

Revista Ciencia y Construcción

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

06

Dynamic Response Of
Steel-Concrete Beams
With Partial
Interaction Due To
Moving Loads

35

Diseño De Hormigón Para
Refuerzo De Pavimento
Mediante La Técnica De
Whitetopping



Consejo Editorial

Director/Editor Técnico

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

Editor Ejecutivo

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

Editores Asociados

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

Comité Científico

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

Sumario I

- 02 Consejo Editorial
- 03-04 Sumario
- 05 Sección 1: Artículos de Investigación
- 06-22 Dynamic Response Of Steel-Concrete Beams With Partial Interaction Due To Moving Loads
- Mohamad Ali
 - Mohamad El Dandachy
 - Ahmed M. Ellakany
- 23-34 Reforzamiento De La Superestructura De Un Puente Tipo Viga Losa De Hormigón Armado
- Juan Carlos Mediavilla Pazmiño
 - Luis Tinerfe Hernández Rodríguez
 - Martha María Molina Padrón
- 35-44 Diseño De Hormigón Para Refuerzo De Pavimento Mediante La Técnica De Whitetopping
- Joselyn Estefanía González Silva
 - Juleidy Guadalupe Zambrano Looz
 - Eduardo Tejeda Piusseaut
 - Allison Raquel Zamora Bailón
- 45-55 Caracterización De Los Asfaltos Naturales Existentes En La Zona Artemisa – Matanzas Como Material Alternativo Para La Rehabilitación De Las Vías
- Rosa Herrera de la Rosa
 - Norbier Pérez Rubio

Sumario II

- 56-66 Evaluación De La Estructura De Pavimento En Carreteras De Montaña
- Anthony Fabian Zapata Rogel
 - Manuel Elian Luna Guamán
 - Eugenio Sánchez Mendieta
 - Yudy Patricia Medina Sánchez
- 67-77 Sistemas Integrados De Gestión En Empresas Asociadas A La Construcción De Viales En Villa Clara
- Yasel Valdés Alonso
 - Rosmary Capote Fernández
- 78-87 Incorporación De Fibras De Aramida En La Mezcla De Concreto Para Pavimento
- Erick Franklin Roldán Pinargote
 - Félix Michael Hernández López
- 88-101 Comparación Del Modelo Discreto Y El Modelo Continuo Para Obtención De Los Desplazamientos Verticales Y Horizontales En Pilotes, Aplicando La Interacción Dinámica Suelo Estructura.
- Yosuary Almaguer Miranda
 - Willian Cobelo Cristiá



Artículos de Investigación

Dynamic Response Of Steel-Concrete Beams With Partial Interaction Due To Moving Loads

Respuesta Dinámica De Vigas De Acero-Hormigón Con Interacción Parcial Debido A Cargas En Movimiento

Authors

Mohamad Ali^{a,1}, Mohamad El Dandachy^{a,2}, Ahmed M. Ellakany^{a,b,3}

a) Faculty of Engineering, Beirut Arab University, Lebanon,

b) Faculty of Engineering, Alexandria University

(1): mohamad.ali@bau.edu.lb, (2): m.dandachy@bau.edu.lb, (3): ellakany@bau.edu.lb

ABSTRACT

Purpose –The main purpose of this paper is to propose a numerical model, which represents the dynamic responses of elastic steel-concrete beams.

Design/methodology/approach –The numerical model is based on the lumped system with the combination of the transfer matrix method (TMM) and the analog beam method (ABM). The composite beams that are widely used in the construction of highway bridges are composed of an upper concrete slab and a lower steel beam, connected at the interface by shear transmitting studs. The field and point transfer matrices for the beam element of the elastic composite beams are derived. The present model is verified and applied to study the dynamic response of elastic composite beams subject to both moving force and mass. The effects of shear stiffness between the upper slab and lower beam and moving load velocity on the steel-concrete beams deflection are shown.

Findings –Results indicate that the maximum deflection in the composite beam subjected to moving load, is significantly affected by the level of interaction between sub-beams and by the load type and velocity.

Originality/value – Recently, a numerical model based on the lumped system with the combination of the TMM and the ABM was proposed to study the response of elastic steel-concrete beams with partial interaction, limited to static loading solely. In this study, the current proposed model is developed to study the dynamic response of steel-concrete beams with partial interaction due to moving loads of various velocities. The advantage of the proposed model, unlike previous models that are based on the combination of (TMM) and (ABM), is the ability to study the dynamic behavior of the elastic steel-concrete beams with various end and intermediate conditions and different types and velocities of moving loads.

Key Words: Numerical model, Lumped system, Steel-concrete elastic composite beams, Dynamic analysis.

RESUMEN

Propósito –El objetivo principal de este artículo es proponer un modelo numérico que represente las respuestas dinámicas de vigas elásticas de acero-hormigón.

Diseño/metodología/enfoque –El modelo numérico se basa en el sistema concentrado con la combinación del método de matriz de transferencia (TMM, siglas en inglés) y el método de viga análoga (ABM, siglas en inglés). Las vigas compuestas que se utilizan ampliamente en la construcción de puentes de carreteras, están compuestas por una losa superior de hormigón y una viga inferior de acero, conectadas en la interfaz mediante montantes transmisores de cortante. Se derivan las matrices de transferencia de campo y de puntos para el elemento de viga de las vigas elásticas compuestas. El presente modelo se verifica y aplica para estudiar la respuesta dinámica de vigas compuestas elásticas sujetas tanto a fuerza como a masa en movimiento. Se muestran los efectos de la rigidez al corte entre la losa superior y la viga inferior y la velocidad de la carga en movimiento sobre la deflexión de las vigas de acero-hormigón.

Hallazgos: los resultados indican que la deflexión máxima en la viga compuesta sometida a carga en movimiento se ve significativamente afectada por el nivel de interacción entre las subvigas y por el tipo de carga y la velocidad.

Originalidad/valor – Recientemente, se propuso un modelo numérico basado en el sistema agrupado con la combinación del TMM y el ABM para estudiar la respuesta de vigas elásticas de acero-hormigón con interacción parcial, limitada únicamente a carga estática. En este estudio, se desarrolla el modelo propuesto actual para estudiar la respuesta dinámica de vigas de acero-hormigón con interacción parcial debido a cargas en movimiento de diversas velocidades. La ventaja del modelo propuesto, a diferencia de modelos anteriores que se basan en la combinación de (TMM) y (ABM), es la capacidad de estudiar el comportamiento dinámico de las vigas elásticas de acero-hormigón con diversas condiciones finales e intermedias y diferentes tipos y velocidades de cargas en movimiento.

Palabras clave: Modelo numérico, Sistema concentrado, Vigas compuestas elásticas de acero-hormigón, Análisis dinámico.

Editorial Note: Received: September 2023 Accepted: November 2023

1. INTRODUCTION

Steel-concrete composite beams, consisting of a concrete slab lying on top of a steel beam, are widely employed in structural applications. Shear connectors attach the two components to transmit the horizontal shear force between them. Slippage may possibly occur at the interface between the two parts of the composite beam in case of partial or no interaction. Integrating concrete and steel in one structure yield a favorable result in the world of construction combining the high tensile strength and ductility for steel, and the high compressive strength of concrete. The growing use of these beams in structural applications demands fundamental understanding of their mechanical behavior under moving loads as the dynamic responses cannot be ignored, especially in applications such as highway bridges in which the safety and carrying capacity are critical. Due to the dynamic nature of the loads to which these bridges are subjected to, become imperative to perform a proper analysis and gain a comprehensive understanding of the dynamic response of steel-concrete beams under moving loads.

Three approaches are considered to evaluate the dynamic response of elastic beams and steel-concrete composite beams: analytical, numerical, and experimental approaches. The complexity of the phenomenon limits the analytical studies to very simple cases until the 1950s when a one-dimensional numerical model to study the dynamic effect of moving loads on bridge behavior was presented [1]. Moreover, [2] explored the dynamic response of a simply supported beam by solving analytically the governing differential equation. The findings of the analytical solutions performed by [3] and [4] indicated that the dynamic deflection of the beam is 50% greater than its static deflection. Moreover, several methods of finite element analysis were proposed to analyze dynamic beam behavior such as Wilson's method and Newmark's method [5, 6]. The results of these studies agreed with those found analytically.

The dynamic response of steel concrete composite beams has been an area of great interest for researchers and engineers. Based on finite element modeling, a vibration analysis was performed on laminated composite beams experiencing moving loads based on a multilayered shear deformable beam element [7]. The dynamic model for two-layer partial interaction composite beams was solved with finite element simulations, applying Kant's higher-order beam kinematics [8]. The consideration of the slip between the members of the steel-concrete composite beam was taken by using Lagrange's formulation based on finite element modeling in [9]. A 3D finite element numerical model was developed to explore the bending behavior of high-strength steel-concrete composite beams that are simply supported [10]. Non-linear behavior is considered on both a geometric and a material level. Furthermore, [11], introduced a 3D finite element model and parametric study of the dynamic response of simply supported, horizontally curved composite steel I-girder bridges using the ANSYS program.

Some authors have established experimentally validated numerical models. For instance, [12] presented for beam type bridges, a flexibility matrix identification approach based on induced responses by moving vehicle. The analytical mode decomposition is applied to extract the quasi-static component response of the induced responses by moving vehicle, and the influence line of the measurement point is derived by polynomial fitting. Comparative analysis between the numerical model and experimental data is conducted. Moreover, [13] performed a numerical analysis on the shear behavior of perforated transverse angle shear connectors (PTACs) based on finite element modelling. The FE model was based on the experimental results [14].

Many researchers have conducted experiments to gain scientific knowledge vis-à-vis the behavior of steel-concrete composite beams. On the one hand, [15] have experimentally investigated the influence of shear connectors on the behavior of the steel-concrete composite beams under cyclic loading. An experimental campaign to assess the shear behavior of transverse angle shear connectors in steel-concrete composite girders was conducted by [14]. [16] for instance, investigated in their experiments on dynamic behavior of steel – concrete beams under harmonic force, the influence of shear connection degree, the static load components, load amplitude and frequency, on the slip and deflection at various measuring points.

Several methods could be considered to analyze the behavior of steel-concrete beams in partial interaction. For instance, the static behavior of composite beams with partial interaction was analyzed using a generic model developed by [17] based on the technique of Newmark, Siess and Viest. The Analog Beam Method (ABM) can be used to analyze the behavior of the real composite beam. The deformation, bending moment and shear force that represent the behavior of the real composite beam, can be analyzed using the ABM by concentrating the shear deformation in a thin layer, namely the shear layer, to ensure that the correct stiffness is used in this layer [18, 19]. This method was utilized in many studies [20, 21, 22]. In addition, the Transfer Matrix Method (TMM), initially developed [23], could be applied in various engineering applications. The TMM is relatively less demanding, and its implementation is simple compared to other numerical models. On top of that, it could account for intermediate conditions, e.g., flexible, rigid supports and internal hinges.

The combination of the TMM and ABM was created to improve the modeling of static and dynamic responses in structures, specifically in steel-concrete composites [18, 19, 20, 23]. The transfer matrix method (TMM) combined with the analog beam method (TMABM) was employed to numerically predict the natural frequencies for elastic composite beams with different intermediate conditions. Based on this work, an exact dynamic field transfer matrix for evaluating the natural frequencies of composite beams has been suggested [20]. Further elaboration on the dynamic response of composite beams has included the application of the Riccati matrix method to evaluate higher natural frequencies of elastic composite beams with simple supports [24]. Moreover, the end shear restraint has also been included in the ABM [25]. In all aforementioned studies, models consider the distributed beam mass system. However, a numerical model based on the lumped system with the combination of the TMM and the ABM was proposed recently to study the static response of elastic steel-concrete beams with partial interaction [26]. The lumped system, unlike the case of distributed mass system, allows for studying the dynamic behavior of the elastic steel-concrete beams with various end and intermediate conditions and for different types of moving loads.

The objective of this study is to propose a numerical model based on a lumped system to calculate the dynamic behavior of one span elastic composite beam under moving load, by combining the ABM with the TMM. The developed model is applicable for studying dynamic responses of steel-concrete elastic composite beams with different end conditions, considering the effect of partial shear interactions. The model is checked by comparing the results with those obtained by [27, 28]. Afterward, the proposed model is applied to obtain the normalized deflection of the composite beam at different velocities of the moving load with different levels of interaction between the concrete slab and steel beam. In further contributions, the lumped mass model will be developed and used to investigate the dynamic behavior of the elastic composite beams subjected to moving vehicles with end shear restraint and intermediate support.

2. NUMERICAL MODELS

2.1. The Governing Equations of the Elastic Composite Beam Element

The beam model used in this investigation is a composite steel-concrete beam, which is composed of an upper concrete slab and a lower steel beam. This type of beam is commonly used in highway bridges. The typical type of elastic steel-concrete beam and its coordinate system are shown in Figure 1. The composite beam is subjected to a load (ML), moving at a velocity of v .

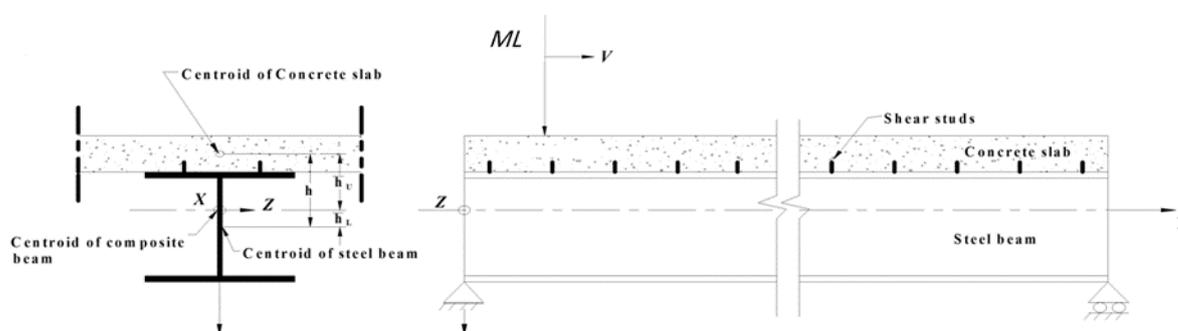


Figure 1: Coordinate system of a typical steel-concrete beam.

The general theory of the analog beam method was proposed in [18] then later developed in [19]. The analog beam is thought of as composed of two sub-beams, called the upper and the lower beams. The method of analysis is based on two kinematic assumptions:

1. Each sub-beam behaves separately as a simple beam, i.e., the shear deformation within the sub-beams is neglected, so the shear deformation is concentrated in a thin layer called shear layer.
2. The vertical displacement of the concrete slab and the steel beam is the same.

For more details, the basic equations for an elastic composite beam are presented in [24]. It should be pointed out that the axial forces in the sub-beams are neglected. The state of forces and displacements of beam element is illustrated in Figure 2. For the elastic composite beam element shown in Figure 1, the equation of total bending moment is:

$$M = M_t + M_c \quad (1)$$

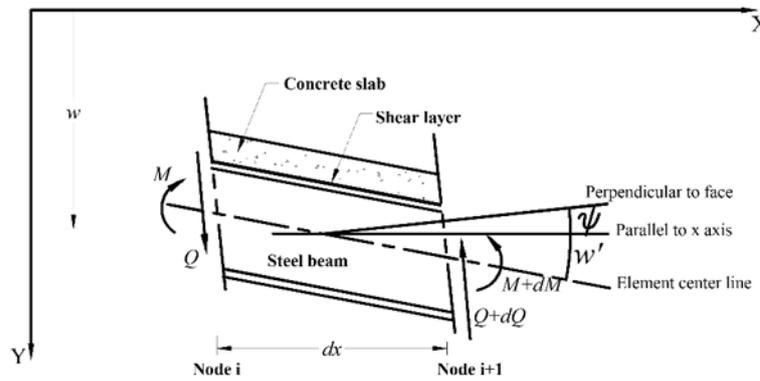


Figure 2: Forces and displacements of beam element.

Where M_t is identified as the bending moment in the beam from what is called its "truss action", i.e., from the axial force in the sub-beams and M_c represents the combined bending moment from the individual beam action of the sub-beams.

$$M_t = (EI)_t \frac{d\psi}{dx} \quad (2-a)$$

$$M_c = -(EI)_c \frac{d^2w}{dx^2} \quad (2-b)$$

ψ , represent the slope due to slippage between the two sub-beams, w is the vertical deflection of the composite beam and, $(EI)_t$ and $(EI)_c$ are the bending stiffness of the beam components as if no interaction occurs, and of the truss component accounting for interaction, respectively. Equation (1) can be rewritten as:

$$M = (EI)_t \frac{d\psi}{dx} - (EI)_c \frac{d^2w}{dx^2} \quad (3)$$

The horizontal shear force (q) in the shear layer, which acts at the interface between the upper concrete slab and lower steel beam, can be expressed, according to [18], as:

$$q = kh^2 \left(\psi + \frac{dw}{dx} \right) \quad (4)$$

Where k is the shear stiffness of the shear layer and h is the distance between the centroids of the sub-beams (the perpendicular distance between the local z -axes). Similarly, the total shear force Q can also be thought of as having two components such as

$$Q = Q_t + Q_c \quad (5)$$

Where:

$$Q_t = kh^2 \left(\psi + \frac{dw}{dx} \right) \quad \text{and} \quad Q_c = (EI)_c \frac{d^3w}{dx^3} \quad (6)$$

Then, the expression for ψ can be written as:

$$\psi = \frac{1}{kh^2} Q - \frac{1}{kh^2} \frac{dM_c}{dx} - \frac{dw}{dx} \quad (7)$$

Differentiation of equation (7) and substitution in equation (1) yield:

$$M = \frac{(EI)_t}{kh^2} \frac{dQ}{dx} + \frac{(EI)_t(EI)_c}{kh^2} \frac{d^4w}{dx^4} - (EI) \frac{d^2w}{dx^2} \quad (8)$$

Where, $(EI) = (EI)_t + (EI)_c$

2.2. Field Transfer Matrix

In case of a lumped system, the load of the beam element is concentrated at the two end points, called nodes, or point elements, and the beam element between the two nodes is called field element. Figure 3 illustrates a lumped mass beam element with the state of loads. The equilibrium considerations, for the field element, give the equations:

$$\frac{dQ}{dx} = 0 \quad \text{and} \quad Q = \frac{dM}{dx} \quad (9)$$

Taking the second derivative of equation (8) with respect to x and bounding with equation (9), the governing equation is expressed as:

$$\frac{d^6 w}{dx^6} - \mu^2 \frac{d^4 w}{dx^4} = 0 \quad (10-a)$$

Where:

$$\mu^2 = \frac{kh^2(EI)}{(EI)_c(EI)_t} \quad (10-b)$$

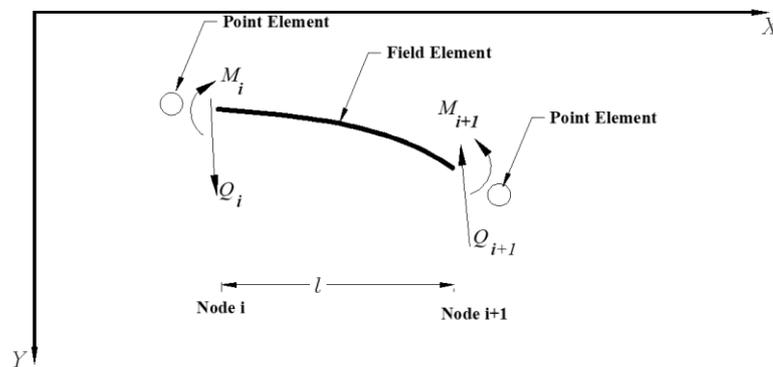


Figure 3: Lumped mass element.

