural | 0.252 | 0.003           | 1.90  | 0.130   |
|          |             | Hierba Corta  |       |                 |       | 0.150   |
|          | Impermeable | Viviendas     | 7.979 | 0.080           | 60.23 | 0.012   |
|          |             | Aceras        | 2.119 | 0.021           | 16.00 | 0.012   |
|          |             | Calles        | 2.896 | 0.029           | 21.86 | 0.011   |
| Cuenca 2 | Permeable   | Pasto natural | 0.454 | 0.005           | 4.05  | 0.130   |
|          |             | Hierba Corta  |       |                 |       | 0.150   |
|          | Impermeable | Viviendas     | 7.278 | 0.073           | 64.97 | 0.012   |
|          |             | Aceras        | 1.263 | 0.013           | 11.28 | 0.012   |
|          |             | Calles        | 2.207 | 0.022           | 19.70 | 0.011   |



**Figura 7:** Área permeable e impermeable de las cuencas urbanas

### 3.2.3. Limitación De Drenaje

Con la información obtenida previamente, se procedió a construir los dos modelos hidrológicos en SWMM 5.2 correspondientes a las dos cuencas urbanas ya delimitadas, para un período de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años. Primero, se definieron las unidades de caudal en el programa, en este caso CMS (metros cúbicos por segundo). Luego, se ingresaron las elevaciones de las uniones para cada modelo, las cuales resultaron del levantamiento topográfico con nivel. Seguidamente, se procedió a dibujar las subcuencas en el área de estudio, así como el trazado de las conducciones mediante líneas rectas, que representan las calles urbanas para la simulación. Los valores de los parámetros ingresados se obtuvieron tomando como referencia las recomendaciones presentadas en el manual del software mencionado anteriormente. Finalmente, se ingresaron los datos del pluviómetro de acuerdo a los Hietogramas de precipitación obtenidos con intervalos de 10 minutos. De esta forma, se logró calibrar el modelo de acuerdo con las condiciones topográficas e hidrológicas del sector, y al ejecutar la simulación, se pudo llevar a cabo el análisis según se detalla a continuación:

En la Tabla 6, se muestran los resultados de la simulación hidrológica de caudal pico y volumen de inundación para las dos cuencas urbanas. Se evidencia que la Cuenca 2 cuenta con un mayor volumen de inundación y, por consiguiente, tiene una mayor incidencia en el objeto de estudio.

**Tabla 6:** Caudal pico y volumen de inundación para las cuencas urbanas

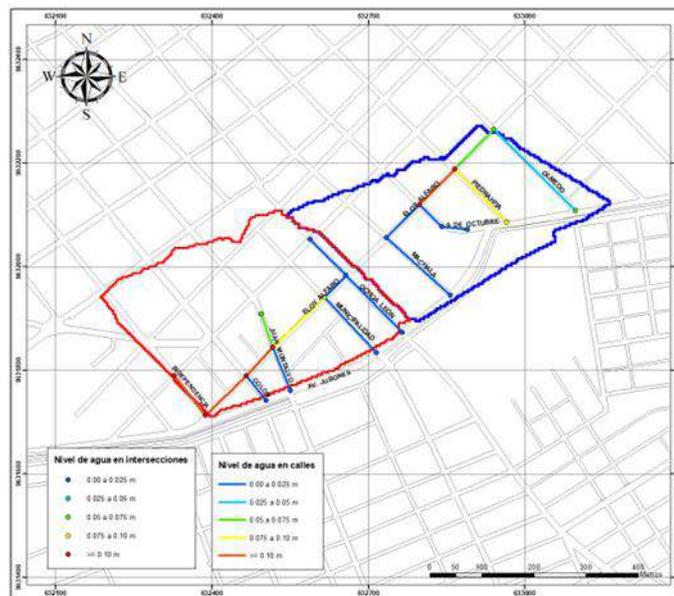
| Período de retorno | Cuenca 1           |                            | Cuenca 2           |                            |
|--------------------|--------------------|----------------------------|--------------------|----------------------------|
|                    | Caudal Pico (m³/s) | Volumen de inundación (m³) | Caudal Pico (m³/s) | Volumen de inundación (m³) |
| 5 años             | 0.35               | 0                          | 0.28               | 286                        |
| 10 años            | 0.46               | 1                          | 0.35               | 448                        |
| 25 años            | 0.56               | 68                         | 0.44               | 672                        |
| 50 años            | 0.65               | 168                        | 0.51               | 851                        |
| 100 años           | 0.74               | 295                        | 0.57               | 1036                       |

De acuerdo a lo expuesto en la sección 3.1.3, para el dimensionamiento del SUDS se emplearán los datos obtenidos para un periodo de retorno de 100 años; esta elección también se justifica en los resultados presentados de la Tabla 6, que representa la situación más crítica para ese periodo de retorno. En la Tabla 7, se observan a detalle los resultados más relevantes de las modelaciones de las dos cuencas urbanas para un periodo de retorno de 100 años, tales como la altura de precipitación total, las pérdidas por infiltración y la escorrentía superficial.

**Tabla 7:** Cantidad de escorrentía de las cuencas urbanas

| Cantidad de escorrentía | Cuenca 1                     | Cuenca 2                     |
|-------------------------|------------------------------|------------------------------|
|                         | Altura de precipitación (mm) | Altura de precipitación (mm) |
| Precipitación total     | 31.93                        | 31.93                        |
| Infiltración            | 0.52                         | 1.12                         |
| Escorrentía superficial | 29.76                        | 29.13                        |

Para el caso de estudio, se obtuvo que la altura de precipitación total que cae sobre la cuenca urbana es de 31.93 mm, con esta condición, se evidencia que la inundación puede igualar o incluso sobrepasar la profundidad de la acera, tal como se muestra en la Figura 8, donde se aparece el nivel de agua en calles. Las calles o conductos marcados en color rojo igualan o superan el nivel de acera propuesto. Se observa que las zonas vulnerables se encuentran en la calle Eloy Alfaro, en los tramos comprendidos entre Independencia y Juan Montalvo, y entre 9 de octubre y Piedrahita, es decir, son susceptibles a inundación.



**Figura 8:** Mapa de nivel de agua y drenaje en intersecciones

### 3.3. Propuesta De SUDS

#### 3.3.1. Selección Del Tipo De SUDS

El caso de estudio corresponde a una zona urbana, específicamente el casco central de la ciudad de Pasaje, el cual está constituido por viviendas, aceras, vías y un pequeño porcentaje de áreas verdes, tal como se presentó en la Figura 7, lo cual implica que existe una mínima infiltración del suelo en dicha zona. Por lo tanto, se seleccionó como alternativa de SUDS, la aplicación de áreas de biorretención, esta elección se basó en la capacidad de estos dispositivos para ajustarse a la disponibilidad de espacios y mejorar la estética del paisaje urbano.

El caso de estudio corresponde a una zona urbana, específicamente el casco central de la ciudad de Pasaje, el cual está constituido por viviendas, aceras, vías y un pequeño porcentaje de áreas verdes, tal como se presentó en la Figura 7, lo cual implica que existe una mínima infiltración del suelo en dicha zona. Por lo tanto, se seleccionó como alternativa de SUDS, la aplicación de áreas de biorretención, esta elección se basó en la capacidad de estos dispositivos para ajustarse a la disponibilidad de espacios y mejorar la estética del paisaje urbano.

Las áreas de biorretención o jardines de lluvia, consisten en una depresión en la tierra cubierta con acolchado y medios bien drenados, como suelo con vegetación, arena y/o capas de grava, que permiten almacenar e infiltrar la escorrentía y aumentar la biodiversidad de un sitio al ser estéticamente agradables [19]. Los jardines de lluvia cumplen con la función de fijar contaminantes y por ende depurar el agua de lluvia, esto se lleva a cabo a través de mecanismos físicos, químicos y biológicos.

### 3.3.2. Dimensiones Del SUDS

Para el dimensionamiento del SUDS se diseñó para la cuenca con mayor influencia sobre el objeto de estudio, en este caso la Cuenca 2, en donde se tiene que el área de intervención establecida será la calle Eloy Alfaro. En la Figura 9, se observa que el área de aportación de la subcuenca S4 tiene un valor de 9.34 ha, la cual será el área que se va a intervenir con la utilización de la técnica jardín de lluvia.

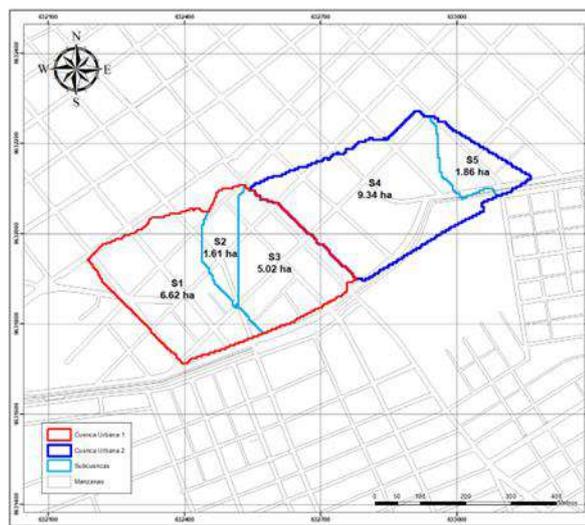


Figura 9: Áreas de aportación de las cuencas urbanas

El dimensionamiento del jardín de lluvia fue referenciado a partir de los criterios establecidos por el “Manual del software SWMM 5.2” y el “Manual de Lineamientos de Diseño de Infraestructura Verde para Municipios Mexicanos” [20] [21]. Además, la investigación de Chen et al. proporciona parámetros de ingeniería detallados para el diseño de jardines de lluvia, los cuales se muestran en la Tabla 8 [22]. Estos parámetros tienen un impacto significativo en la infiltración de escorrentía y por lo tanto, determinan la capacidad y eficiencia de tratamiento, por lo cual, estos valores servirán de guía para la propuesta de diseño de jardín de lluvia.

Tabla 8: Parámetros clave para el diseño de jardines de lluvia

| Parámetro de diseño           | Valores       | Referencias |
|-------------------------------|---------------|-------------|
| Ancho de capa filtrante       | 600 – 2000 mm | [23], [24]  |
| Longitud de capa filtrante    | < 40 m        | [23], [24]  |
| Profundidad de capa filtrante | 600 – 1000 mm | [23]        |
|                               | 400 – 600 mm  | [24]        |
| Capa drenante                 | >50 mm        | [24]        |

Por otra parte, el caudal de diseño calculado fue de 0.57 m<sup>3</sup>/s para un período de retorno de 100 años; en la simulación aplicando jardines de lluvia se realizó un ajuste para la captación de un metro cúbico de lluvia, lo que permitió establecer una correlación directa entre la cantidad deseada de metros cúbicos a evacuar y el número de dispositivos de jardín de lluvia necesarios.

En concordancia con la modelación hidrológica realizada de manera experimental, se obtuvo que se deben colocar cuatro dispositivos dentro de la microcuenca para captar ese metro cúbico de escorrentía, y dependiendo del volumen que se desee evacuar se deben establecer estrategias para la ubicación de estos jardines de lluvia dentro de la zona urbana.

La simulación realizada consideró una dimensión del jardín de lluvia de 0.80 m x 5.50 m, con un área de 4.40 m<sup>2</sup> por cada jardín de lluvia, estableciendo un área total de 17.60 m<sup>2</sup> por los cuatro dispositivos establecidos. A continuación, en la Figura 10 se presenta el esquema del detalle constructivo del jardín de lluvia, en el cual, se propuso un espesor de acolchado de 10 cm, una capa filtrante o capa sustrato de 40 cm y una capa drenante de 30 cm. Finalmente, se aconseja que exista un área de vegetación densa en la entrada del jardín de lluvia para que sirva de pretratamiento y disipación de energía.

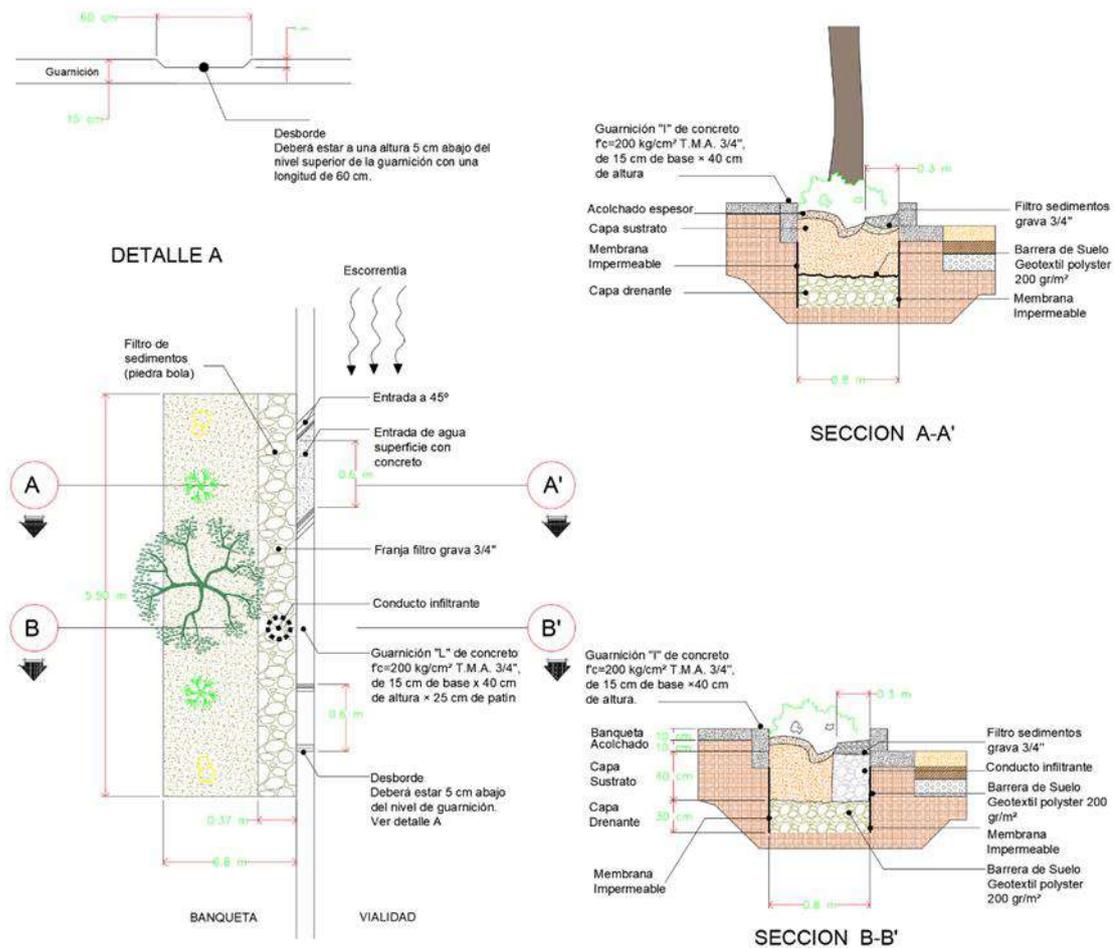


Figura 10: Detalle constructivo del jardín de lluvia

### 3.4. Conexiones A Red Y Mantenimiento

#### 3.4.1. Aliviaderos Y Conexiones A La Red

Para eventos de lluvia extremos deben instalarse estructuras de rebose que permitan la descarga controlada del jardín de lluvia a la red. Actualmente, la infraestructura existente de alcantarillado es del tipo combinado, por lo cual es recomendable que exista una red separada para aguas lluvias y aguas residuales.

#### 3.4.2. Labores De Mantenimiento

Se concluye con las labores de mantenimiento que se deben llevar a cabo para garantizar un adecuado funcionamiento del jardín de lluvia, según el Manual de Lineamientos de Diseño de Infraestructura Verde para Municipios Mexicanos, el mantenimiento rutinario consiste en podas, deshierbe y riego en temporadas secas, así como la limpieza periódica de las entradas de agua antes y después de la temporada de lluvias [21]. Además, otros autores mencionan que el mantenimiento requerido para elementos de biorretención incluye inspecciones trimestrales para detectar erosión y falta de material o vegetación.