The solution of equation (10-a) is:

$$w(x) = C_1 + C_2 x + C_3 x^2 + C_4 x^3 + C_5 \cosh \mu x + C_6 \sinh \mu x \quad (11)$$

From C_1 to C_6 are six constants. Substituting from equation (11) into the equations of w' , ψ , M_t , M_c and Q then rewriting the obtained equations in the extended matrix form as:

$$\begin{bmatrix} w \\ w' \\ \psi \\ M_t \\ M_c \\ Q \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & x^2 & x^3 & \cosh \mu x & \sinh \mu x & 0 \\ 0 & 1 & 2x & 3x^2 & \mu \sinh \mu x & \mu \cosh \mu x & 0 \\ 0 & -1 & -2x & -\frac{6(EI)_t}{kh^2} - 3x^2 & \beta_1 \sinh \mu x & \beta_1 \cosh \mu x & 0 \\ 0 & 0 & -2(EI)_t & -6(EI)_t x & \beta_2 \cosh \mu x & \beta_2 \sinh \mu x & 0 \\ 0 & 0 & -2(EI)_c & -6(EI)_c x & \beta_3 \cosh \mu x & \beta_3 \sinh \mu x & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -6(EI) & \beta_4 \sinh \mu x & \beta_4 \cosh \mu x & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \\ C_5 \\ C_6 \\ 1 \end{bmatrix} \quad (12)$$

or

$$\{SV(x)\} = [D(x)]\{C\}$$

Where:

$$\beta_1 = \frac{\beta_4}{kh^2} + \frac{(EI)_c}{kh^2} - \mu, \quad \beta_2 = (EI)_t \mu \beta_1, \quad \beta_3 = -(EI)_c \mu^2 \quad \text{and} \quad \beta_4 = \frac{(EI)_t (EI)_c}{kh^2} \mu^5 - (EI) \mu^2$$

For the beam element between two nodes i and $i+1$ (see Figure 2 and Figure 3), the state vectors at both sides are $\{SV\}_i^R$ and $\{SV\}_{i+1}^L$ for $x=0$ and $x=\ell$ respectively, where ℓ is the length of the beam element. Then it can be written the following:

$$\{SV\}_i^R = \{SV(0)\} = [D(0)]\{C\} \quad \text{and} \quad \{SV\}_{i+1}^L = \{SV(\ell)\} = [D(\ell)]\{C\} \quad (13)$$

Eliminating the vector of constants $[C]$ from equations (13), yields:

$$\{SV\}_{i+1}^L = [MEFTM] \{SV\}_i^R \quad (14)$$

Where $[MEFTM]$ is called the Massless Extended Field Transfer Matrix for the elastic composite beam element.

2.3. Point Transfer Matrices

2.3.1. Point Transfer Matrix For Static Response

In the case of static response, the load is concentrated at the two ends called point elements. Displacements, slopes and moments are equal at both sides of the point element. The equilibrium consideration for shear force gives the equation:

$$dQ_{i+1} = -(W\ell/2) \quad (15)$$

Where, W is the weight of the beam per unit length, then the Static Extended Point Transfer Matrix $[SEPTM]$ relates between the state vectors $\{SV\}_{i+1}^R$ and $\{SV\}_{i+1}^L$ at both sides of point element $i+1$ is:

$$[SEPTM] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -\frac{w\ell}{2} - F_m \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (16-a)$$

Where:

$$\{SV\}_{i+1}^R = [SEPTM] \{SV\}_{i+1}^L \quad (16-b)$$

and

$$F_m = P \delta(x_{i+1} - \xi_{i+1}) \quad (16-c)$$

P represents the value of moving force and δ is the Dirac function, x_{i+1} and ξ_{i+1} are the coordinates from the left support to station $i+1$ and to the moving force respectively.

2.3.2. Point Transfer Matrix For Free Vibration

The distributed mass m of the beam is concentrated at the point element and according to the equilibrium consideration of the shear force is:

$$dQ_{i+1} = \left(\frac{m\ell}{2}\right) \ddot{w}_{i+1} \quad (17)$$

Where, $\ddot{w}_{i+1} = -\omega_n^2 w_{i+1}$ is the acceleration of the lumped mass at point $i+1$, and $w = \sin \omega_n t$. From (17), the Free Vibration Extended Point Transfer Matrix [FVEPTM], that is used to compute the fundamental frequencies ω_n and the corresponding period, is:

$$[FVEPTM] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ \frac{-m\ell\omega_n^2}{2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (18)$$

The determination of the fundamental frequency ω_1 is essential for the setting of a convenient time interval Δt of the load to move from a node to the next one [20, 24].

2.3.3. Point Transfer Matrix For Dynamic Response Due To Moving Load

The point matrix connecting $\{SV\}_{i+1}^R$ with $\{SV\}_{i+1}^L$ is found by noting that the deflection, slope, and moment are continuous across the concentrated mass m_{i+1} . The inertial force IF_{i+1} , and the external moving load ML cause a discontinuity in the shear. Therefore, it could be written as follows:

$$Q_{i+1}^R = Q_{i+1}^L + IF_{i+1} - ML \delta(x_{i+1} - \xi_{i+1}) \quad (19)$$

The equation of the inertia force of point mass at the node $i+1$ is:

$$IF_{i+1} = m_i \ell_i \ddot{w}_{i+1} \quad (20)$$

The equilibrium equation at node $i+1$ at time $t + \Delta t$, where Δt is the time interval of the load to move from a node to next one, is:

$$Q_{i+1}^R(t + \Delta t) = Q_{i+1}^L(t + \Delta t) + IF_{i+1}(t + \Delta t) - ML \delta(x_{i+1} - \xi_{i+1}) \quad (21)$$

There are several convenient methods to express the velocity \dot{w}_{i+1} and the acceleration \ddot{w}_{i+1} at time $t + \Delta t$ in terms of time t . One of the unconditionally stable direct integration methods is the Newmark β method. Based on $\beta = \frac{1}{4}$ and $< \frac{T}{20}$, where $T = \frac{2\pi}{\omega_1}$, the equation of forward integration of the velocity and acceleration are:

$$\dot{w}(t + \Delta t) = \frac{2}{\Delta t} [w(t + \Delta t) - w(t)] - \dot{w}(t) \quad (22-a)$$

$$\ddot{w}(t + \Delta t) = \frac{4}{\Delta t^2} [w(t + \Delta t) - w(t)] - \frac{4}{\Delta t} \dot{w}(t) - \ddot{w}(t) \quad (22-b)$$

From equations (21) and (22-b), the point matrix, which relates the state vectors at both sides of point element considering the moving load effect, takes the form:

$$[DEPTM] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ DEPTM(6,1) & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & DEPTM(6,7) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (23)$$

For the case of moving force ($ML = P$), the elements of the matrix [DEPTM] could be written as follows:

$$DEPTM(6,1) = \frac{4}{\Delta t^2} (m\ell) \quad (24)$$

$$DEPTM(6,7) = -m\ell \left\{ \frac{4}{\Delta t^2} w(t) + \frac{4}{\Delta t} \dot{w}(t) + \ddot{w}(t) \right\} - P \delta(x_{i+1} - \xi_{i+1}) \quad (25)$$

On the other hand, for the case of moving mass ($ML = Mg$), the elements of the matrix [DEPTM] could be written in this case as follows:

$$DEPTM(6,1) = \frac{4}{\Delta t^2} \{m\ell + M \delta(x_{i+1} - \xi_{i+1})\} \quad (26)$$

$$DEPTM(6,7) = -(m\ell + M \delta(x_{i+1} - \xi_{i+1})) \left\{ \frac{4}{\Delta t^2} w(t) + \frac{4}{\Delta t} \dot{w}(t) + \ddot{w}(t) \right\} - Mg \delta(x_{i+1} - \xi_{i+1}) \quad (27)$$

Where M is the mass of the load and g is the gravitational acceleration.

2.4. Transfer Matrix Scheme

The actual beam is divided into N massless field elements and $N+1$ point concentrated masses. The properties of the composite beam elements, such as load density, moment of inertia, shear stiffness and modulus of elasticity are assumed as constants. Applying the transfer matrix method for the beam system, the relation between the state vectors at the left support SL and the right support SR is:

$$\{SV\}_{SR} = [TM]\{SV\}_{SL} \quad (28-a)$$

Where, $[TM]$ is the overall transfer matrix, which can be easily calculated by sequential multiplication of the field transfer matrix and the point transfer matrix from element 1 to element N according to the type of loading: static/dynamic or force/mass.

2.5. Boundary Conditions At The Ends Of The Beam

After the calculation of the overall transfer matrix [TM] is completed, the boundary conditions at both end supports of the beam are applied to calculate the unknown state vector elements at both ends. The boundary conditions for various types of beam end support are summarized in Table I, as indicated by [18].

Table 1: Boundary conditions at end supports.

Type of end support	Corresponding boundary conditions
Hinged	$w = 0.0, M_t = 0.0$ and $M_c = 0.0$
Fixed	$w = 0.0, \psi = 0.0$ and $M_c = 0.0$
Free	$M_t = 0.0, M_c = 0.0$ and $Q = 0.0$

The matrix multiplication scheme is applied to find the displacements and forces at node n of the beam system as following:

$$\{SV\}_n = [PM]_n \dots \dots [FM]_2 [PM]_2 [FM]_1 \{SV\}_{SL} \quad (28-b)$$

Where: $[PM]$ is the point matrix and $[FM]$ is the field matrix.

3. NUMERICAL VERIFICATION

To examine the accuracy of the present lumped model, the dynamic deflections of elastic composite beams subjected to moving load are calculated and compared with those obtained by [27] for the case of one span and [28] for the case of three spans.

3.1. Numerical Verification On One Span Beam

The numerical verification is hereby performed on a single span, simply supported beam of length (L) of 1 m, subjected to a moving load (P) of 1 kN at a velocity v of 0.2 m/s as shown in Figure 4. The density of the material is considered equal to 1 t/m. The rigidity of the beam (EI) is chosen equal to 1 kN.m². A complete interaction between sub-beams is set in the model to numerically represent this case study.

Mid-point displacements versus time (s), given by the current model, compared to the ones obtained by [27], are shown in Figure 5. The results indicate a good agreement between the two methods.

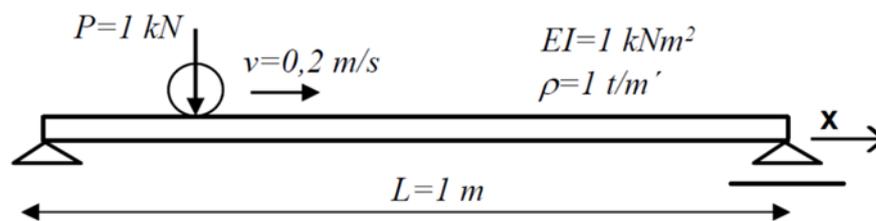


Figure 4: A schematic of the one span beam [27].

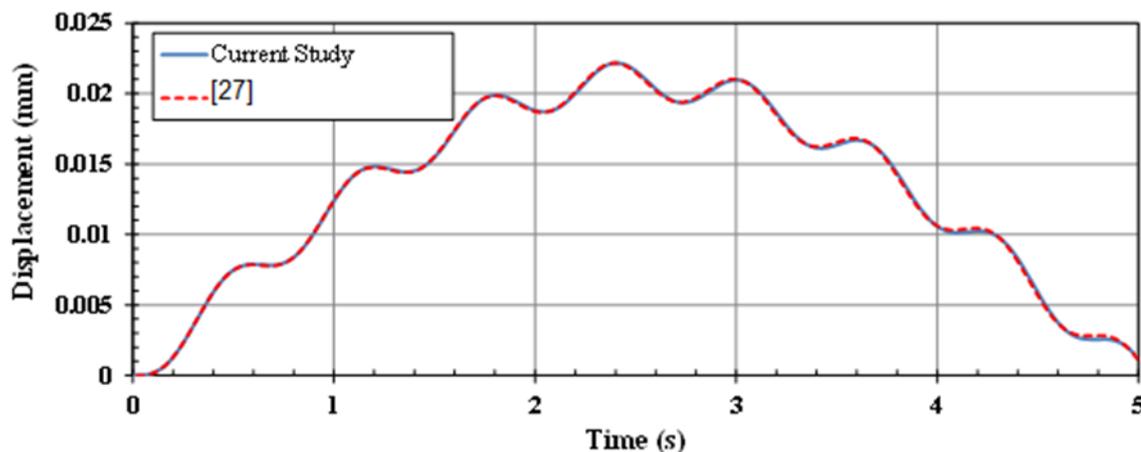


Figure 5: Mid-point displacement of one span beam due to moving load.

3.2. Numerical Verification On A Three-Span Beam

The numerical verification of the current model is carried out on a three-span stepped beam subjected to a single load of P equal to 9.81 kN, moving at a speed of 34 m/s [28]. Figure 6 shows the drawing of the continuous three-span beam. The continuous beam has a linear density of 1000 kg/m and three spans of 20 m length each. The flexural rigidity is set equal to EI of 1.96 GN.m² for the two beams at sides and is set equal to $2EI$ of 3.92 GN.m² for the central beam. Intermediate supports at $x = 20$ m and at $x = 40$ m were dealt with in the current numerical model as discussed in [20].

Mid-point displacements versus time (s), given by the current model, compared to the ones obtained by [28], are shown in Figure 7. It shows that a good agreement is obtained.

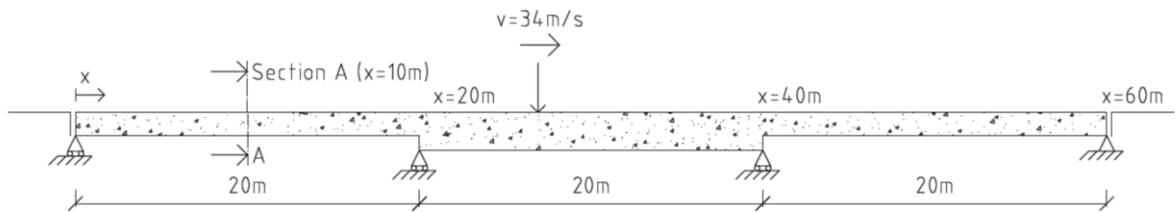


Figure 6: Drawing of the three-span continuous beam under a single moving load [28].

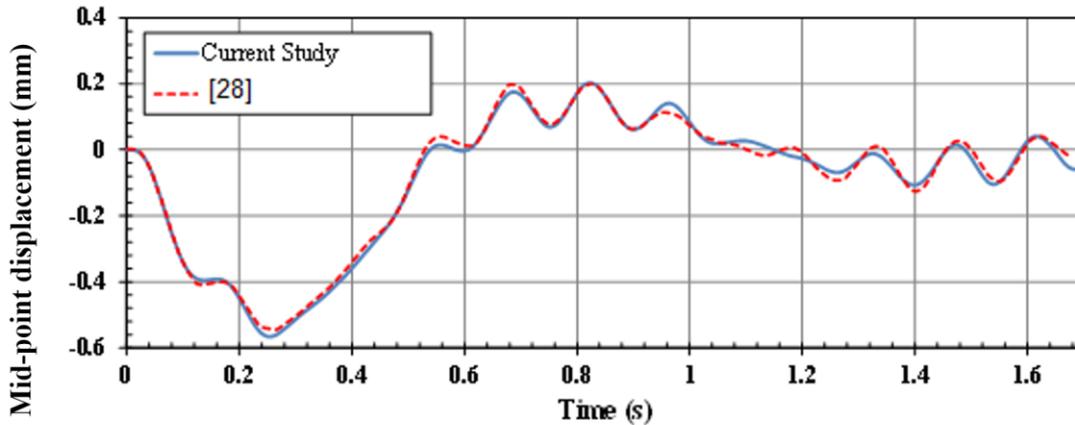


Figure 7: Verification of the present numerical model using the results obtained in [28]

4. PARAMETRIC STUDY

The parametric study is conducted on a simply supported elastic composite beam of length L , subjected to a moving load ML , (a force P or a mass M), moving at a velocity v (as shown in Figure 1). The aim is to investigate the influence of the composite beam parameters and the moving load velocity on the dynamic response of the steel concrete composite beam.

Static responses of the composite beam for different levels of interaction between the sub-beams are already addressed in [26]. The dynamic behavior of the steel concrete composite beam is significantly influenced by the load type, its velocity, flexural rigidity (EI) and the bending stiffness ratio η :

The parametric study is conducted on a simply supported elastic composite beam of length L , subjected to a moving load ML , (a force P or a mass M), moving at a velocity v (as shown in Figure 1). The aim is to investigate the influence of the composite beam parameters and the moving load velocity on the dynamic response of the steel concrete composite beam.

Static responses of the composite beam for different levels of interaction between the sub-beams are already addressed in [26]. The dynamic behavior of the steel concrete composite beam is significantly influenced by the load type, its velocity, flexural rigidity (EI) and the bending stiffness ratio η :

$$\eta = \frac{(EI)_t}{(EI)_c} \quad (29)$$

The type of boundary conditions at both end of the beam, and the level of interaction between two sub-beams. This parametric study focuses on the effect of specific parameters, such as, the load type, its velocity and level of interaction on the dynamic behavior of the steel concrete composite beam. Therefore, it is convenient to introduce the following non-dimensional parameters:

$$\zeta = \frac{(EI)}{kh^2L^2} \quad (30)$$

$$\delta = \frac{\omega}{\omega_{max}} \quad (31)$$

$$\Delta = \frac{x}{L} \quad (32)$$

Where w_{max} is the mid-point static deflection when no interaction between the sub-beams is considered, i.e., $k=0$. The dynamic deflection w is calculated at the mid-point for various locations of the load. Additionally, δ and Δ are the normalized deflection and distance, which indicates the location of the load on the beam, respectively. The dimensionless parameter ζ expresses the level of interaction between the two sub-beams of the composite beam. A wide range of values for ζ is possible, corresponds to complete interaction (i.e. no slip occurs between the two sub-beams) and, $\zeta = \infty$ corresponds to no interaction (as if there are no shear studs connecting the two sub-beams). The parameter ζ defined hereby, resembles to the parameter λ , introduced by [29], which represents the ratio of the actual number of stud connections in a shear span, to the least number of stud connectors in a shear span in a full-shear connection beam.

Therefore, $\zeta = 0$ is equivalent to $\lambda = 1$, and $\zeta = \infty$ corresponds to $\lambda = 0$. For a typical composite beam, the bending stiffness ratio η varies from about 0.2 to 1.4 [18]. The lower values of η correspond to cases of thick slab and small beam. Conversely, higher values correspond to cases where the concrete slab is thin, and the steel beam is large. In the following examples, the bending stiffness ratio η is considered equal to 1.

4.1. Dynamic Analysis Of Steel Concrete Composite Beam Subjected To Moving Load

The normalized deflections of a simply supported steel concrete composite beam, subjected to static load, moving force, or moving mass, for various velocities of the force/mass and for several level of interactions, are depicted in Figures 8 and 9. The calculations of the normalized deflections are based on the transfer matrix scheme (section 2-4) that is developed by using the terminologies of point transfer matrices and field transfer matrix (section 2.3 and 2.2 respectively).

Three load velocities of 60, 90 and 120 km/h and four levels of interaction of 0, 2, 20 and ∞ between sub-beams, are adopted in the dynamic analysis. Figures 8 show results of normalized deflections for the cases of static and moving force. The comparison between normalized deflection of moving force and moving mass is shown in Figures 9. The three velocities were selected to show how the normalized deflection undulates in the case of dynamic force around the results of static force that is observed in figure 8, where the wave lengths increase proportionally to the velocity. We can see that curves of the normalized deflection are clearly dependent on the value of the level of interaction (ζ) specifically between its smallest and largest value. For the intermediate values of ζ (2 and 20), $\zeta= 2$ was chosen because its corresponding curve represents an average curve of normalized deflection between extreme cases (0 and ∞). Starting from the value of 20 for ζ the normalized deflection began to be less sensitive.

Expectedly, it is observed that in the case of complete interaction between the upper concrete slab and lower steel beam ($\zeta=0$), the composite beam exhibits the lower deflection among all other cases, in both, static and dynamic analyses. Moreover, when the level of interaction between the sub-beams is reduced ($\zeta>0$), the composite beam deflection increases, and its maximum value occurs when $\zeta=\infty$. Moreover, due to the dynamic nature of the load, it is observed that the normalized deflections, in case of moving load or moving mass (as shown in Figures 8 and 9), present a fluctuate behavior with respect to the case of static load. These fluctuations become more significant for lower levels of interaction between sub-beams and for higher moving load velocities. The highest increase in the maximum deflection due to dynamic nature of the moving force is found equal to approximately 18 % for the case of no interaction and for load velocity of 120 km/h as shown in Figure 8 (c). The maximum dynamic deflection conversely to the case of static loading, might not occur when the moving load is located at the mid-point of the beam because the dynamic response is influenced by the inertial effects of the masses involved, including the mass of the bridge and the moving mass. It occurs when the moving load has reached the vicinity of the mid-point, due to dynamic effects. Regarding the case of moving mass, it is shown that the highest increase in the maximum deflection due to dynamic nature of the moving mass is found equal to approximately 16 % for the case of no interaction and for load velocity of 90 km/h only (whereas it was 120 km/h for the case of moving load) as shown in Figure 9 (b). In addition, the value of maximum deflection is found when the moving mass is near, but not the same, compared to the case of moving force, as shown in Figure 9.

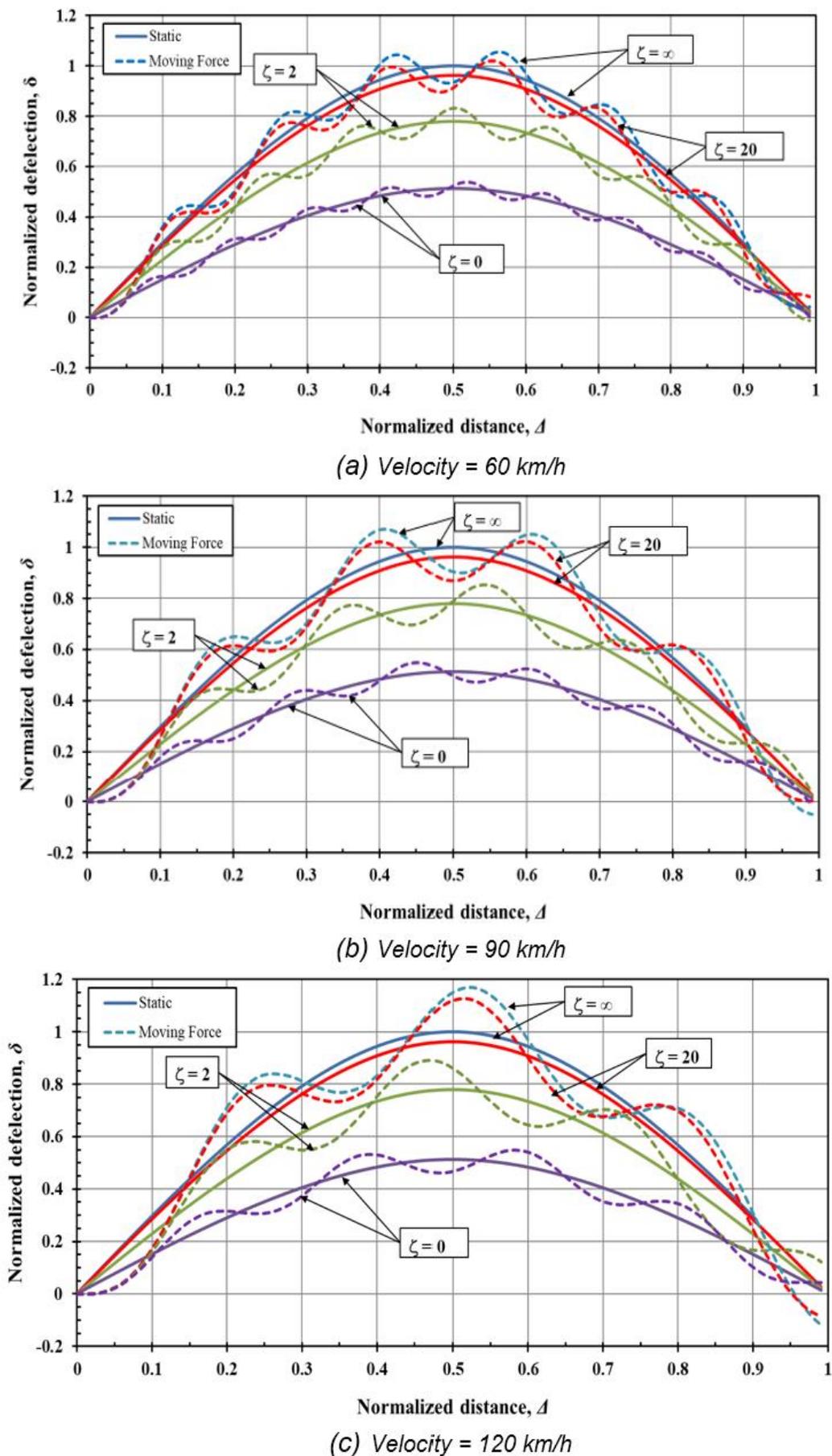
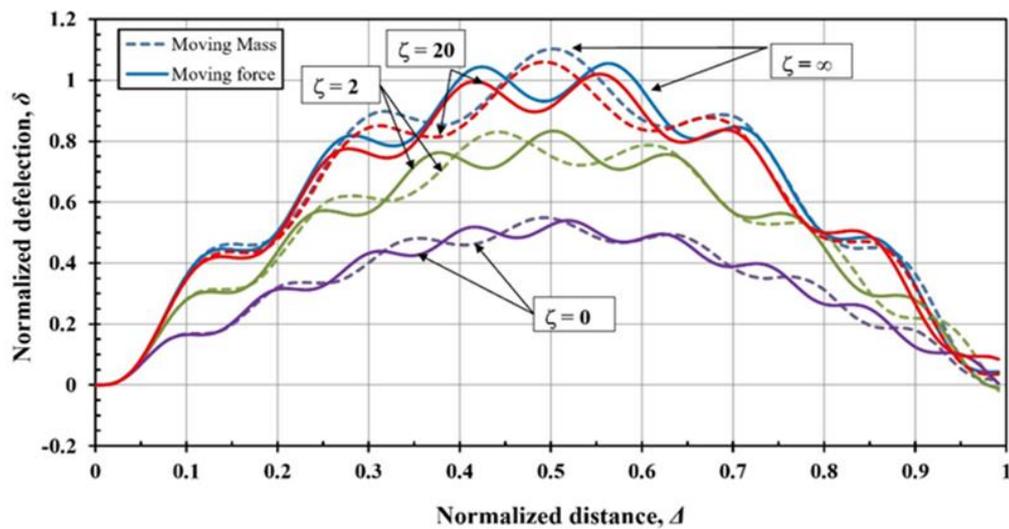
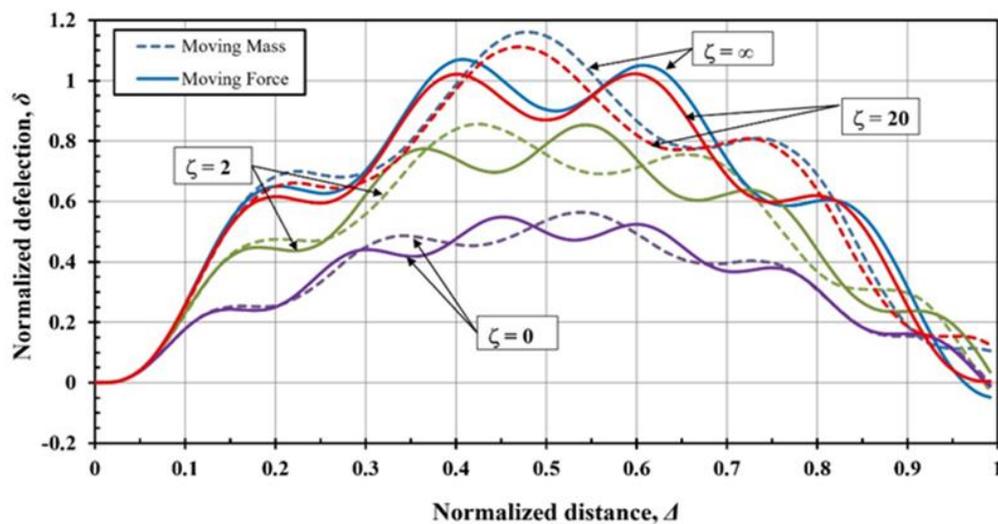


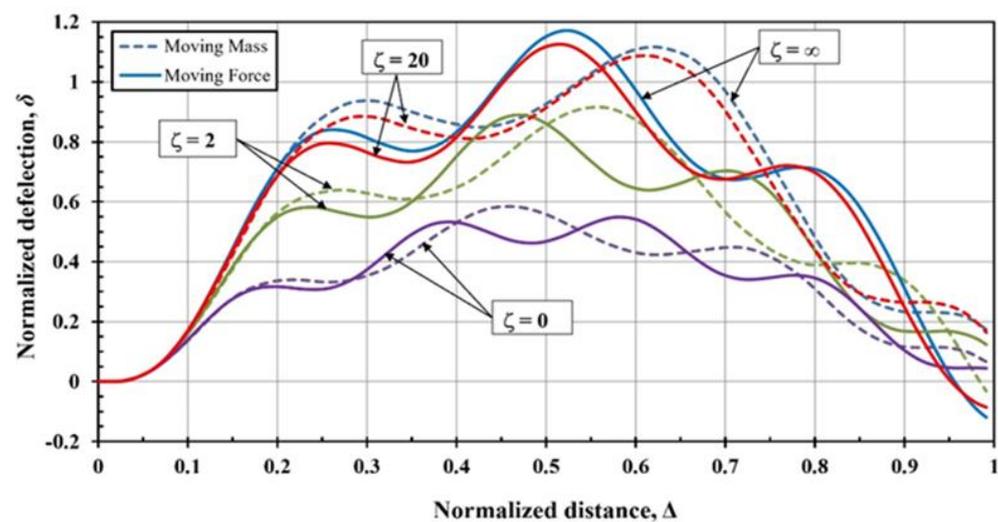
Figure 8: Normalized deflection for static load (solid line) and a moving load (dashed line) with different level of interaction ζ (0, 2, 20 and ∞) at different velocities, (a) 60 km/h, (b) 90 km/h and (c) 120 km/h.



(a) Velocity = 60 km/h



(b) Velocity = 90 km/h



(c) Velocity = 120 km/h

Figure 9: Normalized deflection for moving force and moving mass with different level of interaction ζ (0, 2, 20 and ∞) at different velocities, (a) 60 km/h, (b) 90 km/h and (c) 120 km/h.

4.2. Dynamic Impact Factor

Figures 10 and 11 show the dynamic impact factor (the ratio of the maximum deflection obtained in dynamic loading to the one obtained in static loading) in terms of moving force and moving mass velocities, for various levels of interaction. The impact factor increases with the increase of the moving force velocity, as would be predicted, especially at high levels of interaction. Referring to the equations (25, 26 and 27) for some cases of interaction levels ζ , the change of the impact factor can be explained for moving mass (Figure 11) does not behave similarly compared to the moving force (Figure 10), and this change is due to the consideration of the mass effect into the moving load.

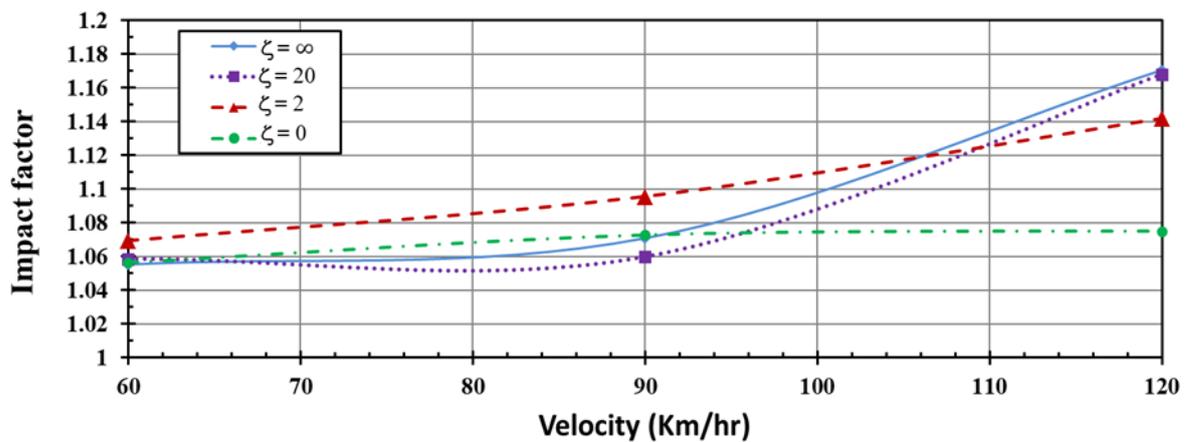


Figure 10: Dynamic impact factor for various moving force velocities and several levels of interaction.

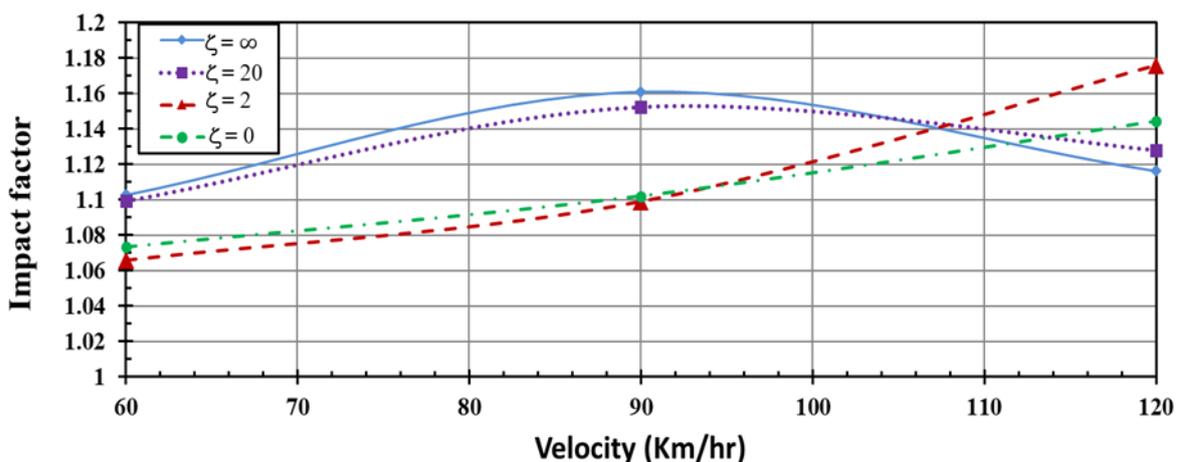


Figure 11: Dynamic impact factor for various moving mass velocities and several levels of interaction.

5. CONCLUSIONS

A numerical model based on a lumped system, combining the transfer matrix method (TMM) and the analog beam method (ABM), is proposed to represent the dynamic behavior of elastic composite beam. The dynamic responses of simply supported steel-concrete composite beams with various levels of interaction between sub-beams, subjected to moving loads at different velocities, are carried out in this study. Based on the results, the following conclusions are drawn:

The proposed model is verified via comparative analyses with previous studies from literature and is applied to study the dynamic response of elastic composite beams subjected to moving load. The dynamic behavior of steel concrete composite beam is highly dependent on the level of interaction between sub-beams, the dynamic nature of the load and the load velocity. The consideration of the dynamic response of composite beams is critical, since the maximum deflections observed for the case of a moving load become up to 18% higher when compared to static loads. The consideration of the moving load as a moving mass is significant since a higher dynamic impact factor is observed at lower velocities of the mass compared to the case of moving force.

1. Biggs, J.M., Suer, H.S., et Louw, J.M. (1957). The vibration of simple span bridges. *ASCE Journal of the Structural Division*, 83(2), 1186–1232. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0000097>
2. Timoshenko S., Young D. H. and Weaver W. (1974). *Vibration Problems in Engineering*. John Wiley, New York, fourth edition.
3. Wang, T.L., Huang, D., et Shahawy, M. (1992). Dynamic response of multi-girder bridges. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 118(8), 2222–2238. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1992\)118:8\(2222\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:8(2222))
4. Chatterjee, P.K., Datta, T.K., et Surana, C.S. (1994). Vibration of suspension bridges under vehicular movements. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 120(3), 681–703. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1994\)120:3\(681\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:3(681))
5. Lin Y. H. and Trethewey M. W. (1990). Finite element analysis of elastic beams subjected to moving dynamic loads, *Journal of Sound and Vibration*, 136(2), 323–342. [https://doi.org/10.1016/0022-460X\(90\)90860-3](https://doi.org/10.1016/0022-460X(90)90860-3)
6. Fafard, M., Bennur M., Savard. M. (1997). A general multi-axle vehicle model to study the bridge–vehicule interaction. *Engineering Computations*, 14(5), 491-508. <https://doi.org/10.1108/02644409710170339>
7. Kahya, V. (2012). Dynamic analysis of laminated composite beams under moving loads using finite element method. *Nuclear Engineering and Design*, 243, 41–48. <https://doi.org/10.1016/j.nucengdes.2011.12.015>
8. He G., Yang X. (2015). Dynamic analysis of two-layer composite beams with partial interaction using a higher order beam theory. *International Journal of Mechanical Sciences*, Volume 90, Pages 102-112. <https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2014.10.020>
9. Hongliang W., Eryu Z. (2018). Dynamic response analysis of monorail steel-concrete composite beam-train interaction system considering slip effect. *Engineering Structures*. 160, 257-269. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.01.037>
10. Ban H, Bradford M. (2013). Flexural behaviour of composite beams with high strength steel. *Engineering Structures*, 56, 1130–41. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.06.040>
11. Qassim, H. J., & Mohamad Ali, A. A. (2021). Dynamic response of horizontally curved composite steel I-girder bridges. *Materials Today: Proceedings*, 42, 1973–1979. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.12.244>
12. He, W. Y., Li, J. F., Cheng, H. C., Li, Z. B., & Bu, J. Q. (2022). Flexibility matrix identification using the moving vehicle induced responses for beam type bridge. *Engineering Structures*, 261, 114277. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114277>
13. Wang, S., Fang, Z., Ma, Y., Jiang, H., & Zhao, G. (2022). Parametric investigations on shear behavior of perforated transverse angle connectors in steel–concrete composite bridges, *Structures*, 38, 416–434. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.015>
14. Jiang H, Fang H, Liu J, Fang Z, Zhang J. (2021). Experimental investigation on shear performance of transverse angle shear connectors. *Structures*, 33, 2050–2060. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.05.071>
15. Ataei A., Zeynalian M., Yazdi Y. (2019). Cyclic behaviour of bolted shear connectors in steel-concrete composite beams. *Engineering Structures*, 198, 109455. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109455>
16. Zhang Y., Liu B., Liu H., LI Y., Zhang Y. (2017). Experimental research on the dynamic responses of the steel-concrete composite beams under the harmonic forces, *Procedia Engineering*, 199, 2997 - 3002. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.09.392>
17. Ranzi, G, M. A. Bradford, B. Uy. (2003). A general method of analysis of composite beams with partial interaction, *Steel and Composite Structures*, 3(3), 169-184. <https://doi.org/10.12989/scs.2003.3.3.169>
18. Gjelsvik A., (1991). Analog-beam method for determining shear-lag effects. *Journal of Engineering Mechanics*. 117(7), 1575-1594. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1991\)117:7\(1575\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1991)117:7(1575))
19. Betti. R, and Gjelsvik A. (1996). Elastic composite beams, *Computers and Structures*, 59(3), 437-451. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(95\)00275-8](https://doi.org/10.1016/0045-7949(95)00275-8)
20. Ellakany, A., Elawadly, K., & Alhamaky, B. (2004). A combined transfer matrix and analogue beam method for free vibration analysis of composite beams. *Journal of Sound and Vibration*, 277(4–5), 765–781. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2003.09.052>