## 4. CONCLUSIONES



Se fundamentó conceptualmente mediante una revisión bibliográfica exhaustiva relacionada con estudios para la aplicación de los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible que controlen el riesgo de inundaciones en vías urbanas. El análisis de contenido de artículos científicos permitió la elaboración de una propuesta metodológica basada en los procesos de Análisis de la condición existente del área de estudio, Análisis de la red de drenaje de la cuenca urbana, Propuesta de SUDS y, Conexiones a red y mantenimiento, tomando como caso de estudio el sector de la ciudad de Pasaje, ubicada en Ecuador.

Se identificaron dos cuencas urbanas vulnerables a inundaciones mediante el uso del software Global Mapper 18, luego se comparó el escurrimiento de estas cuencas con la infraestructura existente de drenaje y se comprobó que el escurrimiento coincidía con las calles e intersecciones vulnerables a inundación. De la misma forma, por medio de la caracterización y modelación hidrológica de las cuencas en el software SWMM 5.2 con un período de retorno de 100 años, se analizó la escorrentía superficial de la zona de estudio y los resultados mostraron que el nivel del agua alcanza una altura superior a la de la acera. De esta forma, se logró la validación de la metodología propuesta con aplicación a la ciudad de Pasaje.

En base a los resultados de la modelación, se seleccionó la Cuenca 2 para realizar el análisis y la propuesta de SUDS, en la cual, se planteó como alternativa la utilización de jardines de lluvia, y mediante un ajuste se determinó que para la captación de  $1 \text{ m}^3$  de escorrentía, se requiere emplear cuatro dispositivos dentro de la superficie de la cuenca correspondiente a 9.34 ha, los cuales deberán tener una dimensión de 0.80 m x 5.50 m cada uno. A medida que se incremente el uso de este tipo de estructuras dentro del área especificada se logrará evacuar un mayor volumen de escorrentía para el control de riesgo de inundaciones en vías urbanas.

1. P. Joshi, J. P. Leitão, M. Maurer, and P. M. Bach, "Not all SuDS are created equal: Impact of different approaches on combined sewer overflows," *Water Res*, vol. 191, 2021, doi: 10.1016/j.watres.2020.116780.
2. S. Tang *et al.*, "Robustness analysis of storm water quality modelling with LID infrastructures from natural event-based field monitoring," *Science of the Total Environment*, vol. 753, 2021, doi: 10.1016/j.scitotenv.2020.142007.
3. Z. Xue, "Sistemas de Drenaje Urbano Sostenible," Universidad de Alcalá, Alcalá de Henares, 2020. Accessed: Feb. 11, 2023. [Online]. Available: <http://hdl.handle.net/10017/44038>
4. P. Singh, V. S. P. Sinha, A. Vijhani, and N. Pahuja, "Vulnerability assessment of urban road network from urban flood," *International Journal of Disaster Risk Reduction*, vol. 28, 2018, doi: 10.1016/j.ijdr.2018.03.017.
5. C. Bae and D. K. Lee, "Effects of low-impact development practices for flood events at the catchment scale in a highly developed urban area," *International Journal of Disaster Risk Reduction*, vol. 44, 2020, doi: 10.1016/j.ijdr.2019.101412.
6. S. S. Baek *et al.*, "A novel water quality module of the SWMM model for assessing low impact development (LID) in urban watersheds," *J Hydrol (Amst)*, vol. 586, 2020, doi: 10.1016/j.jhydrol.2020.124886.
7. F. K. Shun Chan *et al.*, "'Sponge City' in China—A breakthrough of planning and flood risk management in the urban context," *Land use policy*, vol. 76, 2018, doi: 10.1016/j.landusepol.2018.03.005.
8. E. Lähde, A. Khadka, O. Tahvonen, and T. Kokkonen, "Can we really have it all?—Designing multifunctionality with sustainable urban drainage system elements," *Sustainability (Switzerland)*, vol. 11, no. 7, 2019, doi: 10.3390/su11071854.
9. P. Ferrans, M. N. Torres, J. Temprano, and J. P. Rodríguez Sánchez, "Sustainable Urban Drainage System (SUDS) modeling supporting decision-making: A systematic quantitative review," *Science of the Total Environment*, vol. 806. Elsevier B.V., Feb. 01, 2022. doi: 10.1016/j.scitotenv.2021.150447.
10. C. Lashford *et al.*, "SuDS & sponge cities: A comparative analysis of the implementation of pluvial flood management in the UK and China," *Sustainability (Switzerland)*, vol. 11, no. 1. 2019. doi: 10.3390/su11010213.
11. L. G. Fonseca Alves, C. de Oliveira Galvão, B. L. de Farias Santos, E. Fernandes de Oliveira, and D. Andrade de Moraes, "Modelling and assessment of sustainable urban drainage systems in dense precarious settlements subject to flash floods," *LHB: Hydrosience Journal*, vol. 108, no. 1, 2022, doi: 10.1080/27678490.2021.2016024.
12. K. Potter and T. Vilcan, "Managing urban flood resilience through the English planning system: Insights from the 'SuDS-face,'" *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, vol. 378, no. 2168, 2020, doi: 10.1098/rsta.2019.0206.
13. E. D. Cubides and G. E. Santos, "Control de escorrentías urbanas mediante Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS): Pozos/Zanjas de infiltración," *Entre Ciencia e Ingeniería*, vol. 12, no. 24, pp. 32–42, 2018, doi: 10.31908/19098367.3813.
14. N. Z. Kian, H. Takaijudin, and M. Osman, "An analysis of stormwater runoff rehabilitation for integrated BIOECODS using EPA-SWMM," *IOP Conf Ser Earth Environ Sci*, vol. 646, no. 1, pp. 1–16, 2021, doi: 10.1088/1755-1315/646/1/012048.
15. Sarminingsih, D. S. Handayani, and A. Astriani, "Review-Design of Drainage System of Kedungmundu Road, Semarang City with the Implementation of the Sustainable Urban Drainage System (SUDS)," *Jurnal Presipitasi: Media Komunikasi dan Pengembangan Teknik Lingkungan*, vol. 19, no. 2, pp. 251–261, Jul. 2022, doi: 10.14710/PRESIPITASI.V19I2.251-261.
16. O. Seyedashraf, A. Bottacin-Busolin, and J. J. Harou, "Many-Objective Optimization of Sustainable Drainage Systems in Urban Areas with Different Surface Slopes," *Water Resources Management*, vol. 35, no. 8, pp. 2449–2464, Jun. 2021, doi: 10.1007/S11269-021-02840-4.
17. J. G. Gonzalez Aguilar, C. E. Sánchez Mendieta, Y. P. Medina Sánchez, and F. L. Campuzano Vera, "Metodología para diseño de Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenibles en vías urbanas," *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 4, no. 1, pp. 66–78, 2023, Accessed: Jun. 30, 2023. [Online]. Available: <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/155>
18. INAMHI, "Estudio de lluvias intensas: Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación," Quito, 2015.
19. E. v. Lopez-Ponnada, T. J. Lynn, S. J. Ergas, and J. R. Mihelcic, "Long-term field performance of a conventional and modified bioretention system for removing dissolved nitrogen species in stormwater runoff," *Water Res*, vol. 170, 2020, doi: 10.1016/j.watres.2019.115336.

20. L. Rossman and M. Simon, "Storm Water Management Model User's Manual Version 5.2," Cincinnati, Feb. 2022. Accessed: Jul. 22, 2023. [Online]. Available: <https://www.epa.gov/system/files/documents/2022-04/swmm-users-manual-version-5.2.pdf>
21. IMPLAN Hermosillo, "Manual de lineamientos de diseño de Infraestructura Verde para Municipios Mexicanos," 2017. Accessed: Jul. 24, 2023. [Online]. Available: <https://ciudadesverdes.com/download/manual-de-lineamientos-de-diseno-de-infraestructura-verde-para-municipios-mexicanos/>
22. S. S. Chen *et al.*, "Designing sustainable drainage systems in subtropical cities: Challenges and opportunities," *J Clean Prod*, vol. 280, no. 1, pp. 1–16, Jan. 2021, doi: 10.1016/J.JCLEPRO.2020.124418.
23. CIRIA, *The Suds manual*, vol. 1. CIRIA – Construction Industry Research and Information Association, 2015. Accessed: Aug. 31, 2023. [Online]. Available: <https://www.ciria.org/ItemDetail?iProductCode=C753F&Category=FREEPUBS>
24. Water by Design, *Bioretention Technical Design Guidelines*, vol. 1. 2014. Accessed: Aug. 31, 2023. [Online]. Available: <https://waterbydesign.com.au/download/bioretention-technical-design-guidelines>

# Artículos de Revisión

# Revisión Bibliográfica Sobre El Uso De Arena Y Agua De Mar En La Construcción De Hormigón

## Review Of The State Of The Art On The Use Of Sand And Sea Water In Concrete Construction

### Autores

**David León González<sup>1</sup>, Hugo R. Wainshtok Rivas<sup>2</sup>, Rene A. Puig Martínez<sup>3</sup>**

<sup>1</sup>Graduado de la Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE). [ddleong79@gmail.com](mailto:ddleong79@gmail.com)

<sup>2</sup>Profesor Titular del Departamento de Construcciones y Viales, Universidad Tecnológica de la Habana (CUJAE). [hugow@tesla.cujae.edu.cu](mailto:hugow@tesla.cujae.edu.cu)

<sup>3</sup>Profesor Titular del Departamento de Construcciones y Viales, Universidad Tecnológica de la Habana (CUJAE). [rpuig@civil.cujae.edu.cu](mailto:rpuig@civil.cujae.edu.cu)

### RESUMEN

*El consumo de grandes cantidades de arena de río y agua dulce en la producción de hormigón se ha convertido en el mundo en una de las principales preocupaciones medioambientales. Los recursos hídricos han ido disminuyendo aceleradamente, las cuencas superficiales y subterráneas se agotan, y contradictoriamente a ello, se necesita cada vez más su empleo en múltiples sectores de la sociedad. Algo similar ocurre con los áridos, además del daño medio ambiental que su extracción provoca, se van agotando las canteras, cada vez más alejadas de los centros de producción de hormigón. Desde finales del siglo XX e inicios del XXI, con el empleo de las barras y mallas de polímeros reforzados con fibras como refuerzo del hormigón, se han desarrollado a nivel mundial investigaciones dirigidas a evaluar la factibilidad del empleo del agua y arena de mar en la elaboración del hormigón como una alternativa viable de solución a estos problemas. El presente trabajo sintetiza de forma práctica los principales resultados de los estudios existentes sobre los efectos del uso de arena de mar y/o agua de mar como materias primas del hormigón sobre las propiedades del hormigón resultante, incluida laborabilidad, resistencia a corto y largo plazo y durabilidad. En el trabajo se evidencia que el hormigón elaborado con arena y/o agua de mar presenta una elevada resistencia a la compresión en edades tempranas entre 3 y 7 días, a los 28 días obtienen resistencias similares o inferiores al hormigón convencional.*

**Palabras claves:** arena de mar, agua de mar, hormigón con agua de mar, hormigón con arena de mar

### ABSTRACT

*The consumption of large amounts of river sand and fresh water in the production of concrete has become one of the main environmental concerns in the world. Water resources have been declining rapidly, surface and underground basins are depleting, and contradictory to this, their use is increasingly needed in multiple sectors of society. Something similar happens with the aggregates, in addition to the environmental damage that their extraction causes, the quarries are running out, each time further away from the concrete production centers. Since the end of the 20th century and the beginning of the 21st, with the use of fiber-reinforced polymer bars and meshes as concrete reinforcement, research has been carried out worldwide aimed at evaluating the feasibility of using water and sea sand in the elaboration of concrete as a viable alternative solution to these problems. The present work synthesizes in a practical way the main results of the existing studies on the effects of the use of sea sand and/or sea water as concrete raw materials on the properties of the resulting concrete, including workability, short and long-term resistance. and durability. In the work it is evident that concrete made with sand and/or seawater have a high resistance to compression at an early age between 3 and 7 days, at 28 days they obtain resistance similar to or lower than conventional concrete.*

**Keywords:** sea-sand, seawater, seawater concrete, sea-sand concrete (SSC)

Nota Editorial: Recibido: Mayo 2023 Aceptado: Agosto 2023

# 1. INTRODUCCIÓN

A nivel mundial, la industria de la construcción utiliza 2000 millones de metros cúbicos de agua dulce al año en la producción de hormigones, valor estimado en un 12% del agua dulce disponible. De forma similar, esta industria consume más de 40 000 millones de toneladas de áridos provenientes de canteras o yacimientos cada año [1]. Cuba no está exenta de esta situación y en la actualidad toma mayor fuerza, pues se encuentra inmersa en un permanente y fuerte proceso inversionista de obras industriales, turísticas y sociales, que requieren del empleo de grandes volúmenes de agua dulce y áridos para la fabricación del hormigón armado.

En Cuba se produce un promedio de 2 691 000 toneladas de hormigón al año, cifra que consume unas 1 345,5 toneladas de agua dulce y siete millones de metros cúbicos de áridos, la mayoría producto de la trituración de la roca en canteras. Estas cifras tienden a incrementarse cada año [2].

Tanto el agua como los áridos empleados en el hormigón, son materiales cada vez más deficitarios. La extracción de arena de río como árido fino impacta negativamente en los ecosistemas fluviales; por otro lado, las fuentes superficiales y subterráneas de agua dulce disminuyen de forma exponencial debido a las consecuencias del ya reconocido cambio climático, lo que conlleva a una gran preocupación medioambiental a nivel mundial, sobre todo si se tiene en cuenta que el 97,5% del agua en la tierra se encuentra en los océanos y mares de agua salada, únicamente el restante 2,5% es agua dulce. Del total de agua dulce en el mundo, 69% se encuentra en los polos y en las cumbres de las montañas más altas y se encuentra en un estado sólido. El 30% del agua dulce mundial, se encuentra en la humedad del suelo y en los acuíferos profundos. Solo el 1% del agua dulce en el mundo, escurre por las cuencas hidrográficas en forma de arroyos y ríos y se depositan en lagos, lagunas y en otros cuerpos superficiales de agua y en acuíferos. Esta es agua que se repone regularmente a través del ciclo hidrológico [3].

Si hasta hace algunos años, emplear agua y arena de mar para la producción del hormigón armado estaba totalmente vetado debido a la corrosión de las armaduras de acero y el deterioro en general que este fenómeno provoca en el hormigón, con la aparición a mediados del siglo XX de las barras y mallas de polímeros reforzados con fibras, pasó a ser una factibilidad muy prometedora. Comúnmente existía la creencia que el uso de agua de mar no era adecuado para la fabricación del hormigón estructural, sin embargo, Kaushik e Islam [4] encontraron una serie de estructuras a lo largo de las costas del sur de California y la Florida, todas construidas con hormigón de agua de mar, las cuales se pueden considerar como una evidencia intuitiva del posible uso de agua de mar en la mezcla de hormigón.

Las primeras experiencias en el uso de arena de mar desalinizada, como árido fino en el hormigón, se reportan en la década de 1960, en el Reino Unido. Ya en 1973, la arena de mar desalinizada también se convirtió en una de las principales fuentes de áridos finos en la producción de hormigón en Japón. De igual forma, desde la década de 1990, debido a la escasez y al aumento del precio de la arena de río en la China continental, muchas zonas costeras comenzaron a utilizar de los mares, arena desalinizada como áridos finos en hormigón para edificios y proyectos de infraestructura civil [1].

En el año 2016 se lleva a cabo un proyecto de investigación y desarrollo (SEACON) entre la Universidad de Miami (UM), el Politécnico di Milano (POLIMI) y la compañía Buzzi Unicem, entre otras prestigiosas organizaciones, bajo la dirección del reconocido investigador en ingeniería civil Antonio Nanni, dirigido fundamentalmente al uso del agua de mar, áridos contaminados con sal y refuerzo no corrosivo, en la elaboración de hormigones. El informe comprobó la viabilidad de producir hormigones seguros al mezclarlos con agua de mar y áridos con altos niveles de cloruro. La primera demostración de su investigación con la construcción de una alcantarilla abierta en Italia durante la última semana de noviembre de 2016, a lo largo de la autopista A1, cerca de la ciudad de Piacenza [5]. La segunda demostración fue la construcción del puente Halls River de cinco tramos en Homosassa Springs, Florida en el 2018 [6].

Como estado insular, Cuba es un país rodeado de mares. Muchas de las obras turísticas, de infraestructura, industriales e incluso viviendas, se construyen en la costa o lugares cercanos a ella, siendo posible acceder al agua y arena de mar para la producción del hormigón, sin entrar en contradicciones con las regulaciones medio ambientales tales como La ley de Protección del Medio Ambiente que establece las disposiciones generales para la protección de las playas y los recursos costeros; la resolución No.82/2013 del CITMA que instituye los estándares de calidad para la arena de las playas y la ley No. 91/2011, que establece los estándares de calidad para las aguas de las playas cubanas. En Cuba existen tres fuentes de extracción de arena de mar, dos ubicadas en el centro del país, al norte, y otra también ubicada al norte de Pinar del Río.

Las razones antes expuestas conducen a pensar en el empleo de agua y/o arena de mar en la producción del hormigón armado con barras de polímeros reforzados con fibras, siendo la primera vez que se acomete en el país este tipo de estudio. De tener resultados satisfactorios, representaría un ahorro considerable del agua dulce tan necesaria en otros campos de la sociedad y una alternativa al empleo de arena triturada para la construcción, lo cual constituye una opción más económica para el desarrollo de las construcciones futuras.

El presente trabajo propone recopilar y organizar información que se encuentra en la bibliografía internacional con el objetivo de identificar las principales propiedades de los hormigones elaborados con agua y/o arena de mar con vistas a sentar pautas para futuras investigaciones y su empleo en el país.

## 2. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

### Arena de mar

La arena de mar generalmente utilizada en las construcciones es dragada de los puertos, esta es lavada y procesada para eliminar el contenido de iones de cloruro o las impurezas que afectan las propiedades de la mezcla. Tras el dragado del material, la arena está totalmente saturada, siendo su contenido de sal directamente proporcional al contenido de humedad. En el caso de la arena de mar dragada no lavada, el contenido típico de humedad es del 10% y contendrá un 0,3% de cloruro de sodio (NaCl), el cual puede afectar la mezcla [7]. Por lo general las arenas de mar utilizadas en los estudios son extraídas de lugares cercanos a la zona de experimentación, caracterizadas por la presencia en su composición de óxido de silicio ( $\text{SiO}_2$ ), calcita ( $\text{CaCO}_3$ ), óxido de sodio ( $\text{Na}_2\text{O}$ ) y arcilla [8-13].

### Agua de mar

El agua de mar, a diferencia del agua potable, contiene hasta 35 000 ppm (partes por millón) de sales disueltas, siendo el cloruro de sodio (NaCl) la sal predominante, la cual constituye alrededor del 88 % del peso de las sales. Su valor de pH varía entre 7,4 y 8,4 [14].

La literatura técnica consultada evidencia que la sal en el agua de mar no tiene efectos negativos significativos sobre las características del hormigón endurecido y, cuando se presentan problemas de durabilidad, se relacionan principalmente con la corrosión del acero de refuerzo, más que con el efecto sobre las propiedades del hormigón [15-18].

Sin embargo, no todas las aguas marinas son iguales, su salinidad varía según el mar, la zona y la profundidad, incluso la temperatura. En líneas generales, se puede afirmar que el agua de mar tiene una concentración de sales comprendida entre 35 y 45 gramos por litro (g/L) [19].

A diferencia del agua dulce, el contenido de cloruros del agua de mar puede ser perjudicial para las estructuras de hormigón armado, la reacción química entre los iones cloruro y los componentes del cemento puede provocar la formación de productos de corrosión, óxidos metálicos acelerando el proceso de corrosión del acero de refuerzo y por lo tanto debilitando la estructura.

Para poder apreciar la diferencia de salinidad existente en los mares, en la Tabla 1 se detalla la concentración media de sales estimada en varios de ellos.

**Tabla 1:** Contenido de sal en los mares [19]

| Lugares          | Cantidad de sal en g/L |
|------------------|------------------------|
| Mar Rojo         | 42-46                  |
| Golfo Pérsico    | 40-44                  |
| Mar Mediterráneo | 36-39                  |
| Mar Caribe       | 34-38                  |
| Océanos Índico   | 33-37                  |
| Océano Pacífico  | 33-36                  |
| Océano Atlántico | 33-36                  |

Es importante resaltar que el agua de mar no es simplemente una solución de sales y gases disueltos, sino que los organismos vivos del mar también ejercen una influencia sobre la composición de las aguas. Por ejemplo, los moluscos y los crustáceos extraen el calcio del agua marina para crear sus conchas y cuerpos, y las esponjas y algunos tipos de algas marinas eliminan el yodo del mar [19].

## 3. PROPIEDADES MECÁNICAS DE HORMIGONES ELABORADOS CON AGUA Y/O ARENA DE MAR

Existen pocas investigaciones alrededor del tema hasta la fecha y no se cuenta con criterios concluyentes debido a la diversidad de opiniones de los autores. Así mismo, debe destacarse que la mayoría de las investigaciones existentes se han centrado en evaluar el efecto de utilizar agua o arena de mar en la resistencia a compresión, la densidad y la porosidad del hormigón.

### Resistencia a compresión

Las investigaciones realizadas hasta la fecha reflejan que los hormigones amasados con agua de mar tienen mayores resistencias a compresión, tracción, flexión y adherencia, que los hormigones amasados con agua dulce a edades tempranas entre 7 y 14 días, reportándose una disminución de la resistencia con el paso del tiempo [13, 16-18].

Estudios realizados por Wegian [14] muestran que el hormigón mezclado y curado con agua de mar mejora la resistencia a la compresión, evidenciando un aumento a los 7 y 14 días de 3–10 % y 1–4 % respectivamente, atribuye la menor resistencia del hormigón con agua de mar entre 28 y 90 días a una posible cristalización de la sal. Islam et al. [20] muestran que los hormigones fabricados con agua de mar y curados en un entorno de agua de mar refieren una pérdida de resistencia de alrededor del 10 % en comparación con el hormigón similar elaborado y curado con agua corriente. Concluyeron que los primeros aumentos de resistencia se debían básicamente al bloqueo de los poros por los productos de hidratación y que el deterioro de la resistencia podía deberse a la disolución de los compuestos ricos en cal y la formación de compuestos expansivos como consecuencia del ataque de cloruros y sulfatos del agua de mar. Por otro lado, Mohammed, et al. [21] atribuyen como razones probables de ganancia de resistencia en edades tempranas de exposición (28 días a 5 años), la hidratación continua del cemento en el hormigón y la deposición de etringita y sal de Friedel en los vacíos en el hormigón causados por el sulfato difundido y cloruro. Igualmente se observa que de los 10 a 20 años, no ocurre reducción significativa de la resistencia, fenómeno que atribuyen a la mejora de las microestructuras en la región externa de los especímenes, causada por la deposición de etringita, así como la sal de Friedel. En una investigación similar Hernández Pérez de Guereñu [15] concluye que el incremento de la resistencia del hormigón con agua de mar a edades tempranas puede deberse al hecho de que el empleo de esta produce un endurecido acelerado, obteniéndose valores de resistencia más elevados. Según refieren Hamada, et al. [17] como resultado de sus estudios, la mezcla de hormigón con agua de mar mejora la resistencia a la compresión hasta 91 días en comparación con la mezcla elaborada con agua del grifo y concluyen que la ganancia de resistencia del hormigón hasta 365 días no está influenciado por el tipo de agua de mezcla.

De manera similar y de forma paralela, se han venido desarrollando estudios dirigidos a evaluar la influencia del uso de la arena de mar en la elaboración de hormigones. La mayoría de los investigadores han estado de acuerdo en que la resistencia a la compresión a temprana edad del hormigón con arena de mar es ligeramente superior a la del hormigón ordinario [7, 22].

Limeira, et al. [23], llevan a cabo un estudio de hormigones elaborados con arena de mar dragada (Dredged Marine Sand, DMS). Los resultados mostraron que al reemplazar el árido fino de arena de piedra caliza triturada (fine aggregate, FA1 0/4 mm) por arena de mar dragada (DMS), disminuye la densidad del hormigón, lo cual atribuyen al hecho que el material DMS es más fino que el FA1 0/4 mm. El hormigón con DMS, arena de mar dragada, usando 35% de arena, en sustitución de FA1 (CC35%), obtuvo valores de porosidad de un 8,5%, inferior al hormigón patrón. Concluyen, además, que la sustitución mejora la resistencia a la compresión de los hormigones fabricados con ella. Sin embargo, Wegian [24], como resultado de su investigación, afirma que la influencia de los áridos finos en la resistencia a la compresión no es significativa cuando el volumen de pasta permanece constante y la arena está libre de polvo. En el experimento se detectó que luego de 7 días de curado húmedo, los hormigones CB50% (50% de DMS-B en sustitución de FA1) y CC50% (50% de DMS-C en sustitución de FA1) lograron resultados similares al hormigón patrón de referencia. La adición de hasta un 50% de DMS en sustitución de FA1 mejora la compactación de las mezclas, debido a un relleno del esqueleto granular por el material más fino. No obstante, después de 28 días de curado, todos los hormigones fabricados con incorporación paulatina de DMS (del 25% al 50%) superaban los resultados del hormigón patrón de referencia (RC). La evolución de la resistencia a la compresión en el periodo de 7 a 28 días reveló que los hormigones elaborados con el 25% y 35% de DMS-B y DMS-C presentaron un alto incremento en resistencia a la compresión, probablemente debido al agua adsorbida en la superficie del material DMS. De 7 a 28 días la mayor tasa de ganancia fue de 34% obtenida por el hormigón CC25%. Se observó, además, un aumento del módulo del 5% del hormigón de CC50% en sustitución de FA1 con respecto al RC, seguido de CB50%, CC35% y CB35%. También se apreció que el módulo del hormigón depende del volumen relativo y la rigidez del árido grueso, así como que la influencia de los áridos finos en edades tempranas del hormigón está íntimamente relacionada con la textura y forma de los áridos finos.

El contenido de conchas marinas en la arena de mar y su influencia en la elaboración del hormigón también ha sido motivo de estudio de investigadores. Las investigaciones [25-27] han demostrado que casi no tiene efecto sobre la resistencia a la compresión a los 28 días del hormigón elaborado con arena de mar. Sin embargo, se informó una pérdida significativa de resistencia a la compresión cuando el 50% del árido fino (arena) se reemplaza con partículas de concha marina [26].

Por otro lado, Yang, et al. [25] afirman que el módulo de elasticidad del hormigón disminuye con el aumento del contenido de conchas marinas, ya que el módulo de elasticidad de estas es menor que el módulo de elasticidad del árido fino. El estudio permitió observar una reducción de aproximadamente un 10 % cuando se sustituyó el árido fino por un 20 % de contenido de conchas en el hormigón. Además, debido a la menor resistencia a la fractura de las partículas de concha, la arena que contiene más partículas de concha tiene una resistencia al cortante ligeramente menor [27].

## Porosidad y Absorción

Según algunas investigaciones realizadas [17, 28] el uso de agua de mar en la mezcla, aumenta ligeramente la densidad del hormigón y disminuye la porosidad y capacidad de absorción del mismo, lo cual atribuyen al contenido de sales en el agua. Hamada, et al. [17], demostraron que la resistencia a la compresión del hormigón, con escoria molida-granulada de alto horno (GGBS) mezclado con el agua de mar, en el intervalo de 365 días reduce su porosidad, en comparación con el elaborado con agua de grifo y GGBS, bajo cualquier régimen de curado. Según los autores, los resultados posiblemente se deben al proceso acelerado de la hidratación del hormigón mezclado con agua de mar, lo que densifica la estructura de poros y reduce el volumen de poros del hormigón. Sin embargo, estos resultados no pueden ser considerados concluyentes, Hernández Pérez de Guereñu [15] afirma que los hormigones fabricados con agua de mar alcanzan una capacidad de absorción superior a los hormigones fabricados con agua dulce, lo cual se atribuye al hecho de que tanto el inhibidor como los cloruros utilizados en el agua de mar aceleran el fraguado, produciendo una mayor porosidad en la pasta de cemento hidratada a lo largo del tiempo.

Por otro lado, los estudios realizados hasta la fecha [8, 9, 22, 29, 30] demuestran que el uso de arena de mar dragada (DMS) en la mezcla de hormigón en sustitución de arena natural mantiene o reduce los poros accesibles, la absorción y la profundidad de penetración del agua bajo presión, razón que atribuyen a la finura del material DMS con respecto a la arena natural. Así mismo, en los estudios realizados por Safi et al. [8], al evaluar la evolución de la porosidad y absorción de agua se evidencia que cuando se emplean conchas marinas trituradas como árido fino, la porosidad aumenta para las mezclas estudiadas.

## 4. DURABILIDAD DE HORMIGONES ELABORADOS CON AGUA Y/O ARENA DE MAR

Para el hormigón elaborado con agua y/o arena de mar, la principal preocupación de durabilidad ha sido el contenido máximo permisible de iones cloruros (Cl) y la carbonatación del hormigón. Los estudios realizados hasta la fecha confirman que el agua de mar no afecta el proceso de carbonatación [31] y la fijación de los iones cloruro [32]. Un estudio realizado por Hernández Pérez de Guereñu [15] con especímenes de vigas de hormigón elaborado y curado con agua de mar, mostró baja penetración de cloruros en el interior de los especímenes, lo cual atribuye al hecho de que el contenido de cloruros del agua de curado es muy similar al porcentaje que tiene el agua marina empleado en la mezcla.

La durabilidad del hormigón con arena de mar ha sido más estudiada [9, 32, 33]. En un ambiente marino, se ha encontrado que el coeficiente de difusión de cloruros desde el ambiente exterior al hormigón con arena de mar, aumenta con el aumento de la relación agua/cemento [32].

Huiguang, et al. [32], demostraron que los hormigones que contienen arena de mar natural y desalada, son más resistente a la penetración de iones cloruros en comparación con el hormigón hecho con arena de río. La razón de ello, a decir de sus autores, radica en que la arena de mar natural o desalada tiene relativamente menor contenido de arcilla en comparación con la arena de río. Las partículas de arcilla adheridas a la superficie reducen la adherencia entre el cemento y el árido y en consecuencia, la permeabilidad del hormigón se ve afectada. Cao et al. [33] demostraron que la profundidad de carbonatación aumenta a medida que aumenta el tiempo y la resistencia del hormigón disminuye, concluyendo que el desarrollo de la profundidad de carbonatación del hormigón con arena de mar sigue el mismo comportamiento que el hormigón de arena de río. Sin embargo, Liu et al. [9] obtuvieron resultados contrarios, mostrando que la carbonatación del hormigón con arena de mar podría reducirse en un 20 – 50 % debido a los iones cloruros introducidos por la arena de mar en la mezcla.

En cuanto al contenido de conchas marinas en la arena de mar, Yang et al. [26] señalan que las partículas de conchas reducen la permeabilidad del hormigón y no tienen una influencia negativa en la carbonatación.