21. Hu, D., Wang, Y., & Ding, F. (2020). Deflection Calculation of Steel-Concrete Composite Beams Considering Effects of Shear Lag and Slip. *IOP Conference Series*. <https://doi.org/10.1088/1757-899x/772/1/012063>
22. Zhang, Y., Zhang, L. & Zhang, S. (2022). Exact series solutions of composite beams with rotationally restrained boundary conditions: static analysis. *Arch Appl Mech* 92, 3999–4015. <https://doi.org/10.1007/s00419-022-02277-0>
23. Pestel E. C., Leckie F.A. (1963). *Matrix Methods in Elastomechanics*, McGraw-Hill, New York, first edition.
24. Ellakany A. M. (2008). Calculation of higher natural frequencies of simply supported elastic composite beams using Riccati matrix method, *Meccanica*, 43, 523-532. <https://doi.org/10.1007/s11012-008-9131-9>
25. Ellakany A. M. and Tablia H.A. (2010). A numerical model for static and free vibration analysis of elastic composite beams with end shear restraint, *Meccanica*, 45(5), 523-532. <https://doi.org/10.1007/s11012-009-9268-1>
26. Ellakany A. M., Ali M., El-Gohary M., Elkholy M. (2019). Lumped system model for elastic steel-concrete beams with partial interaction. *Multidiscipline Modeling in Materials and Structures*, 16(1), 121-133. <https://doi.org/10.1108/MMMS-01-2019-0007>
27. Kozar I., Stimac I. (2003). Dynamic Analysis of Loads Moving Over Structures. Fourth International Congress of Croatian Society of Mechanics, Bizovac, Croatia.
28. Johansson, C., Pacoste, C., & Karoumi, R. (2013). Closed-form solution for the mode superposition analysis of the vibration in multi-span beam bridges caused by concentrated moving loads, *Computers & Structures*, 119, 85–94. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2013.01.003>
29. Wang, B., Huang, Q., Liu, X. and Li, W. (2017). Experimental investigation of steel-concrete composite beams with different degrees of shear connection under monotonic and fatigue loads, *Advances in Structural Engineering*, 2(2), 227-240. <https://doi.org/10.1177/136943321771>

Reforzamiento De La Superestructura De Un Puente Tipo Viga Losa De Hormigón Armado

Reinforcement Of The Superstructure Of A Reinforced Concrete Beam Type Bridge

Autores

Juan Carlos Mediavilla Pazmiño¹, Luis Tinerfe Hernández Rodríguez², Martha María Molina Padrón³

¹ Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador, jcmp4437@gmail.com

² Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador, luis.hernandezr@epn.edu.ec

³ Ingeniero Civil. Investigadora, Puebla, México, marthammolinap@gmail.com

RESUMEN

Este puente tipo viga losa con tres tramos, según un estudio previo realizado, se concluye que las vigas tienen déficit de resistencia a flexión ante las cargas vehiculares de la normativa ecuatoriana vigente, aunque cumplen con su resistencia a corte, determinándose que el mismo requiere de un reforzamiento para garantizar su funcionalidad a mediano y largo plazo. A partir de esto se describen de forma general diferentes métodos para el reforzamiento de la superestructura de un puente con algunos años de explotación y que se requiere su intervención. Los métodos expuestos son con polímero reforzado con fibras de carbono, con sus siglas en inglés CFRP, reforzamiento con postensado externo, reforzamiento con encamisado de los elementos estructurales y reforzamiento con arriostres de pandeo restringido con sus siglas en inglés BRB. Partiendo del objetivo de la necesidad de reforzar los elementos estructurales de este puente de hormigón armado, tipo viga losa, construido en 1986, se propone el encamisado metálico, dando por resultado que es factible su utilización mejorando la capacidad resistente del puente. Este tipo de reforzamiento consiste en anclar, mediante pernos, placas metálicas en las caras de las vigas del puente. El proyecto de reforzamiento se realizó utilizando un software especializado en modelación de puentes y siguiendo la metodología descrita en el Manual for Bridge Evaluation, llegándose a la conclusión que la resistencia a flexión de las vigas se incrementó en un 50% con respecto a su capacidad inicial.

Palabras claves: encamisado metálico, puente, reforzamiento estructural.

ABSTRACT

This slab beam type bridge with three sections, according to a previous study carried out, it is concluded that the beams have a lack of flexural resistance to the vehicular loads of the current Ecuadorian regulations, although they comply with their shear resistance, determining that it requires a reinforcement to guarantee its functionality in the medium and long term. From this, different methods are generally described for reinforcing the superstructure of a bridge that has been in operation for some years and requires intervention. The exposed methods are with carbon fiber reinforced polymer, with its acronym in English CFRP, reinforcement with external post-tensioning, reinforcement with cladding of the structural elements and reinforcement with restrained buckling braces with its acronym in English BRB. Starting from the objective of the need to reinforce the structural elements of this reinforced concrete bridge, slab beam type, built in 1986, metal cladding is proposed, resulting in its feasible use improving the resistant capacity of the bridge. This type of reinforcement consists of anchoring, using bolts, metal plates to the faces of the bridge beams. The reinforcement project was carried out using software specialized in bridge modeling and following the methodology described in the Manual for Bridge Evaluation, reaching the conclusion that the bending resistance of the beams increased by 50% with respect to their initial capacity

Keywords: metal casing, bridge, structural reinforcement.

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los componentes importantes de una red vial son los puentes, estas estructuras permiten franquear obstáculos naturales y artificiales como ríos, valles, líneas férreas o carreteras con el fin de acortar tiempos y tener una continuidad vial.

Los puentes se diseñarán para estados límite especificados para alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y capacidad de servicio, con la debida atención a los problemas de inspección, economía y estética [1].

Benavides et al. [2], en 2022, exponen que el sistema de red vial de un país es vital para el desarrollo económico social, haciendo posible el comercio entre regiones con una adecuada conectividad, razón por la cual es importante la creación de nuevas carreteras y puentes, así como también la evaluación, rehabilitación de los ya existentes en la red vial. Un gran porcentaje de puentes existentes que conforman las redes viales en el Ecuador fueron diseñados con normas de cálculo estructural y sismo resistentes de puentes de hormigón armado, que a la fecha son obsoletas, tomando en cuenta principalmente los parámetros técnicos y cargas definidas, por lo tanto, es necesario conocer las circunstancias y la metodología con los cuales estas estructuras fueron diseñadas. Partiendo de esto realizaron el análisis estructural de un puente concluyéndose que los elementos de la superestructura presentan un grado de afectación con posible falla a flexión, por lo que deben reforzarse.

Machín y Sima [3], en trabajos realizados en Uruguay, plantean que es habitual en la práctica que muchos puentes existentes no cumplan con los requerimientos de una norma de diseño actual, sin embargo, mantienen las condiciones de servicio con niveles de confiabilidad aceptables. Al encontrarse la estructura en servicio se cuenta con herramientas que permiten disminuir las incertidumbres de las variables del cálculo y facilitar su evaluación estructural.

Lozano et al [4] afirman que cada vez es más importante el parque de puentes y evaluar el estado de las estructuras ya construidas que son necesarias mantener o que han sufrido alguna situación accidental, como puede ser un sismo. Hay diversas técnicas para ello y entre estas, la técnica de observabilidad, que combina dos enfoques: uno simbólico y uno numérico, se podría aplicar a la evaluación de puentes.

Garrido [5] realizó la evaluación del estado de conservación y de la capacidad resistente del puente Pedro de la ciudad de Valdivia, Chile, empleando el Manual para evaluación de puentes y se llega a la conclusión después del estudio que se ha podido determinar qué secciones poseen la resistencia más crítica tanto a momento flector como a cortante. Como conclusión se plantea que la capacidad de resistencia del puente a cortante es suficiente para todas las secciones, salvo para la sección de las pilas exteriores. Mientras que en la evaluación del momento flector se obtienen valores del factor de capacidad (RF), en las secciones más representativas, menores que 1, teniendo la resistencia más crítica en la sección ubicada en la zona central del vano lateral.

Partiendo de lo anterior, se estudian distintos métodos de reforzamiento como reforzamiento con polímero reforzado con fibras de carbono con sus siglas en inglés CFRP, reforzamiento con postensado externo, reforzamiento con encamisado de los elementos estructurales y reforzamiento con arriostres de pandeo restringido, con sus siglas en inglés BRB.

La selección de la metodología de reforzamiento depende de varios parámetros tales como: el tipo de puente, la disponibilidad de materiales, la complejidad del proceso constructivo, la modificación de la configuración estructural, la suspensión de los servicios que presta la estructura y del presupuesto económico.

Para que el reforzamiento sea eficaz, se debe realizar un proceso constructivo basado en las especificaciones técnicas del estudio, buscando componentes que cumplan con las dimensiones calculadas y las características físicas y mecánicas de los materiales [6].

En Colombia, Sika S.A.S. [7], en 2022, para la rehabilitación y reforzamiento estructural de algunos puentes vehiculares de la zona norte y sur en la ciudad de Bogotá. propone tecnologías de polímero reforzado con fibra, con sus siglas en inglés FRP o con sus siglas en español PRF, un material de alta durabilidad siendo esta, unas de las tecnologías más avanzadas en el mundo del mantenimiento.

Para el caso de este puente, se optó por el reforzamiento mediante el encamisado de placas de acero, permitiendo a la estructura seguir en funcionamiento a la par que se implementa el reforzamiento. Según la propuesta de reforzamiento para este caso de estudio, se anclarán placas, mediante pernos, tuercas y arandelas, a las caras laterales de todas las vigas que soportan los tableros; y adicionalmente, se colocarán placas en las caras inferiores de las vigas, que irán soldadas a las placas laterales. Las dimensiones y ubicación de los componentes del reforzamiento serán calculadas según el análisis estructural.

Además, se debe proveer de un mantenimiento periódico, siguiendo la metodología descrita en el Manual for Bridge Evaluation (MBE) [8], tanto a la estructura original, como al reforzamiento, para garantizar la vida útil de la estructura.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

En trabajo anterior referente a esta misma investigación, Benavides et al. [2] exponen que la AASHTO [1] propone la determinación del factor de capacidad RF como un coeficiente cuantitativo para la evaluación del desempeño del puente. Este factor está dado por la siguiente expresión:

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(D_C) - (\gamma_{DW})(D_W) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(L_L + I_M)} \quad (1)$$

Para los estados de límite de resistencia:

$$C = \varphi_C \cdot \varphi_S \cdot \varphi \cdot R_n \quad (2)$$

Aplicando el límite inferior:

$$\varphi_C \cdot \varphi_S \geq 0.85 \quad (3)$$

Para los Estados Límite de Servicio:

$$C = f_R \quad (4)$$

En las expresiones anteriores:

RF se corresponde con el factor de capacidad.

C se corresponde con la capacidad nominal del miembro.

f_R es el esfuerzo admisible especificado en el código LRFD.

R_n es la resistencia nominal del miembro.

D_C es el efecto de carga muerta debido al peso propio de los elementos estructurales y no estructurales.

D_W es el efecto de carga muerta debido a la superficie de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

P son las cargas permanentes sobrepuestas (no incluye las estructurales).

L_L es la sobre carga vehicular.

I_M es el incremento por carga vehicular dinámica.

γ_{dc} es el factor LRFD de carga para componentes estructurales y accesorios.

γ_{DW} es el factor LRFD de carga para superficie de desgaste y utilitarios.

γ_P es el factor LRFD de carga para cargas permanentes.

φ_C es el factor de condición.

φ_S es el factor de sistema.

φ es el factor LRFD de resistencia.

El Manual for Bridge Evaluation (MBE) [8], define que en general los valores calculados de factor de carga están alrededor del número 1. Entonces, si el factor de capacidad es menor que 1 "La estructura no cumple los niveles requeridos de seguridad y requiere acciones correctivas", si el factor de capacidad es mayor o igual a 1 "El nivel de seguridad de la estructura es satisfactorio". Esto se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1: Evaluación de la estructura en función del factor de capacidad (RF).

	Condición			Evaluación
Si	RF	\geq	1	La estructura satisface las solicitaciones de carga
Si	RF	$<$	1	La estructura no satisface las solicitaciones de carga

Existen diversos métodos para el reforzamiento de puentes. A continuación, se van a exponer las principales características de cuatro de ellos.

2.1. Reforzamiento Mediante Encamisado Metálico De Elementos Estructurales

Cuando los elementos no tienen la suficiente sección o cuantía de acero de refuerzo para soportar las solicitaciones de diseño, se puede optar por un encamisado de los elementos estructurales que necesitan aumentar su capacidad. El término encamisado puede referirse al agrandamiento de la sección transversal a través de placas de acero de refuerzo en la parte externa del elemento. Para realizar este procedimiento, se debe tratar la superficie del elemento de hormigón armado con cepillo de alambre y limpiar todo polvo para mejorar la adherencia entre el hormigón existente y el encamisado que será aplicado. Luego se cortan dos placas de acero del espesor requerido cuyas dimensiones deben ser tales que al colocarlas alrededor del elemento de hormigón quede cierto espacio vacío entre dicho elemento y el encamisado metálico.

Investigaciones realizadas por Belal, Mohamed, & Morad [9], en 2015, indicaron que el encamisado de acero aumenta la capacidad tanto al corte como a flexión del elemento estructural en un rango entre 75% y 125%.

Otros autores como Truong, Dinh, Kim, & Choi, [10] en 2017 proponen también encamisados parciales como puede ser en los extremos de las columnas, donde existe mayor cortante, o un encamisado total que consiste en forrar de placas metálicas la totalidad de la superficie del elemento estructural. Los autores de este estudio proponen sujetar las placas al elemento de hormigón a través de pernos metálicos en lugar de sólo confiar en un adhesivo o en los elementos metálicos transversales encargados de proveer confinamiento.

En la Figura 1 se muestra el encamisado con placas y el detalle de la distribución de pernos en las placas.

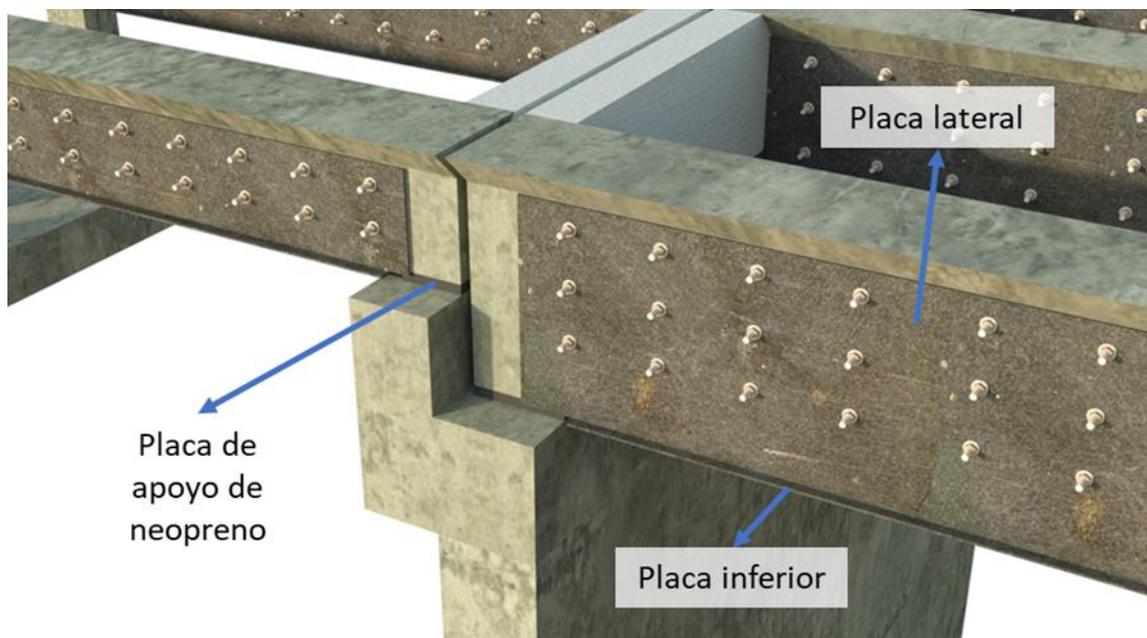


Figura 1: Encamisado con placas en vigas de puentes

2.2. Reforzamiento Con Polímero Reforzado Con Fibras De Carbono

Este método utiliza como material polímero reforzado con fibras de carbono (CFRP, por sus siglas en inglés). El código que norma y regula el uso de dichas fibras en el reforzamiento estructural de estructuras de hormigón armado es el ACI 440.2R-17 [11]. Estas fibras tienen un alto módulo de elasticidad, son delgadas y pueden aplicarse donde las alternativas tradicionales son difíciles de aplicar. En la figura 2 se muestra una foto donde se aplica este reforzamiento.



Figura 2: Viga de hormigón con polímero reforzado con fibras de carbono

Es preciso saber cuándo es conveniente aplicar este método de reforzamiento. Wang, Dai, & Bai, [12], en 2019, exponen que, si bien el método es efectivo para reforzar elementos a flexión y a corte, así como para proveer confinamiento adicional, no es efectivo para reforzar fallas de corte por punzonamiento o aumentar la capacidad de soporte de zapatas.

Los materiales de polímero reforzado con fibras son ampliamente aceptados como un aspecto importante de la infraestructura civil moderna. Las ventajas de los materiales PRF sobre los materiales de construcción tradicionales, como el acero convencional y el hormigón reforzado con acero, se basan en su rendimiento estructural mejorado en cuanto a estabilidad, resistencia y durabilidad [13].

Por lo general conllevan a una disminución de la rigidez, excepto cuando se emplean las fibras de carbono, Estos materiales están disponibles en una variedad de formas, incluidos cables, láminas, placas y más.

2.3. Reforzamiento Con Postensado Externo

Este método requiere atravesar elementos de hormigón en caso de que existan en la línea de aplicación del postensado. Cuando se trata de aplicar el método en edificios de hormigón habrá columnas y vigas por las que tendrán que atravesar los cables de alta resistencia. Para el caso particular de este puente, ya que los cables tendrían que pasar por debajo de las vigas, éstos atravesarían por las vigas cabezales sin afectar el acero de refuerzo existente en esas vigas. Se atribuye el éxito de este método al bajo costo y la mínima interrupción al funcionamiento e instalaciones del puente, así como al rápido tiempo de ejecución, pero tiene la limitante que necesita tecnología y mano de obra especializada.

En la Figura 3 se representa como aplica esta técnica del postensado externo.