## 5. CORROSIÓN DEL REFUERZO

La cantidad inicial de cloruro debido al uso de agua y/o arena de mar en el hormigón puede causar el inicio de la corrosión de las barras de acero cuando su concentración está por encima de un umbral establecido, aproximadamente en el orden  $3,35 \text{ kg/m}^3$ . Este proceso se ve favorecido, además, por el aumento de la carbonatación del hormigón, la cual puede provocar un aumento de la concentración de iones cloruro libres en la mezcla Kaushik and Islam [4].

Para estudiar la corrosión del acero en hormigones elaborados con agua de mar, Mohammed, et al. [21] llevan a cabo un estudio mediante el cual expusieron especímenes experimentales a un ambiente de marea durante 15 años. Pasado ese tiempo pudieron concluir que la corrosión comenzó una vez que la concentración de cloruros sobre la barra de acero alcanza o supera el nivel umbral de cloruro, observándose que el uso de agua de mar en lugar de agua dulce conllevó a un mayor número de pozos de corrosión y mayores profundidades en las barras de acero.

Sin embargo, los resultados de Otsuki et al. [31] mostraron que la influencia del agua de mar en la mezcla sobre la corrosión del acero era insignificante, demostrando que después de 20 años de exposición, no se observó ninguna diferencia obvia en las profundidades de corrosión del acero entre el hormigón con agua de mar y el hormigón de agua dulce. También descubrió que la influencia negativa de los iones cloruros contenidos en el agua de mezcla disminuía con la edad. Igualmente, Xiao et al. [1] refiere, que Dempsey (1959) en sus investigaciones encontró que el acero en un hormigón denso elaborado con agua de mar experimentaba una corrosión insignificante.

Para el hormigón con arena de mar Liu, et al. [9] llevan a cabo una investigación sometiendo durante un año de servicio los especímenes estudiados a un ambiente marino. Transcurrido ese tiempo y después de aplicar el indicador, pudo apreciarse que toda la sección transversal de los mismos permaneció roja, lo que indicó que no se había producido carbonatación dentro del hormigón, sin embargo, no había rojo en la superficie, lo que revelaba que se había producido carbonatación en la superficie. A partir de estos resultados los autores concluyen que cuando se emplea arena de mar en el hormigón, los iones cloruro introducidos por la DMS pueden tener algunos efectos beneficiosos sobre la resistencia a la carbonatación de los hormigones y consecuentemente contribuyen a disminuir la corrosión del refuerzo. Por otro lado, Dias et al. [34] llevaron a cabo pruebas de corrosión acelerada, cambiando el contenido de iones cloruros en la arena de mar, y mostraron que la corrosión del refuerzo de acero se volvió significativa cuando la concentración de iones cloruros libres en la arena del mar alcanzó el 0,3%.

## 6. EMPLEO DE ADITIVOS Y/O ADICIONES EN HORMIGONES ELABORADOS CON AGUA Y/O ARENA DE MAR

Estudios más recientes han estado dirigidos a evaluar las propiedades del hormigón con agua y arena de mar [12, 13, 35-38]. Los mismos han demostrado que el uso combinado de agua de mar y arena de mar sin lavar, con sustituciones como cemento molido granulado de alto horno (GGBS), cenizas volantes (FA) y/o humo de sílice (SF) y la incorporación de nitrato de calcio (CN) aceleran la hidratación del aglutinante y las puzolanas, aumentando no solo la resistencia inicial sino también la resistencia a largo plazo del hormigón.

Montanari et al. [38], demostraron que el hormigón mezclado con agua de mar probablemente tenga concentraciones más altas de hidróxidos y álcalis. Estos resultados muestran, además, que el uso de cenizas volantes en la mezcla trae consigo una reducción del pH (entre 0,06 y 0,1 unidades) con respecto a la mezcla elaborada solo con agua de mar, obteniéndose valores más cercanos a los alcanzados en el hormigón convencional (figura 1).

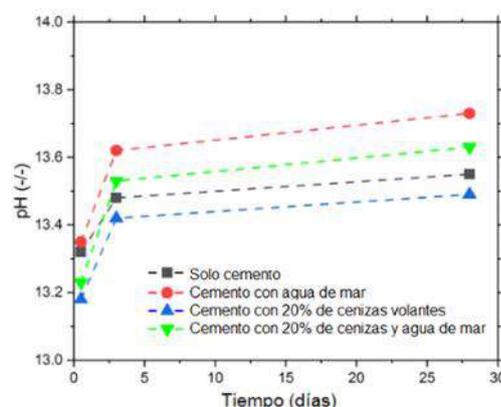
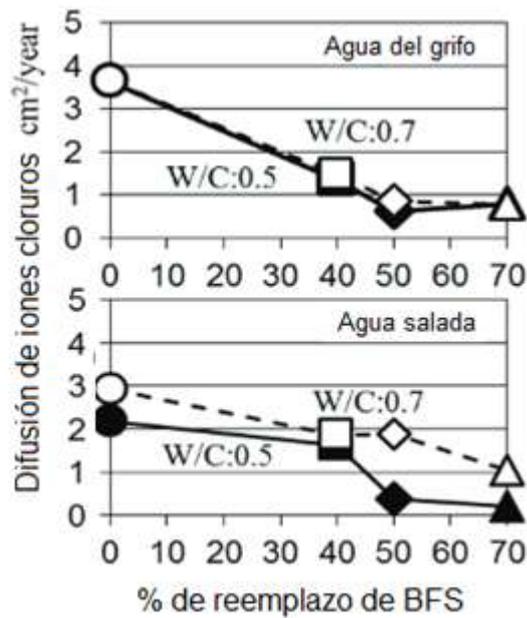
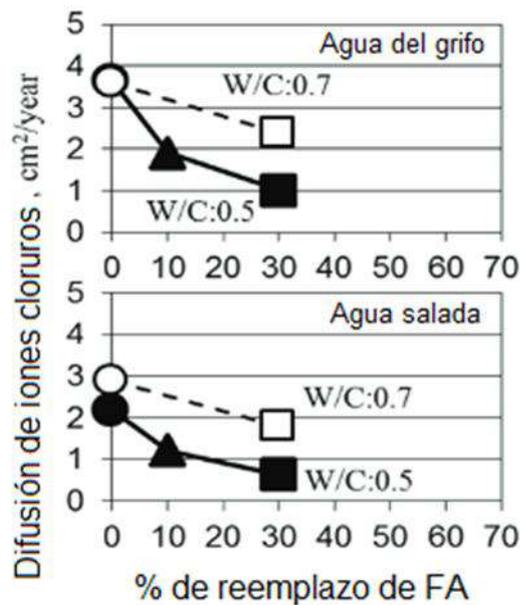


Figura 1: Evolución del pH en el hormigón [38]

Otsuki, et al. [31], analizaron muestras con diferentes proporciones de aglutinantes: BFS (escoria de alto horno) y FA (cenizas volantes) en sustitución del cemento portland ordinario (OPC). Como resultados de la investigación encontraron que la tasa de penetración de iones de cloruro del hormigón mezclado con agua de mar con BFS y FA fue menor que la de mezclado con agua del grifo debido al aumento del contenido inicial de cloruro en el agua de mar (figuras 2 y 3).



**Figura 2:** Tasa de penetración de cloruro en el concreto para diferentes proporciones de reemplazo de BFC [31]



**Figura 3:** Tasa de penetración de cloruro en el concreto para diferentes proporciones de reemplazo de FA [31]

## 7. SOSTENIBILIDAD DEL HORMIGÓN ELABORADOS CON AGUA Y/O ARENA DE MAR

Con el paso de los años y el aumento de la población mundial, las demandas de infraestructura son cada vez mayores. Es por ello que satisfacer las mismas desde la industria de la construcción debe lograrse de manera sostenible para garantizar la longevidad de los recursos naturales. Dada la demanda de hormigón y las restricciones estipuladas, la arena y el agua dulce se consideran en los últimos años las dos materias primas más valiosas del siglo XXI [39].

La arena y la grava se suponen los materiales más extraídos del mundo. La gran demanda de arena ha llevado a prácticas ilegales de extracción incumpliendo las políticas ambientales [40]. Asimismo, según reporte de las Naciones Unidas (2019), Dhondy et al [41], indican que más del 40% de la población mundial enfrenta escasez de agua dulce. Es por ello que el uso de agua y/o arena de mar como alternativa en la construcción puede ayudar potencialmente a mejorar la calidad de vida en todo el mundo, al tiempo que proporciona una forma sostenible de mantener las fuentes de agua dulce para las generaciones futuras.

Los polímeros reforzados con fibras (PRF), material compuesto que comienza a usarse en la construcción desde la década de 1960, constituyen una alternativa viable para la implementación de arena y/o agua de mar en el hormigón, ya que proporcionan una durabilidad inherente a los proyectos de infraestructura. El refuerzo de PRF es un material de construcción ideal, que no se corroe por lo que permite reducir los recubrimientos y consecuentemente reducir las dimensiones de los elementos estructurales y con ello la cantidad de hormigón requerida. Además, el PRF es relativamente compatible con el alto contenido de cloruro presente en el hormigón con arena y/o agua de mar, por lo que la infraestructura marina construida con estos materiales no necesita ajustarse a límites estrictos de concentración crítica de cloruro [42]. El hormigón elaborado con arena y agua de mar en condiciones marinas puede proporcionar estructuras que pueden adaptarse a los cambios en el nivel del mar y las condiciones de exposición marina.

## 8. CONCLUSIONES



El análisis de las fuentes bibliográficas consultadas sobre el uso de arena de mar y/o agua de mar como materia prima para el hormigón en reemplazo de la arena de río y el agua dulce permite arribar a las siguientes conclusiones:

- No existe un criterio único en cuanto a los efectos del empleo del agua y/o arena de mar en la fabricación del hormigón, evidenciándose contradicciones en las conclusiones expuestas por varios de los investigadores, lo cual puede atribuirse a la diferencia de composición de los materiales según su lugar de origen.
- Todos los estudios han demostrado que el hormigón elaborado con agua y/o arena de mar tiene una elevada resistencia a la compresión en un periodo de 7 días probablemente debido al rico contenido de cloruro, y a los 28 días llega a ser similar o a disminuir en un rango entre 5 -10 % en comparación con el hormigón ordinario.
- Se necesitan más investigaciones en esta temática que permitan establecer criterios concluyentes relacionados con el empleo del agua y la arena de mar en los hormigones, específicamente para las características de las materias primas en Cuba.

1. J. Xiao, C. Qiang, A. Nanni, and K. Zhang, "Use of sea-sand and seawater in concrete construction: Current status and future opportunities," *Construction and Building Materials*, vol. 155, pp. 1101-1111, 2017.
2. S. P. Carrandi. (2018). Cemento, ladrillo y arena...¿cuánto tenemos? Available: <https://www.granma.cu/cuba/2018-08-02/cemento-ladrillo-y-arenacuanto-tenemos-02-08-2018-18-08-45>
3. (2018). Distribución de agua en el planeta. Available: <http://jumapan.gob.mx/cultura-del-agua/distribucion-de-agua-en-el-planeta>
4. S. Kaushik and S. Islam, "Suitability of sea water for mixing structural concrete exposed to a marine environment," vol. 17, no. 3, pp. 177-185, 1995.
5. (2021). Concreto mezclado con agua de mar y reforzado con barras GFRP. Nueva frontera de la sostenibilidad. Available: <https://aritrec.blog/2021/02/05/concreto-mezclado-con-agua-de-mar-y-reforzado-con-barras-gfrp-nueva-frontera-de-la-sostenibilidad>
6. M. Rossini, T. Cadenazzi, S. Nolan, and A. Nanni, "SEACON and resilient FRP-RC/PC solutions: The halls river bridge," presented at the Conference on Italian Concrete Days Italia, 2018.
7. J. Limeira, L. Agulló, and M. Etxeberria, "Dredged marine sand as a new source for construction materials," *Materiales de Construcción*, vol. 62, no. 305, pp. 7-24, 2012.
8. B. Safi et al., "The use of seashells as a fine aggregate (by sand substitution) in self-compacting mortar (SCM)," vol. 78, pp. 430-438, 2015.
9. W. Liu, H. Cui, Z. Dong, F. Xing, H. Zhang, and T. Y. J. C. Lo, "Carbonation of concrete made with dredged marine sand and its effect on chloride binding," *Construction and Building Materials*, vol. 120, pp. 1-9, 2016.
10. S. Sarker and M. I. Hasan, "Salinity removal and feasibility study on sea sand in geopolymer concrete," in 4th International Conference on Civil Engineering and Architecture, Chittagong, Bangladesh, p. 676-682, 2018.
11. Z. Dong, G. Wu, X. L. Zhao, H. Zhu, and J. L. Lian, "The durability of seawater sea-sand concrete beams reinforced with metal bars or non-metal bars in the ocean environment.," *Advances in Structural Engineering*, vol. 23, pp. 334-347, 2020.
12. T. Li et al., "Preparation of sea water sea sand high performance concrete (SHPC) and serving performance study in marine environment," vol. 254, p. 119114, 2020.
13. D. Niu, L. Su, Y. Luo, D. Huang, and D. Luo, "Experimental study on mechanical properties and durability of basalt fiber reinforced coral aggregate concrete," *Construction Building Materials*, vol. 237, p. 117628, 2020.
14. F. M. Wegian, "Effect of seawater for mixing and curing on structural concrete," Part A: Civil Structural Engineering, vol. 3, no. 4, pp. 235-243, 2010.
15. A. Hernández Pérez de Guereñu, "Análisis de la efectividad del inhibidor en hormigones (convencional y reciclado) fabricados con agua de mar," *Universitat Politècnica de Catalunya*, 2015.
16. M. Etxeberria, J. M. Fernandez, and J. Limeira, "Secondary aggregates and seawater employment for sustainable concrete dyke blocks production: Case study," *Construction and Building Materials*, vol. 113, pp. 586-595, 2016.
17. H. Hamada, Y. Sagawa, and D. Yamamoto, "Influence of seawater mixing and curing on strength characteristics and porosity of ground granulated blast-furnace slag concrete," in IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, vol. 271, no. 1, p. 012070: IOP Publishing, 2017.
18. J. L. Vilchez Becerra, "Evaluación de las propiedades físicas y mecánicas del concreto usando agua de mar," Título profesional de: Ingeniero Civil, Infraestructura, Tecnología y Medio Ambiente, Facultad de ingeniería arquitectura y urbanismo. Escuela profesional de ingeniería civil, Perú, 2020.
19. (2019). Las Sales del mar: ¿son todas las mares igual de salados? Available: <https://aedyr.com/sales-mar-son-todos-mares-igual-salados/>
20. S. K. Kaushik and S. Islam, "Suitability of sea water on curing and compressive strength of structural concrete," *Journal of Civil Engineering*, vol. 40, no. 1, pp. 37-45, 2012.
21. T. U. Mohammed, H. Hamada, and T. Yamaji, "Performance of seawater-mixed concrete in the tidal environment," *Cement concrete research*, vol. 34, no. 4, pp. 593-601, 2004.
22. J. Limeira, L. Agulló, and M. Etxeberria, "Dredged marine sand as construction material," *European journal of environmental civil engineering*, vol. 16, no. 8, pp. 906-918, 2012.
23. J. Limeira, M. Etxeberria, L. Agulló, and D. J. C. Molina, "Mechanical and durability properties of concrete made with dredged marine sand," *Construction and building materials*, vol. 25, no. 11, pp. 4165-4174, 2011.
24. H. Donza, O. Cabrera, and E. Irassar, "High-strength concrete with different fine aggregate," *Cement Concrete research*, vol. 32, no. 11, pp. 1755-1761, 2002.

25. E.-I. Yang, S.-T. Yi, and Y.-M. Leem, "Effect of oyster shell substituted for fine aggregate on concrete characteristics: Part I. Fundamental properties," vol. 35, no. 11, pp. 2175-2182, 2005.
26. E.-I. Yang, M.-Y. Kim, H.-G. Park, and S.-T. Yi, "Effect of partial replacement of sand with dry oyster shell on the long-term performance of concrete," *Construction building materials*, vol. 24, no. 5, pp. 758-765, 2010.
27. A. E. Richardson and T. J. S. S. Fuller, "Sea shells used as partial aggregate replacement in concrete," vol. 31, no. 5, pp. 347-354, 2013.
28. M. Etxeberria, A. Gonzalez-Corominas, and P. Pardo, "Influence of seawater and blast furnace cement employment on recycled aggregate concretes' properties," *Construction and Building Materials*, vol. 115, pp. 496-505, 2016.
29. J. Limeira, L. Agullo, and M. Etxeberria, "Dredged marine sand in concrete: An experimental section of a harbor pavement," *Construction and Building Materials*, vol. 24, no. 6, pp. 863-870, 2010.
30. X. He, J. Zhou, Z. Wang, and L. Zhang, "Study on mechanics and water transport characteristics of sea-sand concrete based on the volume analysis of each solid composition," *Construction and Building Materials*, vol. 257, p. 119591, 2020.
31. N. Otsuki, A. K. Min, T. Nagata, and C. Yi, "Durability of seawater mixed concrete with different replacement ratio of BFS (Blast Furnace Slag) and FA (Fly Ash)," *Journal of Civil Engineering Architecture*, vol. 10, no. 5, pp. 568-580, 2016.
32. Y. Huiguang, L. Yan, L. Henglin, and G. Quan, "Durability of sea-sand containing concrete: Effects of chloride ion penetration," *Mining science technology*, vol. 21, no. 1, pp. 123-127, 2011.
33. W. Q. Cao, Q. Su, Zhao, , B. T. J., and G. Z., "Experiments research on the durability of concrete made of sea sand," in 19th National Conference of Structural Engineering, EUA, vol. 2, 2010,.
34. W. P. S. Dias, G. A. P. S. N. Seneviratne, and S. M. A. Nanayakkara, "Offshore sand for reinforced concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 22, pp. 1377-1384, 2018.
35. J.-G. Teng, Y. Xiang, T. Yu, and Z. Fang, "Development and mechanical behaviour of ultra-high-performance seawater sea-sand concrete," *Advances in Structural Engineering*, vol. 22, no. 14, pp. 3100-3120, 2019.
36. P. Li, W. Li, T. Yu, F. Qu, and V. W. Tam, "Investigation on early-age hydration, mechanical properties and microstructure of seawater sea sand cement mortar," *Construction and Building Materials*, vol. 249, p. 118776, 2020.
37. M. Guo et al., "Characterization of the mechanical properties of eco-friendly concrete made with untreated sea sand and seawater based on statistical analysis," *Construction and Building Materials*, vol. 234, p. 117339, 2020.
38. L. Montanari, P. Suraneni, M. Tsui Chang, and M. Khatib, "Hydration, Pore Solution, and Porosity of Cementitious Pastes Made with Seawater," *Journal of Materials in Civil Engineering* 2019.
39. (2017). Why There Is a Shortage of Sand. Available: <https://www.economist.com/the-economist-explains/2017/04/24/why-there-is-a-shortage-of-sand?fsrc=gnews>
40. V. Beiser, ""The Deadly Global War for Sand." " WIRED, Available: <https://www.wired.com/2015/03/illegal-sand-mining>
41. T. Dhondy, A. Remennikov, and N. M. Shiekh, "Investigating the use of sea sand and seawater in concrete," presented at the Australasian Structural Engineering Conference, Adelaide, Australia, 2018.
42. Building Code Requirements for Structural Concrete Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer (GFRP) Bars, 2019.

# Los Residuos De Construcción Y Demolición: ¿Un Problema O Una Oportunidad?

## Construction and demolition waste: a problem or an opportunity?

### Autores

**Autores: Rainer Sarmiento Matos<sup>1</sup>, René A. Puig Martínez<sup>2</sup>, Ileana Pereda Reyes<sup>3</sup>, Anay de los Ángeles Rodríguez Matos<sup>4</sup>**

<sup>1</sup> Ingeniero Civil, Observatorio Social, VREU, Universidad Tecnológica de La Habana José A. Echeverría (CUJAE), Calle 114 e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba, [rainersarmat@civil.cujae.edu.cu](mailto:rainersarmat@civil.cujae.edu.cu)

<sup>2</sup> Ingeniero Civil, Centro de Estudios de Construcción y Arquitectura Tropical (CECAT), Universidad Tecnológica de La Habana José A. Echeverría (CUJAE), Calle 114 e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba, [rpuiq@civil.cujae.edu.cu](mailto:rpuiq@civil.cujae.edu.cu) / <https://orcid.org/0000-0001-9025-4423>

<sup>3</sup> Ingeniera Química, Empresa de Ingeniería del Reciclaje (ISDE), Zapata e/ 2 y Paseo, Plaza de la Revolución, La Habana, Cuba, [ileana@isde.co.cu](mailto:ileana@isde.co.cu), [ileana@mecanica.cujae.edu.cu](mailto:ileana@mecanica.cujae.edu.cu)

<sup>4</sup> Licenciada en Biología, Instituto de Ciencias Básicas, Universidad Tecnológica de La Habana José A. Echeverría (CUJAE), Calle 114 e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba, [anay@icb.cujae.edu.cu](mailto:anay@icb.cujae.edu.cu) / <https://orcid.org/0000-0003-3399-7305>

### RESUMEN

La generación de residuos de construcción y demolición (RCD) producto de la actividad antropogénica y los patrones tanto tecnológicos como de consumo, es una problemática aún por resolver en todos los países. A pesar de ser un problema presente en cada país, las estadísticas oficiales solapan a los RCD en categorías diversas, lo que dificulta el análisis con mayor profundidad. En el presente trabajo se realiza un compendio sobre la generación, caracterización y usos de los RCD, así como de la influencia del empleo de áridos reciclados (AR) en las propiedades de morteros y hormigones, según publicaciones en revistas de impacto de últimos cinco años. La bibliografía consultada confirma la factibilidad del uso de los RCD como AR para la conformación de nuevos materiales de la construcción, en particular morteros y hormigones, con sus ventajas y desventajas. Como resultado del trabajo, se puede resaltar que para mantener el valor de cada materia prima utilizada y recuperar estos recursos desde los RCD, con criterios circulares y medio ambientales, la legislación de cada país es una de las mayores fuerzas motrices, siendo el rasgo distintivo en la gestión de estos residuos a nivel mundial. Por último, se hace una breve evaluación de la influencia del empleo de AR en Cuba en las propiedades de morteros y hormigones según las publicaciones de impacto referenciadas.

**Palabras claves:** economía circular, impacto ambiental, residuos de construcción y demolición, residuos sólidos, sostenibilidad.

### ABSTRACT

The generation of construction and demolition wastes (RCD) as a result of anthropogenic activity and both technological and consumption patterns is a problem that has yet to be resolved in all countries. Despite being a problem present in each country, the official statistics overlap the RCDs in different categories, which makes it difficult to analyze them in greater depth. In the present work, a compendium is made on the generation, characterization and uses of RCD, as well as the influence of the use of recycled aggregates (RA) on the properties of mortars and concretes, according to publications in impact journals of the last five years. The consulted bibliography confirms the feasibility of using RCDs as RA for the conformation of new construction materials, particularly mortars and concretes, with their advantages and disadvantages. As a result of the work, it can be highlighted that in order to maintain the value of each raw material used and recover these resources from the RCD, with circular and environmental criteria, the legislation of each country is one of the main driving forces, being the distinctive feature in the management of this waste worldwide. Finally, a brief evaluation of the influence of the use of AR in Cuba on the properties of mortars and concretes is made according to the referenced impact publications.

**Keyword:** circular economy, construction and demolition waste, environmental impact, solid waste, sustainability

Nota Editorial: Recibido: Julio 2023 Aceptado: Septiembre 2023

# 1. INTRODUCCIÓN

El rápido crecimiento de la población y la economía tanto en los países desarrollados como en desarrollo, implica una demanda de infraestructura que, unida al aumento extensivo en la tasa de construcción, contribuye al agotamiento de recursos naturales [1]. Las proyecciones muestran que el mundo tendrá 1500 millones de nuevos residentes urbanos en 2035 y se estima que para mediados del año 2080 se puede alcanzar la cifra de 10400 millones. De ellos casi el 90% será aportado por países de Asia y África, generando desafíos únicos de viviendas e infraestructuras. Por ejemplo, después de China, África tiene el mayor crecimiento en superficie construida, y prevé, hasta 2030, gastos de 4,8 billones de USD en esta esfera. En la India se prevén 170 millones de nuevas casas construidas para 2030, colocándose después de África [2]. En adición, los patrones tecnológicos y de consumo exigen una renovación masiva de las edificaciones antiguas que generan residuos de construcción y demolición (RCD) siendo una de las problemáticas ambientales que continúa impactando actualmente en todos los países [3].

La industria de la construcción enfrenta, por tanto, el problema tanto de la disminución de los recursos naturales para la generación de sus productos, en particular los áridos, como el del aumento de los desechos de construcción y demolición. Por una parte, de la extracción de minerales no metálicos a nivel mundial, aproximadamente el 40,8% corresponde a grava y el 31,1% a arena. Por otra parte, se generan volúmenes crecientes de RCD en forma de edificaciones demolidas, bases de carreteras de hormigón, piezas de hormigón prefabricadas rechazadas y el hormigón no utilizado en plantas mezcladoras de hormigón, mostrando una industria altamente dependiente de soluciones que se dirijan a la sostenibilidad de la misma. La transición hacia una economía más circular donde los flujos de producción podrían reintegrarse para extender la cadena de valor de cada materia utilizada en los procesos, es una solución prometedora [4]. En contraste, las cifras actuales estiman que la economía mundial es solo un 6% circular [3, 5].

A pesar de esta panorámica, los RCD pueden dejar de ser un residuo y constituirse en un recurso, facilitado por planes de manejo que permitan incluso, la certificación de las nuevas construcciones [6]. Dentro de las características, muy heterogéneas, que potencian a los RCD como flujo de nuevos materiales está el alto porcentaje de hormigón que por lo general poseen, por lo que su reutilización como fuente de áridos ha surgido como una alternativa atractiva a los áridos naturales en la fabricación de hormigones y morteros [7-9]. Las propiedades mecánicas del nuevo hormigón obtenido ha sido un tema de mucho interés, desarrollándose alternativas para elevar las mismas con el empleo de otros materiales adicionales [12]. También se pueden utilizar como mejorador de suelos cuando se realiza un proceso de activación del álcali al RCD [13, 14] o transformándose para eliminar metales pesados presentes en aguas residuales industriales [15].

Ante estas opciones, cabe preguntar si los RCD son un problema o una oportunidad. Por una parte, analizar si son un problema, dado por las enormes cifras que muchas veces de manera descontrolada van a parar a los basureros, contaminando el medio ambiente y con una deficiente gestión de su reciclaje; o por el contrario, si son una oportunidad que se abre para su aprovechamiento como fuente de materia prima en la fabricación de productos de la construcción, siempre que sean bien gestionados y se efectúe un eficiente control de la calidad en su utilización. Es por ello que el presente trabajo tiene como objetivo realizar una revisión crítica sobre la generación y gestión de los RCD, a tono con los resultados de investigaciones publicadas en revistas de impacto en los últimos cinco años, así como de las tendencias actuales para la implementación de criterios de economía circular y la sostenibilidad de la industria de la construcción. De igual forma se realiza un acercamiento a la situación actual de esta temática en Cuba de acuerdo con los resultados recogidas en estas publicaciones.

## 2. DESARROLLO

### 2.1. Metodología Empleada Para El Compendio

Para cumplir con el objetivo del trabajo, se realizó una búsqueda exhaustiva de la temática de interés. Las principales bases de datos empleadas en la búsqueda fueron Scopus, MDPI y web de la ciencia (WoS), seleccionando previamente de estas fuentes un total de 119 artículos. Para la búsqueda de la muestra se seleccionaron palabras claves que se manejan en el campo de acción de la investigación, en particular, RCD, gestión de RCD, impacto ambiental de RCD, sostenibilidad y economía circular, áridos reciclados (AR), tanto en inglés como en español. El siguiente paso consistió en el análisis de los resúmenes o lectura completa de los artículos más relevantes, lo que permitió la selección del contenido de 79 artículos. Los resultados de la búsqueda condujeron a la identificación de los factores más relevantes que inciden en el aporte de la gestión y procesamiento de los RCD. Un resumen del procedimiento seguido se muestra en la figura 1.