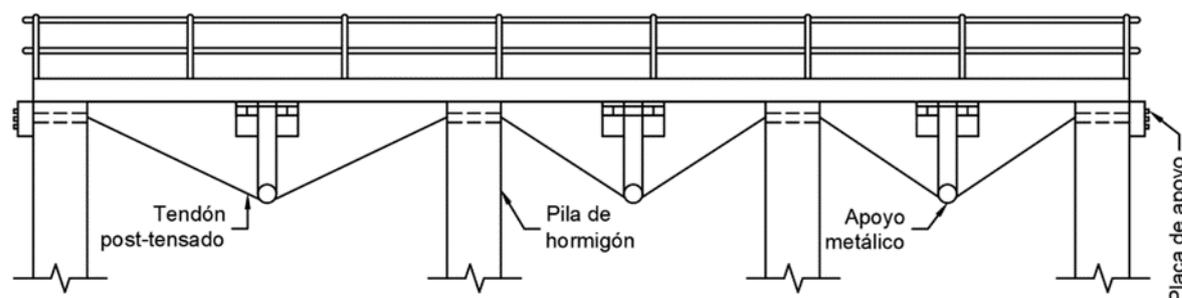


Figura 3: Aplicación de postensado externo a las vigas de un puente

Para puentes construidos vano por vano o por la unión de dovelas, el uso de tendones externos provee mayor eficiencia en la sección transversal de la caja, tanto en dirección transversal como longitudinal, lo cual hace posible un alma más angosta en la parte inferior que en la parte superior. Esto hace que el centroide de la sección transversal esté más arriba respecto al eje horizontal, lo cual maximiza la excentricidad y eficiencia del postensado en la región del vano medio, necesaria para tener un efecto dominante de flexión a través de este método [14].

2.4. Reforzamiento Con Arriostres De Pandeo Restringido

Los arriostres de pandeo restringido son disipadores de energía del tipo histeréticos y constituyen sistemas de control pasivo. Son eficaces para controlar desplazamientos laterales y disipar energía sísmica de estructuras. Estos elementos de refuerzo, similares a las riostras diagonales comunes, están constituidos de un núcleo de acero (que funciona como fusible para el disipador), una envoltura metálica alrededor del núcleo, y un relleno de mortero ocupando todo el espacio entre el núcleo y la envoltura. El núcleo de acero se lleva la carga axial mientras que el tubo exterior juntamente con el hormigón de relleno provee soporte lateral al núcleo y previenen el pandeo global. Comúnmente una delgada capa de material antiadherente entre las superficies del núcleo de acero y el hormigón elimina la transferencia de corte durante el elongamiento y contracción del núcleo de acero y también acomoda su expansión lateral cuando está en compresión [15].

En la Figura 4 se representa el detalle de un arriostre de pandeo restringido.

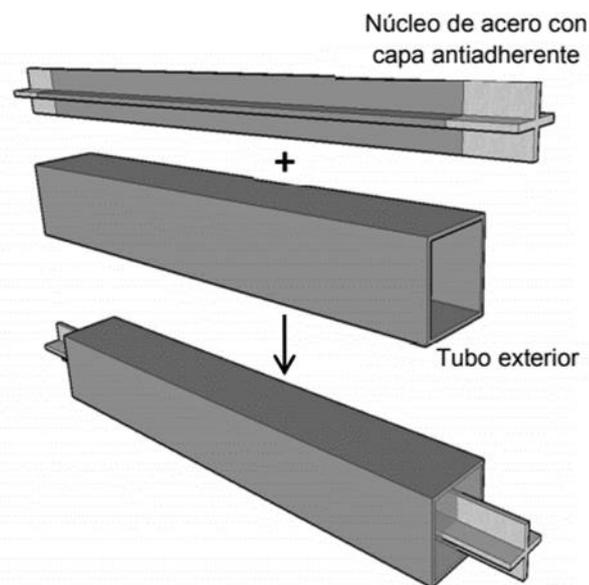


Figura 4: Detalle de un arriostre de pandeo restringido

Este sistema presenta una disposición de elementos similar al de los pórticos con arriostramiento concéntrico, con la diferencia de que la estabilidad de la estructura ya no solo depende de los arriostramientos que resisten tracción, también reciben el aporte de los arriostramientos en compresión. Para ello se emplean riostras resistentes al pandeo (BRB por su nombre en inglés Buckling Restrained Brace), que consisten, en un núcleo de acero cubierto por un material antiadherente, que evitará que este interactúe estructuralmente como una sección compuesta con el mortero con el cual se rellena el tubo donde dicho núcleo de acero es introducido.

Al estar confinado, el núcleo de acero no puede pandear y por lo tanto funciona como un elemento dúctil, que puede llegar a ser sometido al esfuerzo de fluencia. El núcleo se contrae y se expande, según el tipo de esfuerzo y sus propiedades en tracción son básicamente iguales a las de compresión.

2.5. Descripción Del Puente A Reforzar

El puente consta de una longitud total de 39,2 m, constituido de 3 tableros continuos de los cuales los extremos tienen una longitud de 10,4 m, y el del medio de 18,4 m. En la superestructura hay 4 vigas de hormigón armado de 10,4 m de longitud en cada uno de los tramos extremos y 4 vigas de hormigón armado de longitud 18,4 m en la parte central.

Las pilas están formadas por dos muros de hormigón armado en la parte central, con unas dimensiones de 8,30 m de ancho, 0,50 m de espesor y una altura de 12,10 m. En las partes externas están los estribos de hormigón armado.

La superestructura tiene una calzada formada de dos carriles cada uno de 4,25 m, dos veredas peatonales de 0,75 m cada una incluyendo las barandas y una canal de agua a cada lado, sumando en total un ancho de 10 m. La subestructura está compuesta por estribos abiertos y pilas tipo muro, con vigas cabezal "L" con trabas sísmicas.

La construcción finalizó en el año 1986 con filosofías diferentes a la propuesta por los códigos actuales, cuyas especificaciones originales, tanto en construcción como diseño, no consideraban la magnitud de los posibles peligros actuales.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En un trabajo previo de esta misma investigación, Benavides et al. [2], en 2022, concluyen que las vigas tienen déficit de resistencia a flexión ante las cargas vehiculares de la normativa ecuatoriana vigente, aunque cumplen con su resistencia a corte, determinándose que el mismo requiere de un reforzamiento para garantizar su funcionalidad a mediano y largo plazo.

Entonces se decide el reforzamiento usando el encamisado metálico, pues se considera que este método es el más idóneo para aplicar adaptado las condiciones de Ecuador. La selección de este tipo de reforzamiento es debido a que la técnica del pretensado requiere tecnología y mano de obra calificada y en Ecuador solo es utilizada de forma general en vigas de puentes y en puentes con dovelas tipo cajón. El reforzamiento con postensado exterior no se ha utilizado aún. El reforzamiento con arriostres de pandeo restringido más bien es

usado para cargas laterales, aunque podría usarse para disminuir la longitud de las vigas, pero se cambiaría el esquema de análisis de estas, teniendo momentos negativos, mientras que su diseño original es simplemente apoyado, por lo que solo tiene momentos positivos, no contando con suficiente acero en la parte superior. El uso de polímero reforzado con fibras de carbono es una tecnología que cada día cobra más importancia por sus ventajas, pero de igual forma no se conoce que haya sido utilizada aun en el país y habría que comenzar con preparar la mano de obra que la va a ejecutar. Sin embargo, el encamisado metálico si es utilizado en edificaciones y se han realizado varios proyectos con este reforzamiento en el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional.

Este estudio se complementa con un enfoque práctico sobre la implementación del reforzamiento de encamisado metálico. Para este tipo de reforzamiento se requiere de los siguientes materiales: placas metálicas, varillas roscadas, tuercas y arandelas. Las herramientas y materiales complementarios para instalar los elementos del encamisado metálico son: equipos de limpieza, taladros de percusión, mortero grout, epóxico, llave de ajuste de tuercas y material de soldadura. Además, se debe considerar el proceso de perforación de agujeros en las placas metálicas (ya sea por corte plasma o láser) y el proceso de soldadura (se recomienda usar el proceso de soldadura continuo MIG/MAG).

Para el análisis estructural del puente, representado en la figura 5, se utilizó el software CSiBridge en su versión de evaluación. Se definieron en el software las propiedades mecánicas de los materiales, la ubicación y longitud de los ejes viales, la geometría de los elementos estructurales (pilas, cabezales, diafragmas, vigas y tableros) y se construyó una representación computacional de la estructura.

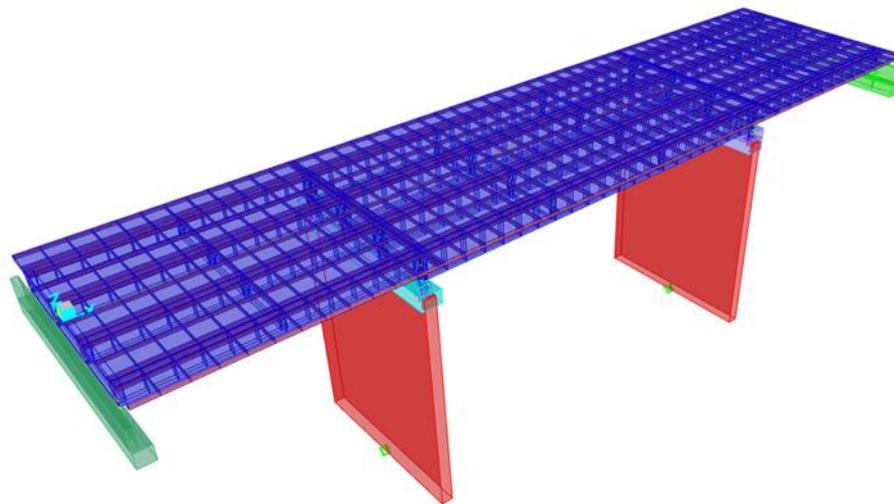


Figura 5: Geometría final del modelo computacional del puente en perspectiva

Para la definición de cargas en el modelo computacional, se consideró la carga vehicular especificada en la normativa actual del Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, que corresponde al camión de diseño HS-MTOP. El mismo que corresponde a un incremento aproximado del 37,8% del camión de diseño de la AASHTO HS-20-44. En la figura 6 se muestran las cargas asociadas al vehículo y la separación entre ellas. Estos datos fueron ingresados al modelo computacional como carga dinámica.

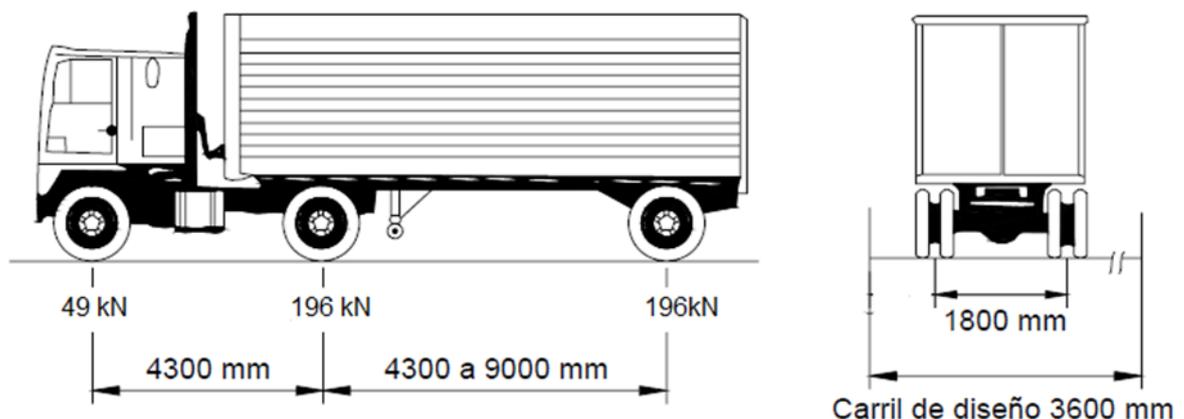
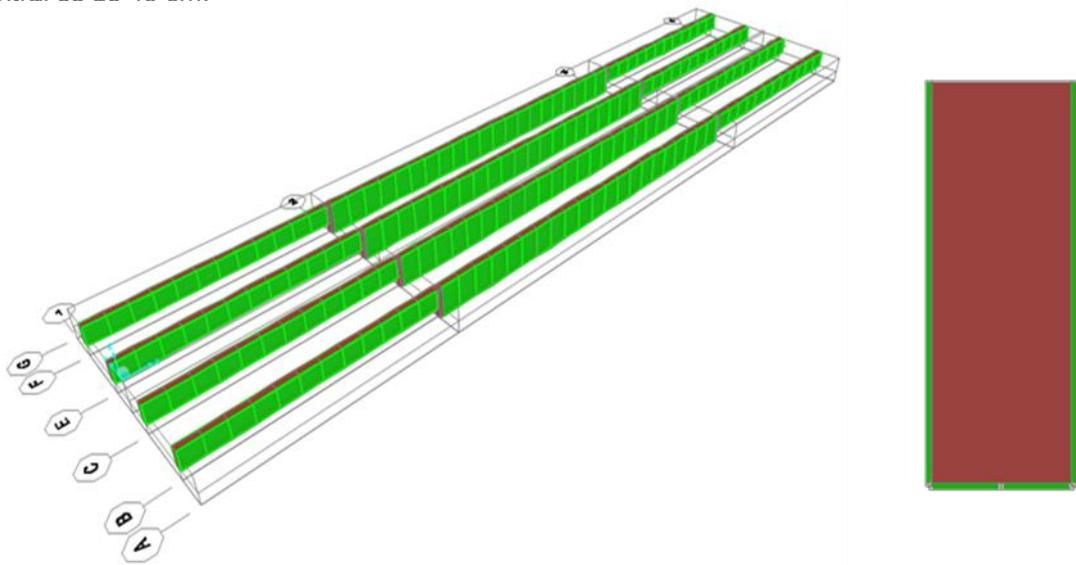


Figura 6: Camión de Diseño HS-MTOP. Fuente NEVI [16]

Una vez modelado el puente en su estado actual, se procedió a realizar otro modelo que incorpore el reforzamiento con placas metálicas de un espesor de 12 mm. Para el modelamiento de las placas metálicas, se consideró adherir elementos tipo shell con las dimensiones requeridas y los parámetros mecánicos del acero estructural ASTM-A36. En el proceso de modelamiento se colocaron las debidas restricciones de desplazamiento, para que las placas trabajen como elementos anclados a las vigas de hormigón, y no como elementos que pueden tener desplazamientos independientes. En la figura 7 se representa el modelo de reforzamiento de las vigas del puente. Se debe tener en cuenta que el software realiza un análisis de elementos finitos para la obtención de los diagramas, y discretiza a los elementos de manera que se puede encontrar un valor de fuerzas internas para cada punto de análisis.

Según el diseño estructural, se han establecido dos hileras de pernos para las placas de las vigas de los tableros laterales y tres hileras para las placas de las vigas del tablero central, mostrándose en la figura 8 una vista tridimensional del reforzamiento aplicado a las vigas del puente. Las columnas de pernos en las vigas de los tableros laterales tienen una separación de 35 cm, mientras que la separación de las columnas de pernos en el tablero central es de 40 cm.



Vigas de hormigón en rojo y encamisado de placas metálicas en verde

Figura 7: Vista en perspectiva del modelo del reforzamiento

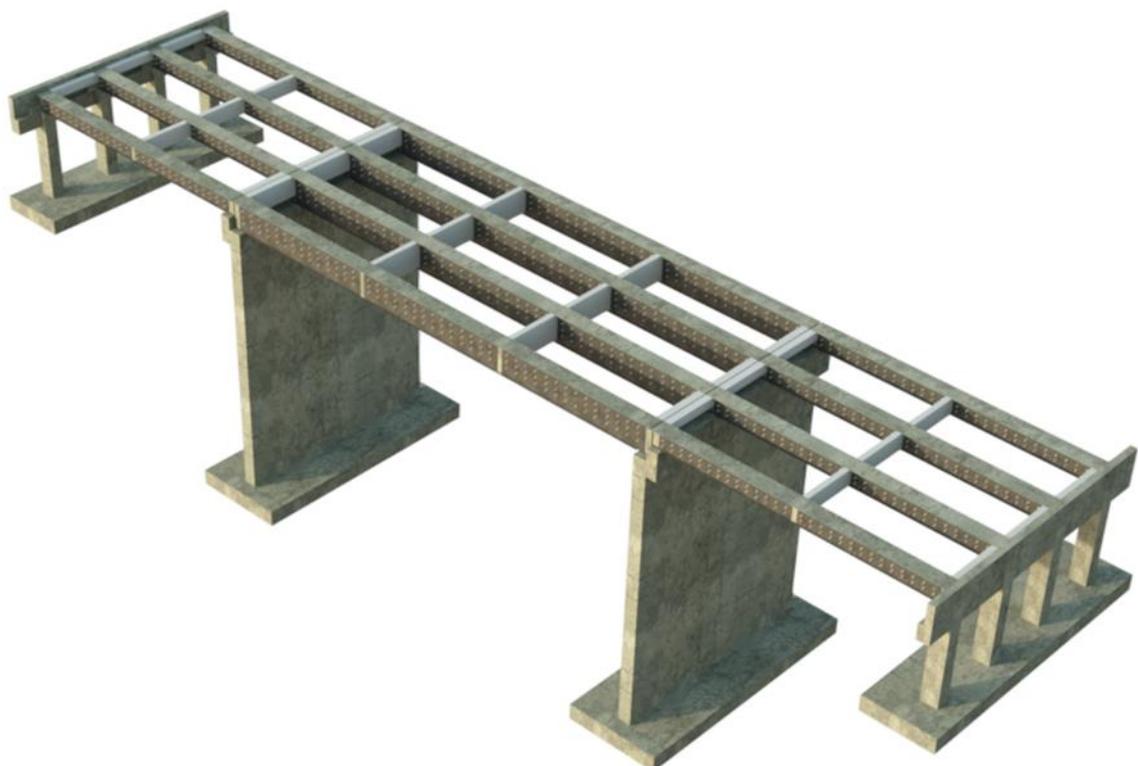


Figura 8: Vista tridimensional del reforzamiento aplicado a las vigas del puente

En la Figura 9 se puede apreciar en detalle la distribución de las placas, y pernos, ancladas a las vigas del puente.

Los pernos atraviesan toda la sección de la viga, esto garantiza un anclaje óptimo entre las placas laterales, mientras que la placa inferior va soldada a las laterales. En la figura 9 se muestra la posición de los pernos respecto a las varillas longitudinales originales de las vigas del puente. Las perforaciones se ubican de tal manera que los pernos no atraviesen ninguna varilla longitudinal. Si se da el caso de que una perforación coincida con un estribo, se recomienda perforar el estribo. Las placas se sueldan longitudinalmente a lo largo de esquinas diagonalmente opuestas, si se tratara de una sección cuadrilátera. Interiormente, en las placas se pueden soldar alambres delgados que mantengan la separación deseada entre la viga de hormigón armado y el encamisado para poder rellenar el espacio entre ambos. Ese vacío que queda se debe rellenar, y se puede hacer inyectando un material compuesto de resina epóxica y arena fina.