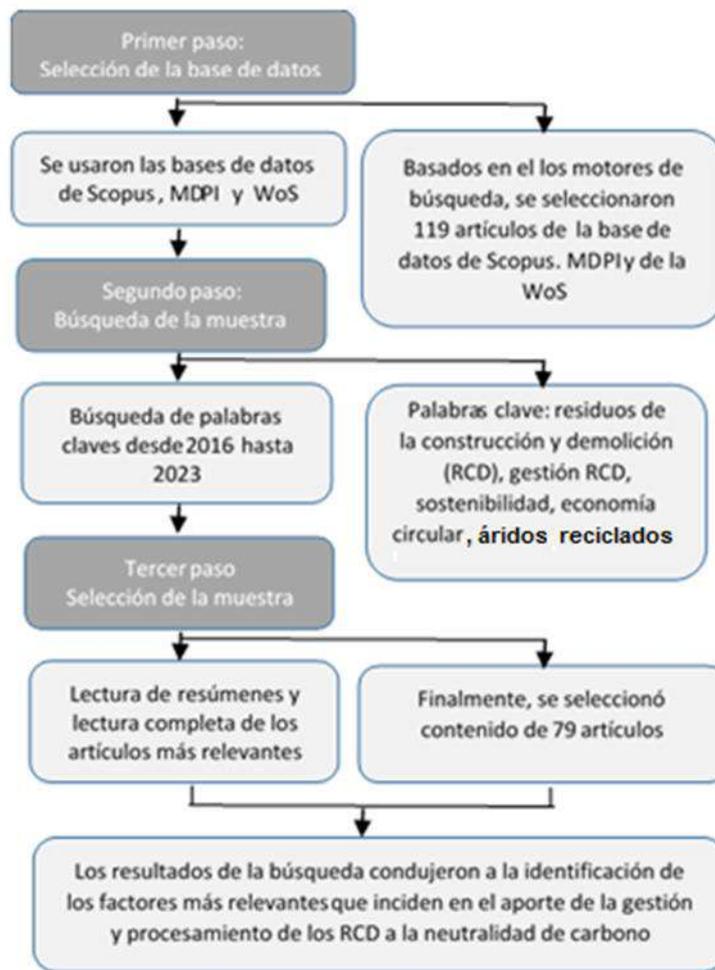


Figura 1: Metodología empleada para la revisión de la literatura

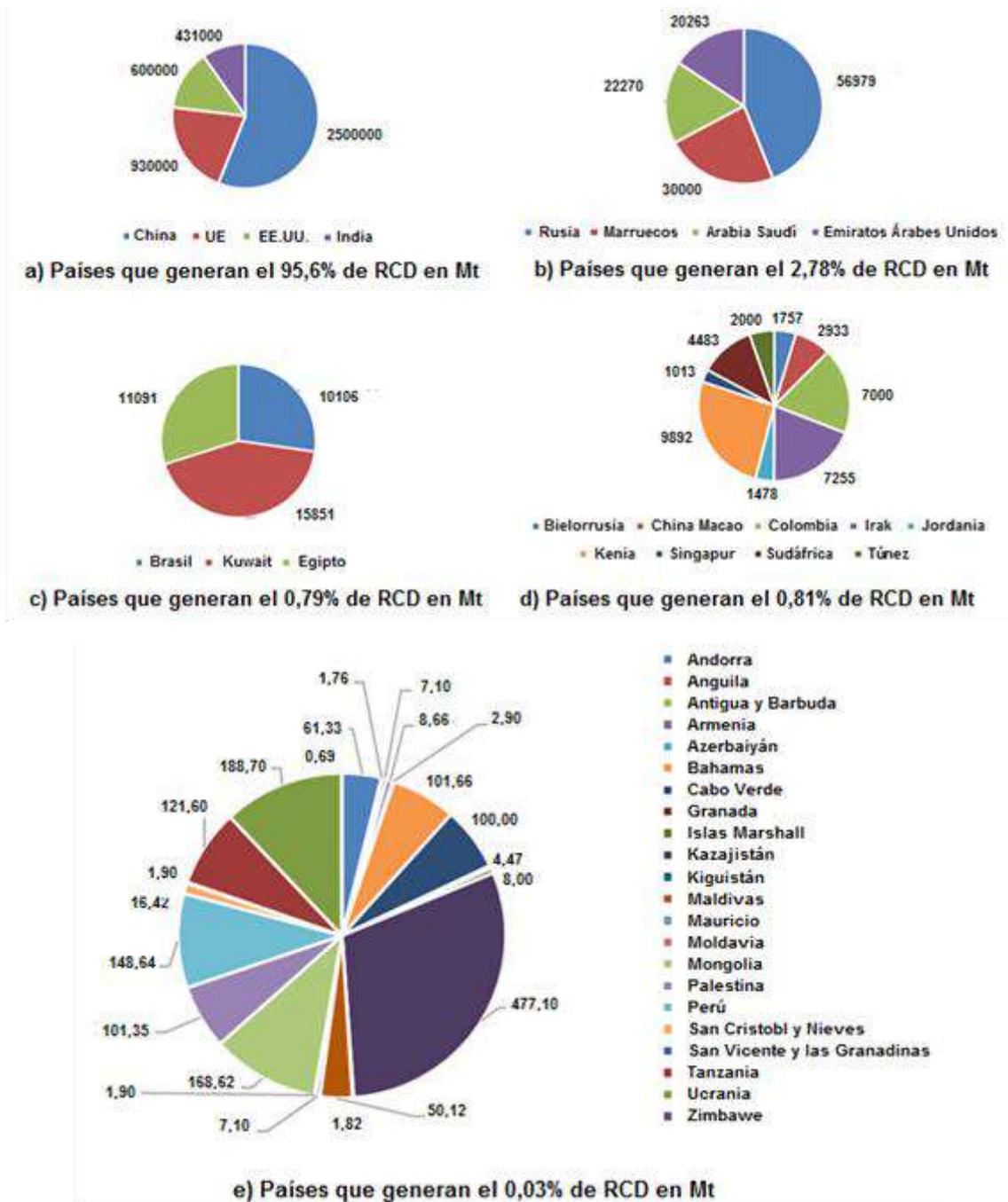
## 2.2. Generación Y Composición De Los Residuos De Construcción Y Demolición

Existen varias definiciones de RCD. Por ejemplo, en la Unión Europea (UE), se definen como "los materiales y elementos que resultan de la construcción, renovación y demolición de edificios y estructuras" [16]. La Agencia de Protección Ambiental (EPA, por sus siglas en inglés) de los EE.UU. define a los RCD como "residuos generados a partir de la construcción, renovación, reparación y demolición de estructuras tales como edificios residenciales y comerciales, carreteras y puentes" [17, 18]. Los RCD, al generarse por diversas fuentes y actividades, tienen una composición muy heterogénea. De esta composición depende el uso posterior que puede tener en el proceso de transformación para la recuperación de recursos.

Los RCD contienen de forma general los siguientes materiales: hormigón, madera (de edificios), asfalto (de carreteras y tejas), yeso (principal componente de los paneles de yeso), metales (principalmente acero), ladrillos, vidrio, plásticos, componentes de construcción recuperados (puertas, ventanas y accesorios de fontanería) y árboles, tocones, tierra y rocas procedentes de los desmontes. De ellos, el hormigón, el acero y el asfalto son los de mayor tasa de recuperación [19, 20].

La estimación de la generación de estos residuos es muy imprecisa. De forma general se reflejan como categoría independiente y no forma parte de los reportes oficiales de los residuos sólidos urbanos, por lo que solo el acercamiento a los estudios de casos, permite tener una idea de la generación de los RCD. A pesar de esto, también se refieren relaciones porcentuales de los RCD una vez que llegan a los vertederos, considerándose que representan entre 10% y el 30% del total de residuos vertidos, llegando al 50% en países de la UE [4, 19]. Si para el año 2050 se prevé que en el mundo se generen 3400 millones de toneladas de basura [21], cabe esperar que, de no realizarse un esfuerzo por gestionar mejor los RCD, en los vertederos habrían de 340 a 1020 millones de toneladas de este material.

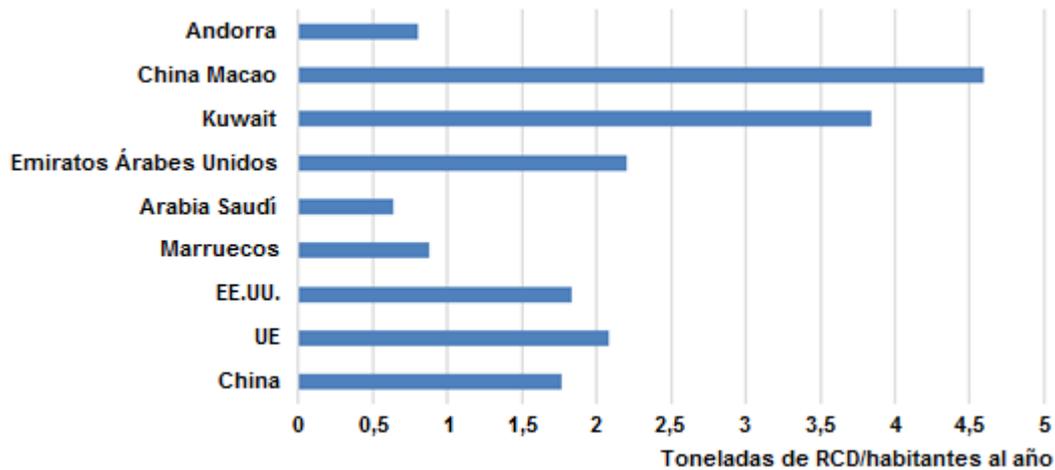
De análisis de las estadísticas internacionales, tanto de las Naciones Unidas (ONU) [22] como de la UE [23], así como de otras fuentes [20, 24-26] se pudo comprobar que en el mundo se generan aproximadamente 4667 millones de toneladas de RCD anualmente. Del total generado en el mundo, el 95,6% se concentra en China, los estados de la UE, EE.UU. y la India, con el 56,04%, 20,85%, 13,45% y 9,66% del total de ese grupo, respectivamente, tal como se puede observar en la figura 2 a.



**Figura 2:** Generación de residuos de construcción y demolición por países, de acuerdo a datos oficiales  
 • Generan el 95,6%; b) Generan el 2,78%; c) Generan el 0,79%; d) Generan el 0,81%; e) Generan el 0,03% [20, 22-26]

Por otra parte, se perciben tres grupos que generan residuos en el orden de 1000 hasta 60000 Mt que aportan casi el 5% de los RCD generados en el mundo (ver figuras 2 b, c y d), siendo Rusia y Marruecos los de mayor aporte. Resalta un quinto grupo de países que lo que reportan es inferior a las 1000 Mt de RCD generados en el año (Figura 2 e), siendo Kazajistán, Ucrania, Mongolia, Perú, Tanzania, Bahamas, Palestina y Cabo Verde, los países de mayor contribución en este grupo.

Ahora bien, China es el país de mayor generación de RCD en el mundo [1], pero también es el país que mayor población. Como los números absolutos suelen distorsionar un poco la realidad, varios autores efectúan análisis en términos de índices de generación de RCD per cápita. Tomando datos de la población correspondientes al año en el que se reporta la generación de RCD por países [27], el análisis se torna interesante. En la figura 3 se muestran los países que mayor cantidad de RCD generan por habitantes en 2022.



**Figura 3:** Índice anual de generación de residuos de construcción y demolición por habitantes

Resulta sorprendente que el orden de relevancia cambia. Macao y Kuwait aparecen como los países de mayor índice de generación de RCD por habitante al año, siendo responsables de más del 40% de aporte en este grupo. Le siguen los Emiratos Árabes Unidos, la UE y los EE.UU. China entonces pasa a un sexto lugar en el impacto por la generación de residuos de construcción y demolición, siguiéndole Marruecos, Andorra y Arabia Saudí.

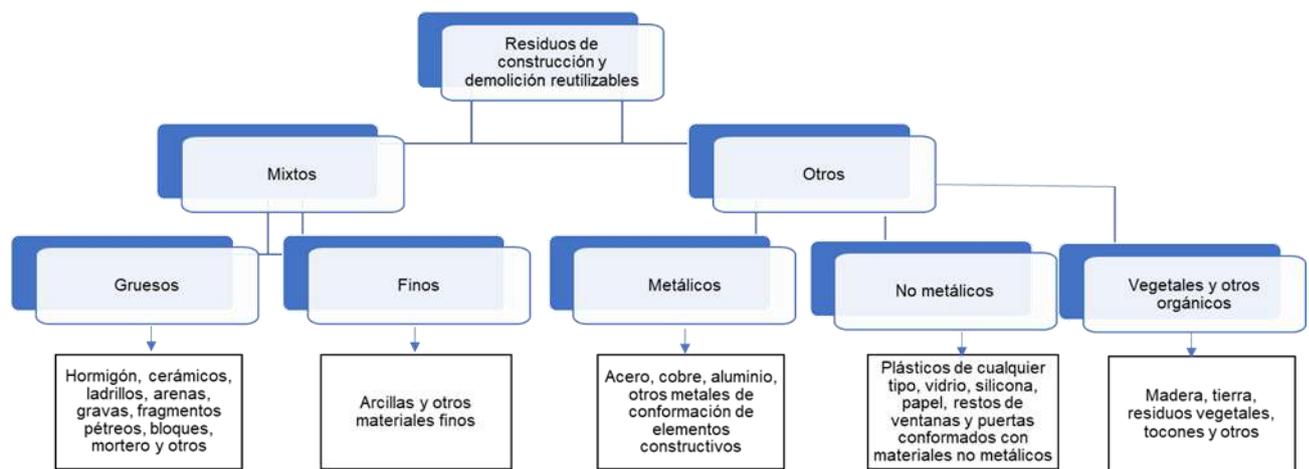
Del resumen estadístico, se acota lo siguiente:

- No fue posible acceder a información de muchos países, incluyendo a Cuba, dentro de la categoría que corresponde a los RCD.
- Se considera que en los países donde persisten conflictos armados o están afectados con regularidad por eventos climáticos de fuerte impacto o tienen baja ejecución de programas de reparación y mantenimientos constructivos, las estadísticas no reflejan totalmente la realidad en cuanto a la generación de RCD.
- Ocho de los países que conforman el análisis realizado, reportan valores en generación de RCD que datan de casi 20 años atrás, aunque no son los de mayor peso en los resultados (Egipto, Jordania, Túnez, Bahamas, Cabo Verde, Islas Marshall, Palestina y San Vicente y Las Granadinas), pero en varios de ellos la realidad puede ser bastante diferente.

Si se compara el valor total de generación de RCD según la figura 2, y a pesar de las acotaciones anteriores, la tasa definida de reciclaje o reuso de los RCD es superior al 70%. Este porcentaje no está lejos de la realidad por cuanto los mayores esfuerzos están en los países que también generan mayores cantidades de RCD. Sin embargo, esto puede solapar la enorme problemática ambiental que persiste en la no adecuada gestión de los RCD, sobre todo en países de menor desarrollo. La circularidad de las soluciones aún dista de la meta deseada y en aquellos países donde la cantidad que se genera es menor, la tasa de reciclaje o reuso no sobrepasa el 20% y se ha podido constatar que la legislación aún carece del efecto necesario para regular esta pérdida de recursos [4, 20, 28].

Para lograr la circularidad de los procesos donde se generan los RCD es necesario un acercamiento a las características de estos residuos. Como se conoce, las actividades que lo generan son diferentes y por ello es diferente la composición [29-31]. De esta forma se pueden identificar tres grandes áreas de trabajo: nuevas construcciones (lo que implica la extracción directa de minerales no metálicos), renovación y demolición [28]. En locaciones sensibles a conflictos de guerra, efectos climáticos o de bajo mantenimiento constructivo, también se incorporan los derrumbes [32]. Por otro lado, y estrechamente ligado a la forma de gestionar los procesos y los RCD resultantes, se suelen dividir en dos grandes grupos: RCD aprovechables y RCD no aprovechables. Estos últimos vinculados a un origen con contaminación con residuos peligrosos o que de ninguna forma se acepta para su uso posterior por no reunir los requisitos técnicos para ello [15, 33]. En la figura 4 se grafican los componentes de los RCD aprovechables.

A pesar de la heterogeneidad, se puede establecer como regla que todos los RCD son mixtos y que aquellos RCD que provienen de actividades de desmantelamiento o renovaciones capitales, tienen más componentes metálicos que los que son de obras constructivas nuevas [6]. Por la revisión hasta el momento y los criterios de los expertos, siempre se incurre en el solapamiento de categorías, por lo que, desde la definición, hasta la composición, es difícil acotar a los RCD [29].



**Figura 4:** Clasificación y componentes de residuos de construcción y demolición aprovechables

Existen otros elementos que no son considerados peligrosos, pero que por su complejidad debe tenerse en cuenta para la reutilización de los mismos, por ejemplo, como componente de prefabricados. Tal es el caso del yeso [34, 35]. Por otra parte, la gestión de la construcción, remodelación o desmantelamiento, se convierte en un punto clave para evitar la contaminación de los RCD, categoría solo descrita someramente en este artículo. A continuación, se abordarán las diferentes formas de gestión de los RCD en los últimos años.

## 2.3. La Gestión De Los Residuos De Construcción Y Demolición, La Industria De La Construcción Y El Medioambiente

De acuerdo con las fuentes consultadas, los procesos gestión de contratos, logística [36, 37], reutilización y prácticas de clasificación in situ, inciden en la ruta crítica para la gestión de los residuos [38]. A criterio de los autores de esta revisión, la complejidad del manejo, recuperación y disposición de los RCD ha provocado que casi se trate como otra industria.

La economía circular y la sostenibilidad son conceptos manejados en las publicaciones de los últimos años relacionados con el impacto medioambiental de la industria de la construcción y el reciclaje. Las referencias consultadas refieren directamente el tema, realizando un análisis importante sobre las legislaciones existentes en cada país o región.

Dentro de estas legislaciones, marca tendencia el denominado “Pacto Verde” para la comunidad europea [40, 41]. Este pacto establece criterios y acciones para hacer sostenible la economía europea, viendo los problemas ambientales como oportunidades. En este pacto, la industria de la construcción es un tema medular para la contribución de Europa como región, a las metas que establecen los objetivos de desarrollo sostenible de las Naciones Unidas [39, 40].

Un análisis de las formas de gestión recogidas en la Directiva 2008/98 del Parlamento Europeo para la recuperación de recursos desde los residuos, permite establecer un vínculo muy directo con la jerarquía de gestión de residuos implementada por la UE en el año 2008 [41]. Sus bases ya se habían implementado en Japón en el año 2000, con la denominada “*Sound material-cycle society*”, que constituye una expresión de la economía circular. Esta jerarquía persigue minimizar el efecto negativo de la generación de residuos, con influencia directa de los sistemas de gestión, y mejorar la eficiencia en la recuperación de recursos. La jerarquía se representa mediante una pirámide invertida donde la situación más deseada es el borde superior y la menos deseada, el borde inferior. Tal como puede apreciarse en el esquema de la figura 5, la jerarquización de la gestión establece cinco procesos en el siguiente orden, de la cima al fondo: prevención, reutilización, reciclaje, valorización y eliminación [42].



**Figura 5:** Pirámide de jerarquización de los RCD según [42]

En el caso de la gestión de los residuos de construcción y demolición, el Parlamento Europeo establece una estrategia que apunta: “La sostenibilidad del sector de la construcción es crucial para alcanzar el objetivo a largo plazo de la UE de reducir entre un 80% y un 95% las emisiones de gases de efecto invernadero”. El sector de la construcción se responsabilizaría por tanto, de disminuir el impacto de sus actividades entre un 30% y un 50% para el 2030 y un 90% para el 2050 [40, 43], meta que solo es posible alcanzarla con el apoyo político de los estados miembros.

Pero, ¿por qué la industria de la construcción sería, en parte, responsable de una economía baja en carbono al 2050? Existen varios reportes que fundamentan el impacto negativo de la actividad de la industria de la construcción sobre el medioambiente. Tal como se introdujo en esta revisión, solo por empezar, las actividades de minería relacionadas con las nuevas construcciones demandadas por el incremento poblacional y otras razones, implican una extracción de recursos naturales, por ejemplo, para la fabricación de cemento y áridos, que comienzan apuntando a una industria poco amigable con el medioambiente [44].

Varios estudios señalan que esta industria es responsable de la extracción del 40% de minerales y marcan la gestión de los residuos generados por su actividad como punto crucial para la recuperación de recursos [1, 2, 6, 19, 31]. Sin embargo, si se comparan los reportes mundiales relacionados con esta temática, pocos refieren o evalúan, todo el universo que implica la industria de la construcción en términos de sostenibilidad [36, 45-47]. Menos aún, intentar proponer la implementación de indicadores normalizados para evaluar la sostenibilidad de la industria de la construcción [48] o dar la relevancia que tiene la responsabilidad extendida del productor para potenciar una industria amigable con el medioambiente [49]. Estos últimos aspectos resultan trascendentales, por cuanto inciden en la fiabilidad de los datos que hoy no permiten establecer la línea base real del universo de la construcción, aspecto que ya se discutió brevemente en el acápite anterior.

Las herramientas más utilizadas para la evaluación del impacto ambiental de la actividad de la construcción son: el Análisis de Ciclo de Vida (ACV) [24, 50-54], la Huella de Carbono [36, 53-55] y las Producciones más Limpias (PML) [5, 56-59]. Revisando los reportes de los países de mayor incidencia en la generación de RCD per cápita resulta interesante observar que los pocos que refieren a Macao, realmente se centran en el cinturón de *Greater Bay Area* y el impacto del pavimento de las autopistas en esta región [60]. Para Kuwait existen mayores reportes y las aproximaciones son a modelos circulares en la gestión de estos residuos [61, 62].

Para los Emiratos Árabes Unidos, la literatura se centra en el reciclado o reuso del árido presente en los RCD y utiliza como herramienta principal el ACV y a pesar de que aparecen tres referencias en revistas de impacto, todas se refieren al mismo trabajo [63]. Para la Unión Europea existen muchas referencias [40, 42, 64-66], al igual que para China [17, 56, 60, 67, 68]. En ambos casos abordan desde las legislaciones hasta la necesaria transición hacia enfoques de economía circular. En este punto resulta interesante destacar estudios que comparan Europa con China sobre la base de los flujos de materiales totales en la generación de RCD [69] o entre Brasil, la Unión Europea y EE.UU. [70], y, como se había comentado en el acápite anterior, hacer comparaciones sobre números absolutos puede desvirtuar una realidad que dista de lo que se discute.

## 2.4. Influencia De Los Áridos Reciclados En Morteros Y Hormigones

Son numerosos los reportes encontrados que versan sobre el empleo de RCD en la fabricación de morteros y hormigones, y su potencial como fuente de recursos de otras esferas de la industria. De las publicaciones recientes, un alto porcentaje se centra en el empleo de los AR como sustitutos de los áridos naturales.

En la bibliografía consultada [7, 8, 10, 30, 34, 67, 68, 71-79] se constata que el empleo de AR se limita fundamentalmente por la presencia remanente de mortero viejo adherido. En estas publicaciones se infiere que el mortero adherido a los áridos influye negativamente en el por ciento de absorción de agua del árido proveniente de los RCD o la absorción capilar del hormigón o mortero al que se destina; también en la adherencia entre áridos y aglomerante, ya sea hidráulico o asfáltico; y en algunas de las propiedades mecánicas del hormigón. Se coincide en que la separación del mortero adherido en los áridos provenientes de los RCD es una premisa para elevar la calidad del producto, lo que constituye un proceso extra que hay que gestionar adecuadamente para que sea viable y económico.

En [67, 68], se concluye que con la incorporación de AR, la pérdida de resistencia a compresión del hormigón es más sensible que la pérdida de las resistencias a tracción y flexión. En la mayoría de las fuentes consultadas se plantea que la relación agua/cemento y la absorción de agua del AR tienen efectos negativos en la calidad del hormigón [7, 34, 67, 68, 71-79]. Algunos autores [30, 34] proponen acotar la aplicación de los AR a algunos proyectos viales, o algunas partes menores de estructuras principales.

Para la eliminación del efecto negativo del mortero adherido a los áridos se proponen diferentes alternativas, que van desde la eliminación de este mediante procedimientos mecánicos, hasta el empleo de tecnologías especiales para mejorar sus propiedades. Por ejemplo, [71] evalúa las propiedades de AR recuperados de hormigón triturado a los que se le aplica impregnación con microsilica. En dicho estudio se aprecia que tras el tratamiento con microsilica, se produce una mejora significativa de las propiedades físicas y mecánicas del AR, en particular la resistencia a compresión del hormigón producido, por lo que este tratamiento puede mejorar su aplicación a mayor escala.

En la continua búsqueda de la mejora de las propiedades mecánicas del hormigón conteniendo AR, se han incorporado a este material fibras de acero y de polipropileno [10]. Los resultados de esta investigación indican que la incorporación de fibras de polipropileno produce una reducción menos significativa en la resistencia a compresión del hormigón elaborado con AR a medida que se incrementa la proporción de este. Si se emplean fibras de acero, aumenta la resistencia a compresión, flexión e impacto. Con el empleo de fibras híbridas de acero y polipropileno en mezclas de hormigón, se produce un excelente efecto en las propiedades mecánicas del hormigón conteniendo AR. Según esta fuente [10], el hormigón conteniendo AR adicionado con fibras híbridas en proporción de un 1,5% de fibras de acero y un 0,9% de fibras de polipropileno muestra las más elevadas propiedades mecánicas.

Una de las fuentes consultadas evalúa el efecto del empleo de AR en la resistencia a torsión de hormigones autocompactantes [9], aspecto muy esencial en el análisis de las estructuras sometidas a cargas sísmicas y de viento. En la investigación, el hormigón autocompactante se conforma con AR reforzados con fibras de acero. Se hormigonaron vigas con hormigón de 20 MPa y 80 MPa con árido grueso natural y reciclado. Las propiedades mecánicas evaluadas demostraron que es posible combinar fibras de acero con hormigón autocompactante conteniendo AR y que estas no difieren de forma general a cuando se conforma el hormigón autocompactante a partir de áridos naturales.

Otro de los procedimientos empleados para elevar las propiedades de los AR es el que se conoce como "secuestro de carbono". Según [34, 35], la inyección de CO<sub>2</sub> se ha empleado para mejorar la calidad general del hormigón de AR. Actualmente, existen dos metodologías principales para el secuestro de CO<sub>2</sub> en el hormigón: el acondicionamiento con carbono, que consiste en la inyección de CO<sub>2</sub> en el AR; y el curado con carbono, que implica el secuestro de CO<sub>2</sub> en la pasta de cemento del hormigón nuevo [72, 73]. Aunque ambas tecnologías permiten que el hormigón de AR alcance mejores propiedades mecánicas y de durabilidad, el acondicionamiento con carbono es una mejor alternativa para la aplicación práctica [72].

Ahora bien, si los nuevos materiales tienen componentes reciclados: ¿qué ocurrirá cuando el ciclo se repita varias veces? ¿cómo evaluar las características de estos materiales reciclados, del reciclado y vuelto a reciclar? Algunas sugerencias ya se publican en [74], indicando el uso de tecnologías como la microtomografía computarizada para evaluar con precisión las características de estos materiales y advirtiendo que el número de ciclos es por supuesto, finito.

Cuba no está ajena a la situación general que caracteriza el proceso de evaluación de las propiedades de los AR en la producción de morteros y hormigones, particularmente la que caracteriza al del resto de los países en vías de desarrollo, aún insuficiente con independencia de las investigaciones realizadas. En revistas de impacto, que son las que compendia este artículo, sólo se tuvo acceso a cinco experiencias del empleo en Cuba de RCD [75-79], aunque se tienen criterios de reportes de otras investigaciones publicadas en otras revistas de menor impacto.

Una de las publicaciones referenciadas en los últimos cinco años [75] evalúa la influencia del árido fino obtenido de RCD en las propiedades del mortero de albañilería con áridos reciclados. En esta investigación se sustituye el 100% de la arena por dos tipos de AR finos, tipo cerámico y tipo hormigón, en fracciones de 4,76 mm y menor. Se comprueba que en todos los casos, el empleo de AR influye positivamente en la retención de agua de los morteros de albañilería; que el empleo de fracciones muy finas de AR de origen cerámico tiene efecto negativo sobre el proceso de fraguado y endurecimiento, por lo que sólo debe emplearse en enlucidos o uniones simples en interiores; sin embargo, si se mezclan ambos tipos de residuos, o si se emplea el AR tipo hormigón con tamaño máximo de 4,76 mm, los morteros obtenidos presentan propiedades que no difieren significativamente con los producidos con arenas naturales.

En otras investigaciones realizadas en Cuba se analiza la influencia de los AR en las propiedades de hormigones asfálticos.

En un artículo publicado en la revista *Sustainability* [76], se evalúan a nivel de laboratorio las propiedades del hormigón asfáltico en caliente fabricado con AR. Se demuestra en la investigación que el empleo de AR tipo hormigón constituye una alternativa técnicamente viable en la fabricación de hormigón asfáltico. Los autores logran sustituir hasta en un 40% de la fracción gruesa por AR sin que se afecten significativamente, e incluso mejorando, las propiedades del hormigón asfáltico fabricado con áridos naturales, con el correspondiente beneficio medioambiental y económico.

Muy similar al anterior, otros estudios corroboran la factibilidad de empleo de AR grueso en la fabricación también de hormigones asfálticos en Cuba [77-78]. En [77] se evalúan las propiedades de mezclas asfálticas en caliente fabricadas con diferentes porcentajes de AR de la fracción 5–13 mm, determinando las principales propiedades del hormigón asfáltico en términos de densidad, vacíos, estabilidad y deformación, así como el contenido óptimo de asfalto y se midió la sensibilidad al agua, el módulo de rigidez y la deformación permanente. Los resultados corroboran el potencial para el uso de estas fuentes de RCD como AR en el hormigón asfáltico, y muestran, similar a la anterior investigación, que las mezclas asfálticas en caliente con hasta un 40 % de sustitución de agregado natural por agregado reciclado presentan un buen comportamiento.

Una investigación publicada en la revista *Crystals* [75], analiza el rendimiento de morteros fabricados con AR mediante la adición de toba cinerítica zeolizada cubana. En ella se demuestra que, al ser el proceso de reciclaje muy selectivo y que el material de desecho no siempre posee propiedades satisfactorias debido a la naturaleza intrínseca de los desechos, al mezclarlos con toba cinerítica zeolizada de procedencia cubana en distintas proporciones normalizadas, se superan las insuficiencias que presenta tradicionalmente el empleo de AR, logrando el incremento notable de la resistencia a compresión, lo que garantiza la posibilidad de su empleo en morteros estructurales.

Los autores del artículo tienen conocimiento de otras investigaciones realizadas en el país sobre la influencia del empleo de los AR en las propiedades de morteros y hormigones, a los que no se hace mención debido a que sus resultados no se han publicado en revistas de impacto en los últimos cinco años, pero sí pueden servir de referentes en el desarrollo de la presente investigación.

### 3. CONCLUSIONES

La industria de la construcción tiene un encargo social muy fuerte a la vez que consume importantes cantidades de recursos naturales para lograr sus objetivos. La generación de RCD y el impacto que provoca cuando no se gestionan adecuadamente, son puntos críticos a resolver en una agenda al 2050. A pesar del repositorio de resultados científicos y prácticos en estas temáticas, sigue siendo una deuda, la adquisición de datos fiables de los residuos. Las herramientas de análisis de ciclo de vida, la huella de carbono y las producciones más limpias pueden potenciar aún más los planes de acción a ejecutar con criterios circulares. La búsqueda de nuevos materiales y técnicas para mejorar las propiedades de los materiales resultantes del reuso o reciclado, tiene que ser una tarea permanente tanto de académicos como de empresarios o actores sociales y económicos interesados en la temática. El soporte legal implementado en la UE debe ser referente para el resto de los países.

1. H. Duan, T. R. Miller, G. Liu, and V. W. Tam, "Construction debris becomes growing concern of growing cities," *Waste Management*, vol. 83, pp. 1-5, 2019.
2. A. O. Daoud, A. A. E. Othman, O. J. Ebohon, and A. Bayyati, "Analysis of factors affecting construction and demolition waste reduction in Egypt," *International Journal of Construction Management*, vol. 23, no. 8, pp. 1395-1404, 2023.
3. S. H. Ghaffar, M. Burman, and N. Braimah, "Pathways to circular construction: An integrated management of construction and demolition waste for resource recovery," *Journal of cleaner production*, vol. 244, p. 118710, 2020.
4. D. Guo and L. Huang, "The state of the art of material flow analysis research based on construction and demolition waste recycling and disposal," *Buildings*, vol. 9, no. 10, p. 207, 2019.
5. L. A. L. Ruiz, X. R. Ramón, and S. G. Domingo, "The circular economy in the construction and demolition waste sector—A review and an integrative model approach," *Journal of Cleaner Production*, vol. 248, p. 119238, 2020.
6. J.-L. Gálvez-Martos and I.-R. Istrate, "Construction and demolition waste management," in *Advances in construction and demolition waste recycling*: Elsevier, 2020, pp. 51-68.
7. G. Bai, C. Zhu, C. Liu, and B. Liu, "An evaluation of the recycled aggregate characteristics and the recycled aggregate concrete mechanical properties," *Construction and building materials*, vol. 240, p. 117978, 2020.
8. R. L. Ferreira, M. A. Anjos, C. Maia, L. Pinto, A. R. de Azevedo, and J. de Brito, "Long-term analysis of the physical properties of the mixed recycled aggregate and their effect on the properties of mortars," *Construction and Building Materials*, vol. 274, p. 121796, 2021.
9. K. S. Nitesh, S. V. Rao, and P. R. Kumar, "An experimental investigation on torsional behaviour of recycled aggregate based steel fiber reinforced self compacting concrete," *Journal of Building Engineering*, vol. 22, pp. 242-251, 2019.
10. W. He, X. Kong, Y. Fu, C. Zhou, and Z. Zheng, "Experimental investigation on the mechanical properties and microstructure of hybrid fiber reinforced recycled aggregate concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 261, p. 120488, 2020.
11. A. Sharma and R. Sharma, "Effect of addition of construction–demolition waste on strength characteristics of high plastic clays," *Innovative Infrastructure Solutions*, vol. 4, no. 1, p. 27, 2019.
12. D. Youventharan, P. Ramandhansyah, K. Jeevithan, O. Rokiah, S. M. Arif, and H. Yaacob, "Durability Performance of Concrete Debris and Bottom Ash as an Alternative Track Ballast Material," in *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2021, vol. 682, no. 1: IOP Publishing, p. 012053.
13. B. Bagriacik, "Utilization of alkali-activated construction demolition waste for sandy soil improvement with large-scale laboratory experiments," *Construction and Building Materials*, vol. 302, p. 124173, 2021.
14. B. Bagriacik and B. Mahmutluoglu, "A new experimental approach to the improvement of sandy soils with construction demolition waste and cement," *Arabian Journal of Geosciences*, vol. 13, pp. 1-11, 2020.
15. I. V. Jelić, D. Antonijević, M. Z. Šljivić-Ivanović, and S. Dimović, "Application of composite construction and demolition debris in heavy metals removal from industrial wastewater," *Thermal Science*, vol. 27, no. 1 Part A, pp. 1-10, 2023.
16. C. Europea, "Protocolo de Gestión de Residuos de Construcción y Demolición en la UE," ed: ECORYS Brussels, Belgium, 2016.
17. M. S. Aslam, B. Huang, and L. Cui, "Review of construction and demolition waste management in China and USA," *Journal of Environmental Management*, vol. 264, p. 110445, 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2020.110445>.
18. R. Islam, T. H. Nazifa, A. Yuniarto, A. S. Uddin, S. Salmiati, and S. Shahid, "An empirical study of construction and demolition waste generation and implication of recycling," *Waste management*, vol. 95, pp. 10-21, 2019.
19. N. Cho, M. El Asmar, and M. Aldaaja, "An Analysis of the Impact of the Circular Economy Application on Construction and Demolition Waste in the United States of America," *Sustainability*, vol. 14, no. 16, p. 10034, 2022.
20. E. P. A. (EPA). "Sustainable management of construction and demolition materials." <https://www.epa.gov/smm/sustainable-management-construction-and-demolition-materials> (accessed June, 2023).
21. S. Kaza, L. Yao, P. Bhada-Tata, and F. Van Woerden, *What a waste 2.0: a global snapshot of solid waste management to 2050*. World Bank Publications, 2018.
22. U. N. S. Division. "Country Files from the UNSD/UNEP data collection on environment statistics." United Nations. [https://unstats.un.org/unsd/envstats/country\\_files](https://unstats.un.org/unsd/envstats/country_files) (accessed June, 2023).