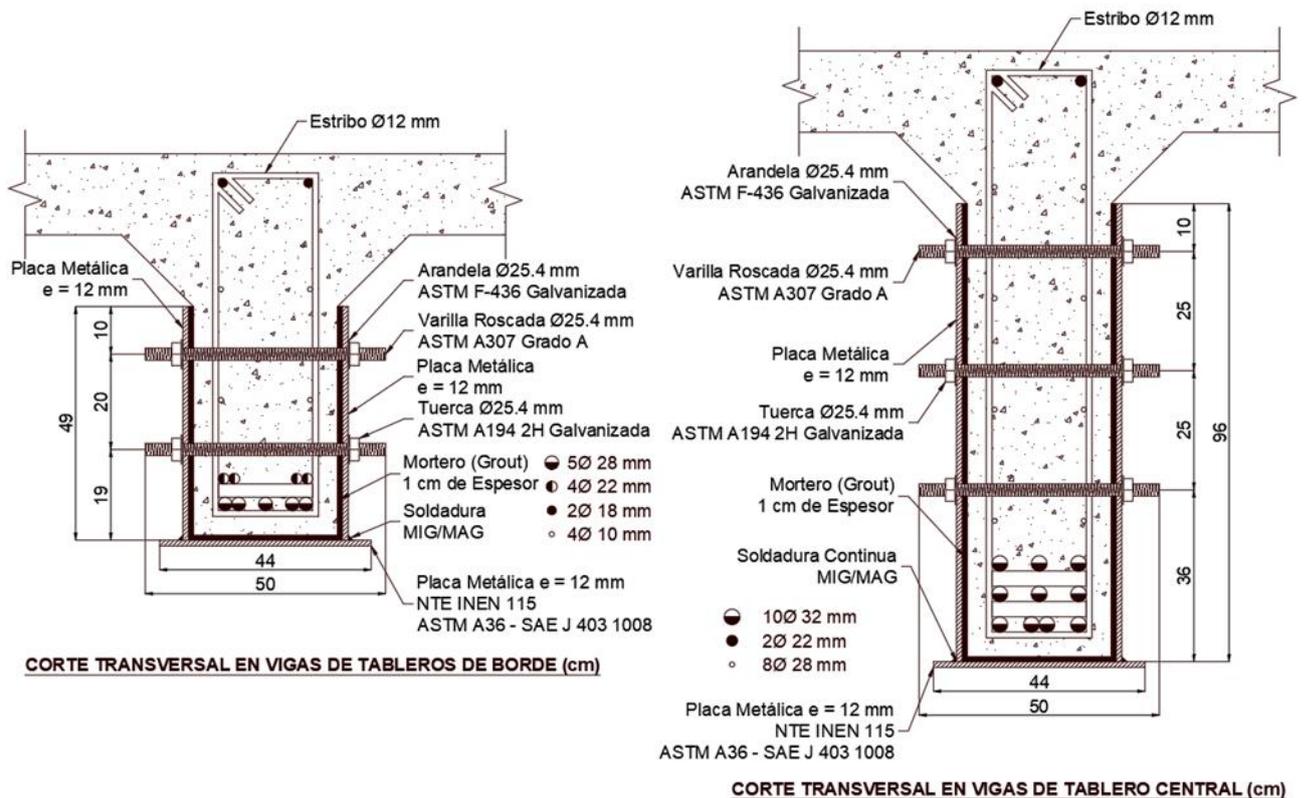


Figura 9: Sección transversal de las vigas reforzadas

Una vez que se cuenta con los dos modelos computacionales: modelo del puente en su estado actual y modelo del puente con el reforzamiento, se procede a obtener los resultados de fuerzas internas bajo las solicitaciones de carga vehicular y se aplica la metodología del cálculo del factor de resistencia (RF) para determinar el desempeño actual del puente y verificar si el reforzamiento incrementa este desempeño. En el apartado siguiente se resumen este método.

Estos datos fueron tabulados e ingresados en la ecuación (1), cuyos resultados se resumen en la Tabla 2.

Al observar la tabla 2, la cual resume los factores de capacidad RF a lo largo de las vigas del puente, se puede apreciar que, para el estado actual, los factores de capacidad para corte son todos mayores que uno, mientras que para momento se cuenta con la gran mayoría de factores de capacidad menores a uno (resaltados en rojo). Esto indica que el puente en su estado actual no satisface la demanda de diseño a flexión ante las cargas vehiculares normativas vigentes. Por otra parte, se observa que los factores de capacidad para el puente en su estado reforzado, muestra que todos son mayores que uno y generalmente se incrementan al doble al reforzar el puente con respecto a su estado actual. lo que indica que con el reforzamiento se ha suplido el déficit de resistencia a flexión. También se aprecia que incrementaron los factores de capacidad a cortante, que en cualquier caso es favorable para el desempeño de la estructura. Este tipo de reforzamiento es aplicable a las condiciones del Ecuador.

Tabla 2: Resumen de factores para el cálculo del factor de capacidad (RF).

Puen te	Posición	RF			
		Estado Actual		Reforzado	
		Cortante	Momento	Cortante	Momento
	m	-	-	-	-
Tablero 1	0,00	1,10	3,35	1,84	6,47
	2,60	1,66	0,72	2,84	1,52
	2,60	2,03	0,72	3,37	1,53
	5,20	3,21	0,61	4,42	1,42
	5,20	3,01	0,61	4,23	1,42
	7,74	2,15	0,72	3,52	1,52
	7,74	1,77	0,72	2,98	1,51
Tablero 2	13,1	1,33	1,38	2,35	2,67
	13,1	1,48	1,38	2,59	2,69
	15,67	1,99	0,77	3,26	1,61
	15,67	2,23	0,77	4,11	1,64
	18,29	2,31	0,58	3,75	1,29
	18,29	2,73	0,58	4,35	1,3
	20,91	2,73	0,58	4,35	1,3
	20,91	2,31	0,58	3,75	1,29
	23,52	2,23	0,77	4,1	1,64
	23,52	1,99	0,77	3,26	1,61
	26,1	1,48	1,38	2,59	2,69
26,1	1,33	1,38	2,35	2,67	
Tablero 3	31,46	1,77	0,72	2,98	1,51
	31,46	2,15	0,72	3,52	1,52
	34,00	2,98	0,61	4,21	1,42
	34,00	3,23	0,61	4,44	1,42
	36,60	2,03	0,72	3,37	1,53
	36,60	1,66	0,72	2,84	1,52
	39,20	1,10	3,34	1,84	6,47

4. CONCLUSIONES

La evaluación del puente reflejó que las vigas tienen déficit de resistencia a flexión ante las cargas vehiculares de la normativa ecuatoriana vigente, aunque cumplen con su resistencia a corte. Por medio del reforzamiento con encamisado de placas metálicas ancladas mediante pernos a las vigas de hormigón se consiguió suplir este déficit; por lo que se puede decir que el reforzamiento cumple con su propósito.

Si se observa la Tabla 2, el factor de capacidad (RF) generalmente se incrementa al doble al reforzar el puente con respecto a su estado actual. Como se expuso anteriormente, debe cumplirse que el factor de capacidad sea mayor o igual a 1, por lo que económicamente lo más recomendado es que sea 1. De la Tabla 2 se observa que el valor más pequeño para momento flector es 1,29, por lo que se pudo disminuir el espesor de las placas de refuerzo y hacer un proceso iterativo hasta aproximarse a 1. Sin embargo, por ser ese un puente clasificado según la Importancia operacional como Crítico, se prefirió mantener ese reforzamiento previéndose un posible aumento de la carga en el futuro.

La metodología constructiva aquí mostrada es una guía que se podría seguir para la implementación en obra; no obstante, se podría adaptar a las condiciones de sitio o disponibilidad de material y herramientas, siempre y cuando se procure que se mantenga en lo posible el diseño original del reforzamiento.

Se recomienda realizar un mantenimiento periódico del puente que incluya desde la remoción de hongos, maleza, restos vegetales, propios de la humedad y así evitar el biodeterioro de los materiales. Se debe tener muy en cuenta la corrosión debido a la misma humedad y a la salinidad propia de la zona costera, que, de no controlarla, oxidará a los elementos metálicos utilizados para su reforzamiento y es recomendable realizar este mantenimiento preventivo cada 2 años. La inspección de otros elementos como capa de rodadura, aceras, barandas, drenaje hacen referencia a un proceso más puntual y directo del puente y se recomienda realizarla cada 6 años. Esta inspección debe ser muy detallada y se necesitan equipos especializados de apoyo, también la desviación del tráfico para que se pueda evaluar mucho mejor sus partes.

1. AASHTO LRFD. "Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials. 9th Edition, Washington DC, USA, 2020
2. J. Benavides, M. Díaz, L. Hernández y E. Mora, "Evaluación estructural de un puente en la ruta Spondylus del Ecuador", Revista Ciencia y Construcción, vol. 3, No. 3, pp. 6-18, 2022
3. V. Machín, F. Sima, "Evaluación de estructuras de puentes existentes con metodologías basadas en Confiabilidad". Conference: First International bridge conference - Chile - Future Challenges: Design, Construction and Maintenance, 2017
4. J. Lozano, M. Nogal, L. Jun, D. Xu, J. Turmo, G. Ramos, "Evaluación estructural de puentes existentes. técnicas de observabilidad" Second International bridge congress – Chile: Design, construction and maintenance, 2017
5. A. Garrido "Evaluación del estado de conservación y de la capacidad resistente del puente Pedro de Valdivia". Trabajo para Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Austral de Chile, 2018. Disponible en: <https://docplayer.es/158159231-Evaluacion-del-estado-de-conservacion-y-de-la-capacidad-resistente-del-puente-pedro-de-valdivia.html>
6. VicRoads, Bridge Maintenance and Repair Manual, Denmark: Structures of Roads Corporation Victor, 2018
7. Sika S.A.S, "Reforzamiento estructural de puentes vehiculares", Sika Colombia S.A.S, 2022
8. AASHTO. "The Manual for Bridge Evaluation (MBE)." 3rd Edition Washington DC, USA, 2020
9. M. Belal, H. Mohamed & S. Morad, "Behavior of Reinforced Concrete Columns Strengthened by Steel Jacket", Egypt: HBRC Journal, 2015.
10. G. Truong, N. Dinh, J. Kim & K. Choi, "Seismic Performance of Exterior RC Beam–Column Joints Retrofitted using Various Retrofit Solutions". School of Architecture, Soongsil University, Seoul, South Korea: International Journal of Concrete Structures and Materials, 2017
11. ACI440.2R-17. "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures". Farmington Hills: American Concrete Institute, 2017
12. G. Wang, J. Dai & Y. Bai, Y. "Seismic Retrofit of Exterior RC Beam-Column Joints with Bonded CFRP Reinforcement: An Experimental Study" School of Urban Construction and Safety Engineerin: Composite Structures, 2019
13. V. Kytinou, P. Kosmidou & C. Chalioris "Numerical Analysis Exterior RC Beam-Column Joints with CFRP Bars as Beam's Tensional Reinforcement under Cyclic Reversal Deformations" Applied sciences, MDPI, Basel, Switzerland, pp 1 -19, 2022
14. FHWA. "Post-Tensioning Tendon Installation and Grouting Manual". Department of Transportation: Federal Highway Administration, USA, 2013
15. S. Bahey, & M. Bruneau. (2011). "Buckling Restrained Braces as Structural Fuses for the Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Bridge Bents". State University of New York at Buffalo, United States: Engineering Structures, 2011
16. NEVI. "Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes" (Vol. III). Quito. Ecuador. 2013

Acerca De Los Autores

Juan Carlos Mediavilla es Ingeniero Civil graduado en 2023 en la Escuela Politécnica Nacional (EPN) de Quito, Ecuador.

Luis Hernández es Profesor Titular de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental y Director del Centro de Investigación de la Vivienda de la EPN de 2019 a 2022, Ingeniero Civil graduado en 1984 en la Universidad de Camagüey y Doctor en Ciencias Técnicas graduado en 2004 en la Universidad Tecnológica de la Habana.

Martha María Molina es investigadora en Puebla, México. Ingeniera Civil graduada en 1987 en la Universidad de Camagüey y Master en Estructuras en la Universidad de Camagüey en 2010.

Diseño De Hormigón Para Refuerzo De Pavimento Mediante La Técnica De Whitetopping

Concrete Design For Pavement Reinforcement Using The Whitetopping Technique

Autores

Joysbel Estefania Vega Pin¹, Juleidy Guadalupe Zambrano Loo², Eduardo Tejada Piusseaut³, Allison Raquel Zamora Bailón⁴

¹ Universidad Técnica de Manabí, Ecuador, jvega5019@utm.edu.ec

² Universidad Técnica de Manabí, Ecuador, jzambrano4932@utm.edu.ec

³ Ing. Civil, PhD, Docente. Universidad Técnica de Manabí, Ecuador, eduardo.tejada@utm.edu.ec

⁴ Ing. Civil. Ecuador, allisonzamora1514@outlook.com

RESUMEN

Whitetopping es una técnica constructiva donde se usa el hormigón para el diseño y rehabilitación de pavimentos asfálticos. En la investigación se diseñó un hormigón para ser utilizado en esta técnica, empleando agregados procedentes de la zona de Picoazá, Ecuador. Se empleó cemento Portland tipo HE según las especificaciones de las normas del Instituto Ecuatoriano de Normalización, de alta resistencia inicial para las estructuras viales. Se diseñaron dos mezclas utilizando diferentes agregados gruesos (piedra No. 6 y No. 7) y en ambas mezclas, como árido fino, la combinación de arena de duna y piedra No. 89, para mejorar la calidad de la arena natural en las mezclas. Son empleados dos aditivos en los diseños, uno para retardar el fraguado y otro como plastificante del hormigón. La variable dependiente utilizada para valorar las mezclas fabricadas es la resistencia a compresión no confinada, utilizando pruebas a los 7, 14 y 28 días de curado. Los resultados de la resistencia en el hormigón cumplen con las exigencias para su uso en Whitetopping, alcanzando la resistencia del diseño de 350kg/cm², tanto para la mezcla con el agregado grueso No. 6 como con el agregado No. 7, por lo que no se observa influencia del tipo de áridos en el incremento de la resistencia, sin embargo, la resistencia alcanzada es mayor con el uso de aditivos.

Palabras clave: pavimentos rígidos, pavimento de hormigón, hormigón.

ABSTRACT

Whitetopping is a construction technique where concrete is used for the design and rehabilitation of asphalt pavements. In the research, a concrete is designed to be used in this technique, using aggregates from the Picoazá area, Ecuador. Portland cement type HE was used according to the specifications of the standards of the Ecuadorian Institute of Standardization, with high initial resistance for road structures. Two mixtures were designed using different coarse aggregates (stone No. 6 and No. 7) and in both mixtures, as fine aggregate, the combination of dune sand and stone No. 89, to improve the quality of the natural sand in the mixtures. Two additives are used in the designs, one to delay setting and the other as a plasticizer for the concrete. The dependent variable used to evaluate the manufactured mixtures is the unconfined compressive strength, using tests at 7, 14 and 28 days of curing. The resistance results in the concrete meet the requirements for its use in Whitetopping, reaching the design resistance of 350kg/cm², both for the mixture with coarse aggregate No. 6 and with aggregate No. 7, so There is no influence of the type of aggregates on the increase in resistance; however, the resistance achieved is greater with the use of additives.

Keywords: rigid pavements, concrete pavement, concrete.

Nota Editorial: Recibido: Septiembre 2023 Aceptado: Noviembre 2023

1. INTRODUCCIÓN

Los pavimentos de carreteras proporcionan un cimiento necesario para la actividad económica y social de una nación, los que a su vez deben garantizar confort y seguridad durante la circulación vial, para lo cual se requiere prevenir deterioros prematuros en estas infraestructuras, evitando así el incremento de costos en mantenimientos y reparaciones, de manera que se deben cumplir con los requerimientos mínimos de calidad en los materiales de acuerdo a las normas vigentes, para preservar la calzada durante su vida de servicio. La American Concrete Pavement Association (2014), señala que, a nivel mundial, los volúmenes de tránsito aumentan y el emergente riesgo sobre la sustentabilidad de estas estructuras también se incrementa.

En la rehabilitación de los pavimentos asfálticos o flexibles, se puede emplear la técnica conocida como Whitetopping (WT), que consiste en la aplicación de una losa de hormigón superpuesta sobre el pavimento asfáltico existente, con un espesor que puede variar entre 50 y 250 mm, según Luna et al. (2019).

Las experiencias en el empleo del Whitetopping demuestran que con esta alternativa se obtienen grandes ventajas, entre las que se mencionan: la extensión de la durabilidad del pavimento, la mejora de la integridad estructural, protección ante los daños climáticos, además de optimizar la calidad de la estructura y la reducción de los costos asociados al mantenimiento.

En América Latina, las exigencias respecto a la infraestructura, colocan el WT como una de las mejores alternativas tecnológicas para la rehabilitación de pavimentos asfálticos. En la ciudad de São Paulo, en Brasil, se ha aplicado este sistema en el corredor exclusivo para autobuses en la Avenida Rebouças. En México se ha usado exitosamente en numerosos casos, siendo Tijuana una de las ciudades donde más se ha empleado, donde se han recuperado aproximadamente 160 kilómetros de vías (Oliveira, 2019).

Se puede afirmar que el Whitetopping es una tecnología de avanzada, desarrollada e implementada en diferentes países, permitiendo la recuperación de la vialidad a menor costo y de una manera más rápida y eficiente. En Ecuador esta técnica de pavimentación se ha usado muy escasamente, sin embargo, se implementó con éxito en la vía Biblián-Zhud, ubicada en la provincia del Cañar, de dos carriles de circulación y una extensión aproximada de 53 km, aplicando nuevos sistemas de gestión vial y tomando en consideración los parámetros de sostenibilidad (Bojórquez, 2021). El espesor de losa de hormigón, usado como capa de rodadura, es de 220 mm, con losas de longitudes de 4.5 m y ancho de 4.0 m, igual al ancho de carril, y utilizando pasadores de 25 mm en las juntas transversales.

Con este estudio se pretende brindar información sobre este sistema de pavimentación, poco conocido en el Ecuador, como una alternativa de rehabilitación para los pavimentos flexibles, ya que algunas carpetas asfálticas se encuentran actualmente deterioradas y esta solución puede ser ventajosa desde los puntos de vista técnico y económico; es una solución innovadora de nivel internacional en la que se consigue incrementar la durabilidad de las vías que tienen el pavimento asfáltico deteriorado.

Por consiguiente, para establecer el propósito de este trabajo se parte de la siguiente pregunta: ¿Se puede alcanzar la resistencia necesaria para la técnica de Whitetopping, con los agregados procedentes de la región de Manabí? De ahí que se establece como objetivo principal en la investigación: Diseñar una mezcla de hormigón para la rehabilitación de pavimento asfáltico para su utilización en Whitetopping, empleando agregados procedentes de la provincia.

2. LA TÉCNICA DE WHITETOPPING PARA LA REHABILITACIÓN DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

El Whitetopping se diseña para la rehabilitación de pavimentos asfálticos donde el nivel de deterioro no sea excesivo, mediante su recubrimiento con una sobrecarpeta de hormigón hidráulico, siendo ideal en carreteras de tránsito ligero y medio, intersecciones, vialidades urbanas, estacionamientos y pistas de aeropuertos. Es una técnica que aprovecha la capacidad resistente de la capa existente, mejorando la capa superficial, a fin de optimizar la vida útil del pavimento (Arias y Leguía, 2021).

Luna et. al (2019) y (Alarcón, 2021) subrayan que el Whitetopping consiste en colocar encima del pavimento existente una sobrecarpeta o losa de hormigón hidráulico, aumentando con ello la vida útil de esta estructura, como se muestra en la figura 1. Sin embargo, el proceso de rehabilitación de un pavimento asfáltico mediante el Whitetopping no solo se utiliza como parte de una solución de rehabilitación, sino también como nueva capa de rodamiento dentro del diseño de una vialidad (Andrade y Franco, 2019).

El Whitetopping fue utilizado en sus inicios como pavimento de recubierta y posteriormente, en la década de 1990 se desarrollaron nuevas propuestas de diseño y construcción como un tipo alternativo de pavimento, identificándolos como Ultra Thin Whitetopping. De modo que, en los últimos años, se ha notado presencia de Whitetopping como alternativa viable para la rehabilitación y pavimentación (Alarcón, 2021).

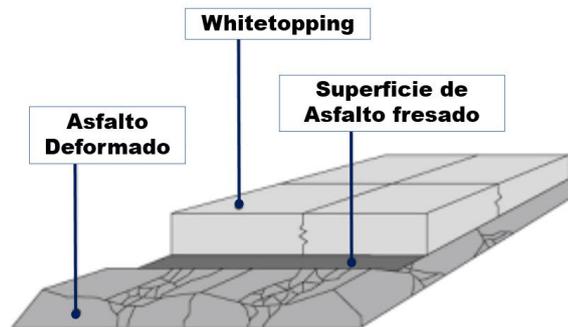


Figura 1. Esquema de la estructura formada mediante Whitetopping.
Fuente: Andrade y Franco, (2019).

El Whitetopping adopta diferentes espesores para extender la vida útil del pavimento deteriorado, definiéndose tres tipos, según el espesor de losa, a saber:

1. Convencional, el de mayor espesor (20 cm o más de hormigón)
2. Delgado, también conocido como Thin Whitetopping (TWT, por sus siglas en inglés), de espesor intermedio, entre 10 y 20 cm y con espaciado de juntas recomendado entre 60 y 120 cm.
3. Ultra delgado, conocido como Ultra Thin Whitetopping (UWT, por sus siglas en inglés), construido con espesor entre 5 y 10 cm y espaciado de juntas recomendado entre 60 y 180 cm.

La adherencia de la losa con la capa asfáltica es un factor importante a tener en cuenta, clasificándose como: Adherido (Bounded), en el que los espesores delgados y ultradelgados aprovechan la adherencia para la reducción del espesor de losas y No adherido (Unbounded), condición típica para Whitetopping convencionales. En el diseño del Whitetopping es necesario evaluar el estado del pavimento existente, para determinar los tipos de fallos que presenta y decidir el espesor que debe ser utilizado para la rehabilitación de la vía (Lázaro et al., 2019).

En el uso de esta técnica se destacan algunas ventajas, según lo expuesto por Gutiérrez, (2021):

- Se obtiene una superficie más resistente y perdurable, en la que los esfuerzos del tráfico no producen deformaciones, por lo que se conservan altos estándares de fricción entre el pavimento y el vehículo.
- La solución representa un costo total inferior en comparación a una rehabilitación mediante capas asfálticas, incluyendo la construcción y los trabajos de mantenimiento, además de incrementar el tiempo de servicio en 15 o 20 años, con mínimas actividades de conservación.
- La losa de hormigón por su dureza y capacidad de resistencia ante lubricantes y combustibles es adecuada para conservar una carpeta superficial en correctas condiciones.
- Con esta técnica, aplicable a pavimentos flexibles con daños a nivel de la carpeta de rodadura, que necesitan alguna rehabilitación o retiro total de la carpeta, se consigue una ejecución más rápida que cualquier solución de recape asfáltico.

Por otra parte, Andrade y Franco (2019), puntualizan otras ventajas con el uso de Whitetopping. El recubrimiento de hormigón, por la facilidad de corregir los problemas existentes en la capa inferior, modifica el perfil de la superficie, rellenando uniformemente las huellas existentes en la capa deteriorada, por tanto, no se desarrollan las fallas presentes en la carpeta asfáltica, reduciéndose considerablemente el reflejo de grietas.

Entre los factores a tener en cuenta para que pueda ser viable esta técnica, Cristóbal (2022), señala que la capa asfáltica debe tener un deterioro superficial, lo que significa, que no posea daño estructural, además indica que el espesor de la carpeta asfáltica existente después del fresado debe ser superior a 7.5 cm.

No hay una única resistencia a compresión específica para el Whitetopping, ya que puede variar según las especificaciones del proyecto, por lo que debe ser diseñado y dimensionado específicamente para cada caso. En general, se busca que la composición del Whitetopping tenga una resistencia a la compresión lo suficientemente alta como para soportar las cargas y el tráfico previsto sin sufrir daños significativos. De acuerdo a la guía de diseño de ACPA (American Concrete Pavement Association) se aconseja que la composición del hormigón posea una resistencia a compresión mínima de 280 kg/cm², a los 28 días ACPA (2014). Sin embargo, en algunos casos, se pueden utilizar mezclas de hormigón con resistencias más altas para aplicaciones especiales o para resistir mayores cargas pesadas.

3. TRABAJO EXPERIMENTAL.

3.1. Materiales Empleados En El Diseño De Las Mezclas

En el experimento se consideró el diseño de dos tipos de mezclas para su empleo en Whitetopping combinando diferentes agregados, con igual composición granulométrica, en las que se adicionaron dos aditivos, uno como reductor de agua y otro como plastificante del hormigón. Por consiguiente, las variables involucradas en la investigación son: como variables independientes la granulometría de uno de los agregados y como dependiente la resistencia a la compresión no confinada. A continuación, se mencionan las características generales de los materiales utilizados en los diseños de mezclas.

- **Agregados**

Se utilizaron como agregados gruesos muestras de la zona de Picoazá, de primera calidad, producidos por trituración y cribado de piedra basáltica, dura, de forma cúbica, color gris, con una buena graduación y libre de impurezas. Sus aplicaciones son comúnmente para hormigones estructurales, hormigón asfáltico y otras obras civiles, como losas, contrapisos, columnas, etc. (Megarock, 2015).

Para el análisis granulométrico de los agregados gruesos y finos, se utilizó la Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 696 (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2011). La determinación del Peso Unitario Suelto (PUS) y el Peso Unitario Compactado (PUC), se determinaron mediante la NTE INEN 858 (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2010) y para la Gravedad Específica (DSSS) se empleó la norma NTE INEN 857 (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2011).

- **Cemento:**

El cemento Portland empleando en los diseños fue el tipo HE según las especificaciones de las normas NTE INEN 151:2010 y NTE INEN 2380:2011 (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2010 y 2011). El cemento hidráulico HE es de alta resistencia inicial producido de acuerdo a la norma técnica ecuatoriana NTE INEN 2380 (equivalente a la norma ASTM 1157), que proporciona una mezcla más fuerte que el cemento convencional a cualquier edad.

De acuerdo a las especificaciones de Holcim Ecuador S.A. (2023), algunos de los beneficios que aporta el uso de este tipo de cemento son: las altas resistencias iniciales y finales y superiores a las especificadas en la Norma NTE INEN 2380; mejor trabajabilidad de las mezclas; reducción de la segregación, exudación y calor de hidratación; buen desempeño de fraguado; difusión de cloruros y ataque de sulfatos, lo que aumenta la durabilidad, así como ahorro significativo en el consumo de cemento.

- **Arena:**

La arena fina, también procedente de Picoazá, con un módulo de finura de 1.00, es un agregado fino de primera calidad, especialmente diseñado para la preparación de hormigones de alta resistencia; con granulometría bien controlada, libre de impurezas gracias a un moderno sistema de lavado. Se aplica en hormigones estructurales, hormigones lanzados, elementos prefabricados, morteros, fabricación de adoquines, etc. (Megarock, 2015).

- **Aditivos**

Se utilizaron dos aditivos químicos disponibles en el país, para modificar las propiedades del hormigón: Sikament® N-100 y Sikament® N-230, que cumplen con la norma ASTM C-494 (Sika, 2017). Se pueden incorporar antes o durante la preparación de la mezcla, con la finalidad de modificar sus propiedades físicas. Usualmente la dosificación es del 5% respecto al peso del cemento (Tomalá y Cucalón, 2020). A continuación, algunas características de los aditivos utilizados.

- Sikament® N-100: Es un aditivo líquido, superplastificante, reductor de agua de alto poder y economizador de cemento, compuesto por resinas sintéticas. Se utilizó como reductor de agua, adicionándolo disuelto en la última porción del agua de amasado, con el cual se consigue la misma manejabilidad inicial y un incremento considerable de las resistencias a todas las edades, además, la impermeabilidad y durabilidad del hormigón se ven incrementadas notablemente.

- Sikament®-230: Es un aditivo reductor de agua – plastificante, especialmente formulado para la fabricación de hormigones en plantas de hormigón premezclado y de obra, con densidad de 1,07 kg/l aproximadamente. No contiene cloruros y no ejerce ninguna acción corrosiva sobre las armaduras. Se empleó para prever que la transportación se realice a largas distancias, evitando así la pérdida de trabajabilidad en el hormigón.

3.2. Diseño De La Investigación

En la investigación se desarrollaron dos diseños de mezcla de hormigón para su empleo como capa de Whitetopping, con áridos provenientes de una cantera ubicada en la región de Portoviejo. Se consideraron dos variantes de diseño, que difieren en los tamaños del árido grueso empleado. Se consultaron normativas, técnicas, procedimientos y documentación pertinentes relacionados con la técnica del Whitetopping.

El diseño de las mezclas comenzó con la caracterización de los materiales con el propósito de analizar los requerimientos que deben tener estos materiales para su empleo en el hormigón, así como establecer las diferencias entre los agregados a emplear. En los diseños se utilizaron dos agregados gruesos con tamaños diferentes, pero manteniendo una composición granulométrica aproximadamente constante en ambas mezclas. La Mezcla 1 incluyó la Piedra No. 6, mientras que la Mezcla 2 incorporó la piedra No. 7. En ambas mezclas, se combinaron estos agregados con la piedra de menor tamaño, la No. 89, además de la arena. En la Tabla 1 se detallan las características generales de los agregados utilizados en el estudio. Además de los componentes mencionados, se añadieron aditivos, uno destinado a retardar el proceso de fraguado y otro con funciones plastificantes para el hormigón.

Tabla 1. Características de los agregados utilizados en los diseños de mezcla.

Agregados	Tamaño Máximo	Módulo de Finura	ABS %	PUS kg/m ³	PVC kg/m ³	DSSS kg/m ³
Piedra No. 6 (9,5 a 19 mm)	19,0mm (3/4pulg.)	6,74	3,48	1354,00	1492,00	2607,00
Piedra No. 7 (4,75 a 12 mm)	12,5mm (1/2pulg.)	6,48	3,63	1305,00	1443,00	2591,00
Piedra No. 89 (1,18 – 9,5 mm)	9,5mm (3/8pulg.)	5,55	4,35	1280,00	1408,00	2593,00
Arena		2,67	1,60	1384,00		2659,00
<ul style="list-style-type: none"> - PUS: Peso Unitario Suelto. - PUC: Peso Unitario Compactado. - DSSS: Gravedad Específica. - ABS: Porcentaje de Absorción. 						

El hormigón se distingue por su alta elasticidad y resistencia a los esfuerzos mecánicos intensos, lo que lo convierte, en los pavimentos, en una solución duradera y eficiente, para lo cual debe cumplir con ciertos requisitos, dentro de los cuales se encuentran los siguientes, según la metodología de Abanto (2009).

- El asentamiento de la mezcla debe estar en un rango entre 5 y 7,5 cm, para garantizar una adecuada trabajabilidad.
- La mezcla debe tener un buen curado, evitando con ello el agrietamiento, lo que implica mantener el hormigón húmedo y protegido durante un período de tiempo suficiente para permitir una hidratación y endurecimiento apropiados.

En la preparación de las mezclas se garantizó un asentamiento máximo de 7,62 cm, utilizando la vibración como método de compactación. Las mezclas se ensayaron a compresión con diferentes días de curado, comprobando los resultados a los 7, 14 y 28 días después de su elaboración. La relación agua-cemento requerida se determinó tomando en consideración la resistencia, la durabilidad y las propiedades de acabado del hormigón. Se realizaron, por tanto, dos tipos de mezclas, y a su vez, en su fabricación, se emplearon dos variantes: sin aditivos y con aditivos, para un total de cuatro diseños.

Las mezclas se realizaron aplicando la norma NTE INEN 1 573 (2010) y siguiendo la metodología propuesta por Abanto (2009), con el objetivo de alcanzar una resistencia de 350 kg/cm². Es importante destacar que ambas mezclas consideradas en este estudio compartían la misma composición granulométrica, pero se realizaron modificaciones en el árido grueso utilizado.

En el caso de la Mezcla 1, la granulometría estaba compuesta por el agregado grueso No. 6. Además, como agregado fino, se empleó una arena de duna lavada combinada con la Piedra No. 89 para mejorar la composición del agregado fino. Esto se logró utilizando una proporción de 60% de arena de duna lavada y el 40% de la piedra No. 89. Por otro lado, la Mezcla 2 se conformó con los agregados No. 7 como árido grueso, además de utilizar arena como agregado fino y el árido No. 89 en proporciones iguales a las de la Mezcla 1.

Ambas mezclas se sometieron a modificaciones mediante el uso de aditivos. Se generaron dos grupos de cilindros en cada una de las mezclas, con un total de 18 cilindros en cada tipo de mezcla. De estos, 9 cilindros se elaboraron sin el uso de aditivos, mientras que los 9 restantes se fabricaron con aditivos.

La Tabla 2 muestra en detalle los materiales que conforman las mezclas 1 y 2. Es importante destacar que se mantuvo constante la proporción entre los agregados en ambas mezclas, y la variable de estudio se centró en el tipo de árido grueso utilizado.

Tabla 2. Mezcla 1 con y sin aditivos incorporados, para 1 m³ de hormigón.

F'c= 350 kg/cm ²								
MATERIALES	MEZCLA 1				MEZCLA 2			
	Sin aditivo		Con aditivo		Sin aditivo		Con aditivo	
	kg/m ³	%	kg/m ³	%	kg/m ³	%	kg/m ³	%
Cemento	507,36	22	507,36	21	507,36	22	507,36	21
Agua	207,87	9	177,45	7	207,87	9	177,45	7
Piedra No. 6	477,44	21	477,44	21				
Piedra No. 7					461,76	20	477,44	21
Chispa No. 89	450,56	20	450,56	20	450,56	20	450,56	20
Arena	654,41	28	735,29	29	667,49	29	735,29	29
Aditivo reductor de agua		-	7,61	1,50			7,61	1,50
Aditivo retardante AD	-	-	2,537	0,50			2,537	0,50

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

En la tabla 3 se muestran los resultados de la resistencia a compresión a los 7, 14 y 28 días de curado para todos los cilindros de la Mezcla 1 donde se utilizó la piedra No. 6, como árido grueso, con aditivos y sin aditivos. Cuando se utilizó aditivos la relación a/c es de 0,35 y sin aditivos, la relación a/c es de 0,41.

Tabla 3. Resultados de la resistencia a compresión no confinada para las dos mezclas, con piedra No. 6 como agregado grueso, con diferentes días de curado.

Dosificación	Resistencia de cilindros para diferentes días de curado (kg/cm ²)		
	7 días	14 días	28 días
Sin aditivo Relación a/c de 0,41	266,50	303,78	353,21
	265,50	304,60	353,92
	266,56	304,88	354,44
Con aditivo Relación a/c de 0,35	351,15	356,29	416,36
	352,19	357,06	417,57
	353,39	358,07	418,42

En la tabla 4 se muestran los resultados de la resistencia a compresión a los 7, 14 y 28 días de curado para todos los cilindros de la Mezcla 2 donde se utilizó la piedra No. 7, como árido grueso, ensayados con aditivos y sin aditivos. Cuando se utilizó aditivos la relación a/c es de 0,35 y sin aditivos, la relación a/c es de 0,41.

Tabla 4. Resultados de la resistencia a compresión encofinada para las dos mezclas, con piedra No. 7 como agregado grueso, con diferentes días de curado.

Dosificación	Resistencia de cilindros para diferentes días de curado (kg/cm ²)		
	7 días	14 días	28 días
Sin aditivo Relación a/c de 0,41	268,64	306,14	355,38
	270,18	308,12	356,54
	271,37	309,22	358,65
Con aditivo Relación a/c de 0,35	328,19	356,51	415,26
	333,52	358,21	419,95
	335,25	361,21	422,21

En las figuras 2 y 3 se han graficado los resultados de las resistencias para los dos tipos de mezclas, obtenidas para diferentes días de curado (7, 14 y 28 días) y en las dos condiciones, sin y con aditivos incorporado a la mezcla.

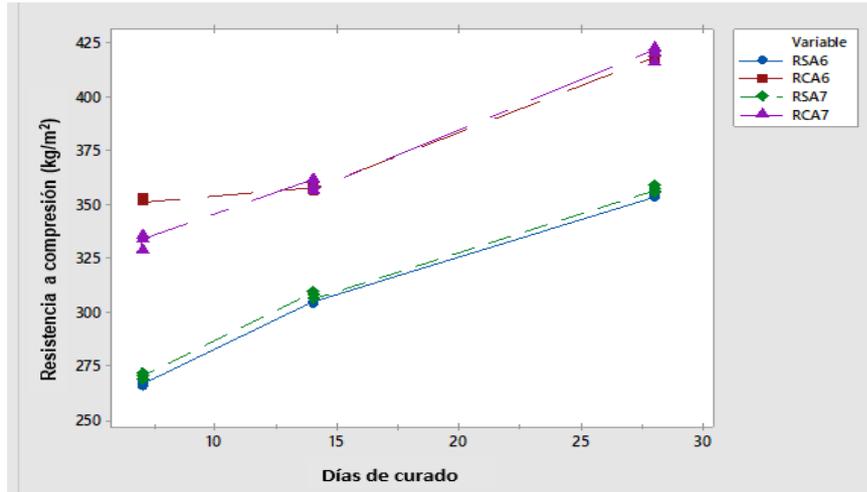


Figura 2. Gráfico de dispersión. Variación de la resistencia a compresión del hormigón con los días de curado, en muestras ensayadas con ambos tipos áridos (No. 6 y No. 7).

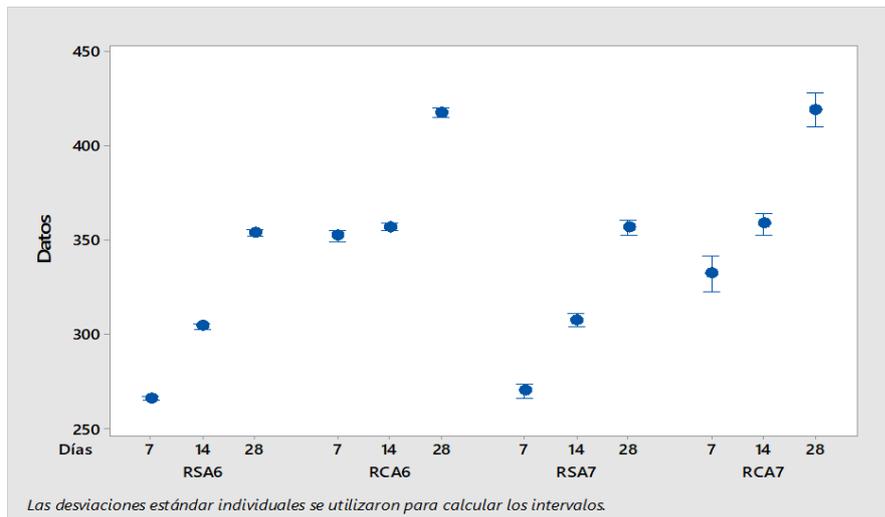


Figura 3. Gráfico de intervalos. Variación de la resistencia a compresión del hormigón con los días de curado, en muestras ensayadas con ambos tipos áridos (No. 6 y No. 7).

De los resultados obtenidos se desprenden las siguientes consideraciones:

El uso de aditivos en las mezclas conlleva a reducir la relación agua/cemento. En las mezclas donde no se usó aditivos la relación a/c es de 0,41 y en las mezclas donde se empleó aditivo la relación a/c es de 0,35. A los 28 días de curado se alcanzó la resistencia de 350kg/cm² en las dos mezclas, sin embargo, la resistencia alcanzada es mayor con el uso de aditivos.

Se comprobó la influencia del tiempo de curado, alcanzándose la máxima resistencia desde los 14 días cuando se usa aditivos y sin aditivos a los 28 días. La resistencia a compresión obtenida con la piedra No. 6 como agregado grueso, cuando no se usó aditivos, a los 7 días representa el 76% de la resistencia de 350 kg/cm², a 14 días se obtuvo un 86% y a los 28 días supera dicha resistencia. Por otro lado, con la piedra 7 los resultados obtenidos fueron de: el 77% a los 7 días, 88% a los 14 días y a los 28 días la resistencia supera la de diseño.

La resistencia a compresión se ha incrementado con el tiempo de curado, tanto en las mezclas formadas con el uso de aditivos, como sin el aditivo, así como no se observa influencia del tipo de áridos en este incremento de resistencia con el tiempo.