23. Eurostat. "Statistics of waste generation and treatment." European Union. [https://ec.europa.eu/eurostat/databrowser/view/ENV\\_WASTRT/default/table](https://ec.europa.eu/eurostat/databrowser/view/ENV_WASTRT/default/table) (accessed June, 2023).
24. V. Ram, K. C. Kishore, and S. N. Kalidindi, "Environmental benefits of construction and demolition debris recycling: Evidence from an Indian case study using life cycle assessment," *Journal of Cleaner Production*, vol. 255, p. 120258, 2020.
25. C. P. Ginga, J. M. C. Ongpeng, and M. K. M. Daly, "Circular economy on construction and demolition waste: A literature review on material recovery and production," *Materials*, vol. 13, no. 13, p. 2970, 2020.
26. B. Van Hoof, G. Núñez, and C. J. De Miguel. Metodología para la evaluación de avances en la economía circular en los sectores productivos de América Latina y el Caribe, 2022 2022.
27. B. Mundial. "Datos población mundial." <https://datos.bancomundial.org/indicador/SP.PO.P.TOTL> (accessed June, 2023).
28. S. M. Elgizawy, S. M. El-Haggar, and K. Nassar, "Approaching sustainability of construction and demolition waste using zero waste concept," *Low carbon economy*, vol. 7, no. 1, pp. 1-11, 2016.
29. V. Papastamoulis, K. London, Y. Feng, P. Zhang, R. Crocker, and P. Patias, "Conceptualising the circular economy potential of construction and demolition waste: An integrative literature review," *Recycling*, vol. 6, no. 3, p. 61, 2021.
30. R. A. Robayo-Salazar, W. Valencia-Saavedra, and R. Mejía de Gutiérrez, "Construction and demolition waste (CDW) recycling—As both binder and aggregates—In alkali-activated materials: A novel re-use concept," *Sustainability*, vol. 12, no. 14, p. 5775, 2020.
31. B. Galán, J. Viguri, E. Cifrian, E. Dosal, and A. Andres, "Influence of input streams on the construction and demolition waste (CDW) recycling performance of basic and advanced treatment plants," *Journal of Cleaner Production*, vol. 236, p. 117523, 2019.
32. Y. Zhang et al., "Adaptive construction of the virtual debris flow disaster environments driven by multilevel visualization task," *ISPRS International Journal of Geo-Information*, vol. 8, no. 5, p. 209, 2019.
33. C. A. Pacheco Bustos, L. G. Fuentes Pumarejo, É. H. Sánchez Cotte, and H. A. Rondón Quintana, "Construction demolition waste (CDW), a perspective of achievement for the city of Barranquilla since its management model," *Ingeniería y Desarrollo*, vol. 35, no. 2, pp. 533-555, 2017.
34. M. Antunes, A. Sá, P. Oliveira, and E. Rangel, "Utilization of gypsum from construction and demolition waste in Portland cement mortar," *Cerâmica*, vol. 65, pp. 1-6, 2019.
35. G. Bumanis, J. Zorica, A. Korjamins, and D. Bajare, "Processing of Gypsum Construction and Demolition Waste and Properties of Secondary Gypsum Binder," *Recycling*, vol. 7, no. 3, p. 30, 2022.
36. N. C. Onat and M. Kucukvar, "Carbon footprint of construction industry: A global review and supply chain analysis," *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 124, p. 109783, 2020.
37. E. Taghavi, A. Fallahpour, K. Y. Wong, and S. A. Hoseini, "Identifying and prioritizing the effective factors in the implementation of green supply chain management in the construction industry," *Sustainable Operations and Computers*, vol. 2, pp. 97-106, 2021.
38. A. Nawaz, J. Chen, and X. Su, "Factors in critical management practices for construction projects waste predictors to C&DW minimization and maximization," *Journal of King Saud University-Science*, vol. 35, no. 2, p. 102512, 2023.
39. N. Unidas. "Objetivos de desarrollo sostenible." <https://www.un.org/sustainabledevelopment/es/objetivos-de-desarrollo-sostenible/> (accessed June, 2023).
40. A. Bonoli, S. Zanni, and F. Serrano-Bernardo, "Sustainability in building and construction within the framework of circular cities and european new green deal. The contribution of concrete recycling," *Sustainability*, vol. 13, no. 4, p. 2139, 2021.
41. P. Europeo. "DIRECTIVA 2008/98/CE del Parlamento Europeo y del Consejo de 19 de noviembre de 2008 sobre los residuos y por la que se derogan determinadas Directivas." *Diario oficial de la Unión Europea*. <http://data.europa.eu/eli/dir/2008/98/oj> (accessed June, 2023).
42. C. Zhang, M. Hu, F. Di Maio, B. Sprecher, X. Yang, and A. Tukker, "An overview of the waste hierarchy framework for analyzing the circularity in construction and demolition waste management in Europe," *Science of the Total Environment*, vol. 803, p. 149892, 2022.
43. P. Europeo. "COMUNICACIÓN DE LA COMISIÓN AL PARLAMENTO EUROPEO Y AL CONSEJO. Estrategia para una competitividad sostenible del sector de la construcción y de sus empresas." *Comisión Europea*. <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/es/TXT/?uri=CELEX:52012DC0433> (accessed June, 2023).

44. G. L. F. Benachio, M. d. C. D. Freitas, and S. F. Tavares, "Circular economy in the construction industry: A systematic literature review," *Journal of cleaner production*, vol. 260, p. 121046, 2020.
45. O. Babalola, E. O. Irem, and I. C. Ezema, "Implementation of lean practices in the construction industry: A systematic review," *Building and environment*, vol. 148, pp. 34-43, 2019.
46. M. U. Hossain, S. T. Ng, P. Antwi-Afari, and B. Amor, "Circular economy and the construction industry: Existing trends, challenges and prospective framework for sustainable construction," *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 130, p. 109948, 2020.
47. S. Jain, S. Singhal, N. K. Jain, and K. Bhaskar, "Construction and demolition waste recycling: Investigating the role of theory of planned behavior, institutional pressures and environmental consciousness," *Journal of Cleaner Production*, vol. 263, p. 121405, 2020.
48. B. Cheng, K. Lu, J. Li, H. Chen, X. Luo, and M. Shafique, "Comprehensive assessment of embodied environmental impacts of buildings using normalized environmental impact factors," (in English), *Journal of cleaner production*, Article vol. 2022 v.334, pp. pp. 130083-, 0000 2022, doi: 10.1016/j.jclepro.2021.130083.
49. S. Shooshtarian, T. Maqsood, P. S. Wong, M. Khalfan, and R. J. Yang, "Extended producer responsibility in the Australian construction industry," *Sustainability*, vol. 13, no. 2, p. 620, 2021.
50. B. Bayram and K. Greiff, "Life cycle assessment on construction and demolition waste recycling: A systematic review analyzing three important quality aspects," *The International Journal of Life Cycle Assessment*, pp. 1-23, 2023.
51. Y. Tang et al., "Natural gravel-recycled aggregate concrete applied in rural highway pavement: Material properties and life cycle assessment," (in English), *Journal of cleaner production*, Article vol. 2022 v.334, pp. pp. 130219-, 0000 2022, doi: 10.1016/j.jclepro.2021.130219.
52. Y. Zhang, W. Luo, J. Wang, Y. Wang, Y. Xu, and J. Xiao, "A review of life cycle assessment of recycled aggregate concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 209, pp. 115-125, 2019.
53. J. M. C. Ongpeng and C. P. Ginga, "Life Cycle Assessment and Carbon Footprint Analysis of Recycled Aggregates in the Construction of Earth-Retaining Walls During Reconstruction," *Advances of Footprint Family for Sustainable Energy and Industrial Systems*, pp. 15-34, 2022.
54. C. Rivero-Camacho, J. Solís-Guzmán, M. D. Alba-Rodríguez, and M. Marrero, "Life-cycle assessment of nonhazardous construction and demolition waste. Application of carbon footprint indicator," in *Advances in Construction and Demolition Waste Recycling*: Elsevier, 2020, pp. 453-473.
55. S. Khan, N. Mir, A. Kul, O. Şahin, M. Şahmaran, and M. Koc, "Renewable energy for carbon footprint reduction of green geopolymers material's production for built-environment," *Energy Reports*, vol. 8, pp. 852-858, 2022.
56. P. Ghisellini, X. Ji, G. Liu, and S. Ulgiati, "Evaluating the transition towards cleaner production in the construction and demolition sector of China: A review," *Journal of Cleaner Production*, vol. 195, pp. 418-434, 2018.
57. P. Ghisellini, M. Ripa, and S. Ulgiati, "Exploring environmental and economic costs and benefits of a circular economy approach to the construction and demolition sector. A literature review," *Journal of Cleaner Production*, vol. 178, pp. 618-643, 2018.
58. K. Chen, J. Wang, B. Yu, H. Wu, and J. Zhang, "Critical evaluation of construction and demolition waste and associated environmental impacts: A scientometric analysis," *Journal of Cleaner Production*, vol. 287, p. 125071, 2021.
59. L. Shi, J. Liu, Y. Wang, and A. Chiu, "Cleaner production progress in developing and transition countries," vol. 278, ed: Elsevier, 2021, p. 123763.
60. Q. Liu, Z. Wang, N. Zhang, J. Zuo, H. Feng, and H. Duan, "Characterizing the impacts of highway pavement in a newly planned greater bay area economic belt in China," *The International Journal of Life Cycle Assessment*, vol. 26, no. 6, pp. 1285-1297, 2021.
61. H. Al-Raqeb, S. H. Ghaffar, M. J. Al-Kheetan, and M. Chougan, "Understanding the Challenges of Construction Demolition Waste Management Towards Circular Construction: Kuwait Stakeholder's Perspective," *Cleaner Waste Systems*, p. 100075, 2023.
62. M. B. H. Almusawi, A. T. B. A. Karim, and S. Ethaib, "Evaluation of Construction and Demolition Waste Management in Kuwait," *Recycling*, vol. 7, no. 6, p. 88, 2022.
63. M. H. Alzard, H. El-Hassan, and T. El-Maaddawy, "Environmental and economic life cycle assessment of recycled aggregates concrete in the United Arab Emirates," *Sustainability*, vol. 13, no. 18, p. 10348, 2021.

64. P. V. Sáez and M. Osmani, "A diagnosis of construction and demolition waste generation and recovery practice in the European Union," *Journal of Cleaner Production*, vol. 241, p. 118400, 2019.
65. J. Moschen-Schimek, T. Kasper, and M. Huber-Humer, "Critical review of the recovery rates of construction and demolition waste in the European Union—An analysis of influencing factors in selected EU countries," *Waste Management*, vol. 167, pp. 150-164, 2023.
66. G. L. Taboada, I. Seruca, C. Sousa, and Á. Pereira, "Exploratory data analysis and data envelopment analysis of construction and demolition waste management in the European Economic Area," *Sustainability*, vol. 12, no. 12, p. 4995, 2020.
67. M. Ma, V. W. Tam, K. N. Le, and W. Li, "Challenges in current construction and demolition waste recycling: A China study," *Waste Management*, vol. 118, pp. 610-625, 2020.
68. H. Yuan, "Barriers and countermeasures for managing construction and demolition waste: A case of Shenzhen in China," *Journal of Cleaner Production*, vol. 157, pp. 84-93, 2017.
69. J. Hao, F. Di Maria, Z. Chen, S. Yu, W. Ma, and L. Di Sarno, "Comparative study of construction and demolition waste management in China and the European Union," *Detritus*, vol. 13, pp. 114-121, 2020.
70. K. Nunes and C. Mahler, "Comparison of construction and demolition waste management between Brazil, European Union and USA," *Waste Management & Research*, vol. 38, no. 4, pp. 415-422, 2020.
71. P. Saravanakumar, K. Abhiram, and B. Manoj, "Properties of treated recycled aggregates and its influence on concrete strength characteristics," *Construction and Building Materials*, vol. 111, pp. 611-617, 2016.
72. V. W. Tam, A. Butera, K. N. Le, and W. Li, "Utilising CO2 technologies for recycled aggregate concrete: A critical review," *Construction and Building Materials*, vol. 250, p. 118903, 2020.
73. B. A. Tayeh, D. M. Al Saffar, and R. Alyousef, "The utilization of recycled aggregate in high performance concrete: a review," *Journal of Materials Research and Technology*, vol. 9, no. 4, pp. 8469-8481, 2020.
74. C. Thomas, J. De Brito, A. Cimentada, and J. Sainz-Aja, "Macro-and micro-properties of multi-recycled aggregate concrete," *Journal of Cleaner Production*, vol. 245, p. 118843, 2020.
75. I. Martínez, M. Etxeberria, E. Pavón, and N. Díaz, "Influence of demolition waste fine particles on the properties of recycled aggregate masonry mortar," *International Journal of Civil Engineering*, vol. 16, pp. 1213-1226, 2018.
76. D. Acosta Alvarez, A. Alonso Aenlle, and A. J. Tenza-Abril, "Laboratory evaluation of hot asphalt concrete properties with Cuban recycled concrete aggregates," *Sustainability*, vol. 10, no. 8, p. 2590, 2018.
77. D. Acosta Alvarez, A. Alonso Aenlle, A. J. Tenza-Abril, and S. Ivorra, "Influence of partial coarse fraction substitution of natural aggregate by recycled concrete aggregate in hot asphalt mixtures," *Sustainability*, vol. 12, no. 1, p. 250, 2019.
78. J. Morales Fournier, D. Acosta Álvarez, A. Alonso Aenlle, A. J. Tenza-Abril, and S. Ivorra, "Combining reclaimed asphalt pavement (RAP) and recycled concrete aggregate (RCA) from Cuba to obtain a coarse aggregate fraction," *Sustainability*, vol. 12, no. 13, p. 5356, 2020.
79. D. A. Martín, J. L. Costafreda, and L. Presa, "Improving the Performance of Mortars Made from Recycled Aggregates by the Addition of Zeolitised Cineritic Tuff," *Crystals*, vol. 12, no. 1, p. 77, 2022.