5. CONCLUSIONES

Luego de realizar la caracterización por medio de ensayos de laboratorio de los agregados que se utilizaron en esta investigación, se concluye que los agregados (fino y gruesos) procedentes del sitio Picoazá cumplen con las normas establecidas en NTE INEN, por lo cual se recomiendan para ser usados en mezclas de hormigón para el uso en Whitetopping. Además, los resultados demostraron que no existe diferencia significativa en la resistencia alcanzada entre los dos tipos de agregados gruesos empleados en las mezclas.

Las mezclas fabricadas en laboratorio cumplen con las especificaciones de la resistencia de diseño de 350 kg/cm², sin embargo, los resultados sugieren que el uso de aditivos permite alcanzar una mayor resistencia final, por tanto, contribuye a la reducción del espesor de losa, además en menor tiempo y con menor relación a/c.

La rehabilitación de pavimentos asfálticos con el empleo de la técnica de Whitetopping, por las ventajas que brinda y las posibilidades comprobadas respecto a la calidad demostrada de los agregados, debe ser de conocimiento de los ingenieros viales del territorio como una alternativa viable en la conservación de las carreteras.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Abanto, F. (2009). *Tecnología del hormigón*. Segunda edición: 2009. ISBN 978-612-302-060-6
2. Andrade, N. y Franco, F. (2019). *Los pavimentos compuestos como alternativa constructiva para vías de tráfico pesado*. Disponible en: <https://n9.cl/7271f>
3. Alarcón, J. (2021). *Whitetopping. Construcción y mantenimiento vial*. Disponible en: <https://n9.cl/aksxg>
4. American Concrete Pavement Association (2014). *Guía para capas de refuerzo con Hormigón: Soluciones sustentables para capas de refuerzo y rehabilitación de pavimentos existentes*. 3era Edición. Publicación ACPA TB021.03P.
5. Arias, D. Leguía, A. (2021). *Aplicación de la técnica Whitetopping como alternativa de rehabilitación para extender la vida útil del pavimento asfáltico*. Universidad Ricardo Palma. Lima-Perú. Disponible en: <https://n9.cl/eesce>
6. ASTM - American Society for Testing and Materials. (2004). ASTM C-494. *Especificación estándar para Los aditivos químicos para hormigón*. Disponible en: <https://n9.cl/ers9v>
7. ASTM - American Society for Testing and Materials. (1997). ASTM C29. *Standard Test Method for Bulk Density ("Unit Weight") and Voids in Aggregate*. <https://n9.cl/nb8r1>
8. Bojorque, J. (2021). *Análisis de esfuerzos en pavimentos de hormigón tipo Whitetopping: caso de estudio vía Biblián-Zhud*. Disponible en: <https://n9.cl/dyvps>
9. Cristóbal, G. (2022). *Propiedades mecánicas del hormigón con fibras sintéticas para reparar pavimento flexible mediante la técnica Whitetopping, en avenida central San Juan De Lurigancho, Lima*. Universidad Peruana Los Andes. Disponible en: <https://n9.cl/73wyc>
10. GCC. (2020). *Ficha Técnica Whitetopping*. Disponible en: <https://n9.cl/u8wt2>
11. Gutiérrez, J. (2021). *Evaluación del Pavimento Flexible y Rehabilitación Mediante el Método Whitetopping, Avenida General Hoyos Rubio – Villa María del Triunfo, 2021*. Universidad Cesar Vallejo. Disponible en: <https://n9.cl/n0sea>
12. HOLCIM. (2023). *Cemento Premium tipo HE*. Disponible en: <https://n9.cl/rd3xd>
13. Instituto Ecuatoriano de Normalización-INEN. (2010). *NTE INEN 151:2010. Cemento hidráulico. Definición de términos*. Quito. Ecuador. Disponible en: <https://n9.cl/ryzqh>
14. Instituto Ecuatoriano de Normalización-INEN. (2012). *NTE INEN 2617:2012. Hormigón de cemento hidráulico. Agua para mezclas. Requisitos*. Quito. Ecuador. Disponible en: <https://n9.cl/29yux>
15. Instituto Ecuatoriano de Normalización-INEN. (2011). *NTE INEN 2380:2011. Cemento hidráulico. Requisitos de desempeño para cementos hidráulicos*. Disponible en: <https://n9.cl/ogg9h>
16. Instituto Ecuatoriano de Normalización-INEN. (2010). *NTE INEN 1 573. Hormigón de cemento hidráulico. Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de hormigón de cemento hidráulico*. Disponible en: <https://ia802908.us.archive.org/7/items/ec.nt.e.1573.2010/ec.nte.1573.2010.pdf>
17. Instituto Ecuatoriano de Normalización-INEN. (2011). *NTE INEN 696. Áridos. Análisis granulométrico en los áridos, fino y grueso*. Quito. Ecuador. Disponible en: <https://n9.cl/eplow>
18. Instituto Ecuatoriano de Normalización-INEN. (2010). *NTE INEN 856. Áridos. Determinación de la densidad, densidad relativa (gravedad específica) y absorción del árido fino*. Quito. Ecuador. Disponible en: <https://n9.cl/d7bc2>
19. Instituto Ecuatoriano de Normalización-INEN. (2010). *NTE INEN 857. Áridos. Determinación de la densidad, densidad relativa (gravedad específica) y absorción del árido grueso*. Quito. Ecuador. Disponible en: <https://n9.cl/yiljb>
20. Instituto Ecuatoriano de Normalización-INEN. (2010). *NTE INEN 858. Áridos. Determinación de la masa unitaria (Peso volumétrico) y el porcentaje de vacíos*. Disponible en: <https://n9.cl/ajqsu>
21. Instituto Ecuatoriano de Normalización-INEN. (2010). *NTE INEN 1 573. Hormigón de cemento Hidráulico. Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de hormigón de cemento hidráulico*. <https://ia802908.us.archive.org/7/items/ec.nt.e.1573.2010/ec.nte.1573.2010.pdf>
22. Lázaro, P., Ortiz, M. y Rojas, J. (2019). *Whitetopping en el pavimento flexible de la av. Central progresiva 00+00 al 04+300 en San Juan de Lurigancho, 2019*. Disponible en: <https://n9.cl/y714d>

23. Luna, M.; García, R.; Orta, P. (2019). Aplicación de la tecnología Whitetopping en un tramo de la carretera: circuito sur - Topes de Collantes. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 13(3). Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=193961007003>
24. Megarok S.A. (2015). *Catálogo de agregados*. Disponible en: <https://n9.cl/lj07vs>
25. Oliveira, F. (2019). *Whitetopping*. Disponible en: <https://n9.cl/ynts1>
26. Sika Ecuador. (2017). *Sikament® N-100*. Disponible en: <https://n9.cl/65b8x>
27. Sika Ecuador. (2017). *Sikament®-115*. Disponible en: <https://n9.cl/wq62k>
28. Sika. (2017). *Sikament-115*. Edición N°1 03-2017. Documento N° 021302011000000937. Disponible en: <https://ecu.sika.com>
29. Tomalá, J. y Cucalón, R. (2020). *Optimización de hormigón $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ aplicando diferentes aditivos superplastificantes*. Disponible en: <https://n9.cl/cki84>

Caracterización De Los Asfaltos Naturales Existentes En La Zona Artemisa – Matanzas Como Material Alternativo Para La Rehabilitación De Las Vías

Characterization Of The Existing Natural Asphalt In The Artemisa - Matanzas Area As An Alternative Material For Road Rehabilitation

Autores

Rosa Herrera de la Rosa¹, Norbier Pérez Rubio²

¹ MSc., Ingeniera Civil, Centro Investigación Desarrollo de la Construcción (CIDC), Calle Línea No 810 esq. Carretera de Casablanca, Casablanca, Municipio Regla, Provincia La Habana, rhlarosa2011@gmail.com

² Ingeniero químico, Centro Investigación Desarrollo de la Construcción (CIDC), Calle Línea No 810 esq. Carretera de Casablanca, Casablanca, Municipio Regla, Provincia La Habana.

RESUMEN

Los asfaltos naturales, son considerados como todos aquellos materiales encontrados en la naturaleza, que contienen alguna proporción de crudos de petróleo y que afloran a la superficie en forma líquida o sólida, de los cuales existen grandes reservas en el mundo y son habitualmente usados en la modificación de asfaltos y en las mezclas asfálticas para pavimentación.

El trabajo expone la caracterización física y química de cinco muestras de asfalto natural cubano, en vistas a su empleo como material alternativo del asfalto de refinería, para la rehabilitación de las vías. Las muestras seleccionadas representan las zonas principales de los depósitos de asfalto natural identificados en Cuba, la zona Mariel – Cayajabos en la provincia de Artemisa, donde se presenta la mayor concentración de depósitos de asfaltitas del país, la zona de Bejucal y la zona Peñón - Martí de la provincia Matanzas, con los depósitos más importantes conocidos de rocas asfálticas. Los ensayos realizados establecen contenidos de asfaltos impregnados en las rocas que oscilan desde el 60 % en peso para las asfaltitas y 16 % para las rocas y lo catalogan como asfaltos con un alto grado de oxidación, los cuales se estima puedan ser empleados como modificador de asfaltos blandos de refinería o crudos de baja viscosidad, pudiéndose también explorar su uso como impermeabilizante. La muestra de asfalto nativo de Peñón estudiada requiere proceso previo de deshidratación para su empleo y se caracterizó como un fluido viscoso, de alta penetración.

Palabras claves: asfaltos naturales, asfaltitas, rocas asfálticas.

ABSTRACT

Natural asphalts are considered as all those materials found in nature, that contain some proportion of crude oil and that come to the surface in liquid or solid form, of which there are large reserves in the world and are usually used in the modification of asphalt and asphalt mixtures for paving.

The work exposes the physical and chemical characterization of five samples of Cuban natural asphalt, with a view to their use as an alternative material for refinery asphalt, for the rehabilitation of roads. The selected samples represent the two main areas of natural asphalt deposits identified in Cuba, the Mariel - Cayajabos area in the Artemisa province, where the highest concentration of asphaltite deposits in the country is present, and the Peñón - Martí area of the province of Matanzas, with the most important known deposits of asphalt rocks. The tests carried out establish asphalt contents impregnated in the rocks that range from 60 % by weight for the asphaltites and 16 % for the rocks and classify them as asphalts with a high degree of oxidation. The Peñón native asphalt sample studied is a viscous fluid, with high penetration and requires a prior dehydration process for its use.

Keywords: asphaltite, asphalt rocks, natural asphalts.

1. INTRODUCCIÓN

Los asfaltos naturales, son considerados en forma general por diversos autores, como todos aquellos materiales encontrados en la naturaleza, que contienen alguna proporción de crudos de petróleo y que afloran a la superficie en forma líquida o sólida [1, 2, 3].

Existen grandes reservas de asfalto natural en el mundo, entre los más mencionados en la literatura se encuentra el lago Bermúdez del estado de Sucre en Venezuela, no explotado hoy en día. El lago de asfalto de la isla Trinidad y Tobago, conocido también como "Pitch Lake", que es actualmente explotado y utilizado en la modificación de asfaltos de refinería, lo cual se encuentra regulado en especificaciones de la ASTM [4, 5]. La explotación de este lago natural de asfalto se realiza mediante la comercialización de diferentes productos, para la modificación del asfalto de destilación, con el objeto de mejorar sus características.

Otros depósitos importantes de asfalto natural se referencian en las llamadas arenas bituminosas, presentes en varios lugares del planeta, donde se destacan los depósitos ubicados en la provincia de Alberta en Canadá y las arenas asfálticas se encuentran en Arabia Saudita. La ingeniería del petróleo explota estos yacimientos, de donde extrae **un bitumen similar al petróleo** [6, 7].

Colombia reporta la existencia de numerosos depósitos de asfalto natural, casi siempre rocas impregnadas y en menor proporción, flujos superficiales y vetas. Cuenta con una amplia experimentación de estudio para generalizar el empleo de los asfaltos naturales como soluciones locales en vías secundarias y terciarias en su país, como estabilizador de materiales locales de baja plasticidad, y como modificador, tanto del cemento asfáltico como de la mezcla asfáltica en caliente. Se destaca de sus estudios que sus rocas asfálticas tienen contenidos de asfalto en el orden de 4 a 13 % y son generalmente un material compuesto por arenas finas. Las características de asfalto contenidas en ellas varían desde penetración 31 dmm, hasta asfaltos blandos de penetración por encima de 200 dmm, lo cual depende del lugar en que fue extraído el material. La generalidad de los estudios reportan resultados satisfactorios para su empleo en viales [8-14].

Los asfaltos naturales están presentes en Cuba, formados mediante la biodegradación y oxidación natural del petróleo, los cuales están representados por las asfaltitas y rocas asfálticas (bitúmenes asfálticos sólidos), y por las rocas bituminosas y el asfalto nativo (bitúmenes asfálticos semifluidos). Estos asfaltos naturales se presentan principalmente en rocas sedimentarias, siendo las litologías más favorables areniscas, calizas y margas, entre otras [15].

La utilización de estos asfaltos naturales de Cuba se referencia en un amplio historial, desde fechas tan antiguas como el año 1515, cuando se utilizó este asfalto natural, en la impermeabilización de buques, obras de madera y albañilería, en el naciente puerto de La Habana. Durante la primera mitad del siglo XX, las asfaltitas cubanas fueron exportadas a USA y Gran Bretaña, donde fueron utilizadas en la pavimentación de las calles de Londres y Nueva York [16]. A partir de 1959, se han realizado diversas investigaciones a lo largo de los años para ser introducidas en la práctica vial del país, sin que finalmente se haya generalizado su empleo [8].

Dentro de los depósitos más importantes de asfalto natural identificados en Cuba, se encuentran, la zona Mariel – Cayajabos en la provincia de Artemisa, donde se presenta la mayor concentración de depósitos de asfaltitas del país y la zona Peñón - Martí de la provincia Matanzas con los depósitos más importantes conocidos de rocas asfálticas [17].

No obstante, a que existen estudios previos de estas rocas en Cuba, se hace necesario, la actualización de las características físico químicas de estos recursos naturales, para el conocimiento a fondo de sus propiedades, con vistas a su empleo como material alternativo, del asfalto producto de la refinación del petróleo. Su conocimiento detallado facilitará que su empleo en la práctica vial de Cuba se realice de forma exitosa y eficiente y se convierta en una solución competitiva para la conservación de nuestros pavimentos

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Para la ejecución del estudio exploratorio de las características de los asfaltos naturales cubanos se utilizaron cinco muestras tomadas en diferentes zonas (figuras 1 y 2):

- Muestra asfaltita Manuela: recogida de una extracción de 200 m³ realizados en la veta Manuela en el Mariel.
- Muestra asfaltita Bejucal: extraída del afloramiento en un camino rural en la zona de Rio Hondo, perteneciente a las vetas no afloradas San José y Ángela Elmira, en el municipio de Bejucal.
- Muestra roca asfáltica Angelita: recogida de un montículo de rocas a nivel de superficie, de una antigua explotación de la mina La Angelita.

- Muestra roca asfáltica Peñón: extraída de la ladera de una laguna formada por una antigua zona de explotación, cerca del caserío de San Cayetano.
- Muestra asfalto nativo Peñón. Muestra extraída de un área con emanaciones apreciables de asfalto a la superficie en la zona de Peñón. La denominación de asfalto nativo, referida como tal por el Instituto de Geología y Paleontología (IGP), debido a que se manifiestan como manaderos naturales de afloramientos de asfalto en el suelo, que cubren un área generalmente pequeña (menor de uno o dos metros cuadrados).



Figura 1. Imágenes de los fragmentos de roca de cada depósito. De izquierda a derecha: Manuela, Bejucal, Angelita y Peñón.



Figura 2. Afloramiento del asfalto nativo de la zona El Peñón donde se tomó la muestra para ensayo.

Los fragmentos de roca de cada emplazamiento fueron sometidos a un proceso de trituración para obtener una granulometría de empleo. Para ello se utilizaron molinos pequeños de laboratorio de tipo martillo.

La metodología de la investigación estuvo encaminada a la evaluación general de las muestras a partir de ensayos de laboratorio para su caracterización química, así como los ensayos necesarios para su caracterización física, con vistas a obtener la mayor información posible que nos permita determinar las posibles formas en que pueden ser utilizadas en la pavimentación vial [18, 19, 20].

Los ensayos previstos, que se resumen a continuación, se realizaron siguiendo la normativa cubana y en algunos casos normas internacionales:

- **Granulometría:** Se realizó de acuerdo con la norma cubana NC 178:2002 [21] y para la evaluación de las granulometrías se consideró la norma cubana NC 759:2010 [22] que recoge los requisitos de los áridos para mezclas asfálticas.
- **Contenido de humedad de las rocas:** Dado que estas muestras, son en su composición una mezcla natural de áridos minerales y asfalto, para la determinación del contenido de humedad en ellas, se utilizó la norma de ensayo del Instituto de Vías de Colombia INVE-783-13 [23], que refiere la determinación del contenido de humedad de mezclas asfálticas mediante secado en un horno.
- **Pesos específicos y volumétricos:** Fue realizado siguiendo las normas cubanas NC 186:2002 [24] y NC 181:2002 [25], respectivamente. Se utilizó una estufa de circulación de aire para la obtención de la condición saturada superficie seca.
- **Contenido de asfalto en la roca:** El contenido de asfalto impregnado en las rocas fue determinado utilizando dos procedimientos: Por ignición, a partir de la NC 398:2005 [26], adecuando las condiciones de ensayo a las que se establece en la norma INV E 705-13 [27], que cubre la determinación del contenido de material inorgánico o cenizas en los materiales bituminosos y por destilación, utilizando un sistema de destilación simple, desarrollado en el Centro de Investigaciones del Petróleo (CEINPET), utilizando como solvente el tricloroetileno para realizar la extracción del bitumen.

- Reología del asfalto extraído: Se evaluó a partir de los ensayos de penetración, temperatura de ablandamiento y viscosidad Brookfield, siguiendo las normas de ensayo NC ASTM D5:2014; NC ASTM D36:2016; ASTM D 4402/D4402M-15 respectivamente [28, 29, 30].
- Composición química del asfalto: Se utilizó el procedimiento basado en la norma ASTM D2549-95 [31]. Para la separación de aromáticos y no aromáticos por cromatografía de elución. A los asfaltenos separados durante la desalfaltenización se les continúa el proceso de acuerdo con la ASTM D-6560-00 [32]. De esta forma se obtiene la composición grupal SARA (saturados –aromáticos- resinas- asfaltenos).
- Contenido de agua del asfalto nativo: Se utilizó el método de ensayo recogido en la ASTM D 4006-00 [33], que cubre la determinación de agua en petróleo crudo por destilación. El sistema de ensayo se compone fundamentalmente por una manta de calentamiento, una trampa y un condensador.
- Contenido de azufre del asfalto nativo: Se utilizó el método descrito en la ASTM D 1552-00 [34], que establece la determinación del azufre total en productos de petróleo, aplicable a muestras con ebullición por encima de 177 °C y con un contenido de azufre no menor de 0,06% en masa.

3. RESULTADOS

Se presentan los resultados de los ensayos físico químico de caracterización en dos secciones: Rocas y asfalto nativo.

3.1. Asfaltitas Y Rocas Asfálticas.

- Granulometría obtenida.

La figura 3, representa los resultados del ensayo de granulometría en las diferentes muestras estudiadas. Como puede observarse, la granulometría obtenida, se corresponde a una fracción fina, tamaño máximo de 5 mm, encontrándose todas dentro del huso No.16 de la NC 759:2010. Se destaca que, en ambas rocas, Angelita y Peñón, con la trituration realizada se obtienen una curva granulométrica similar, no sucediendo así en el caso de las asfaltitas, donde Bejucal logró una granulometría más fina que Manuela, pudiendo ser indicador de una roca menos dura.

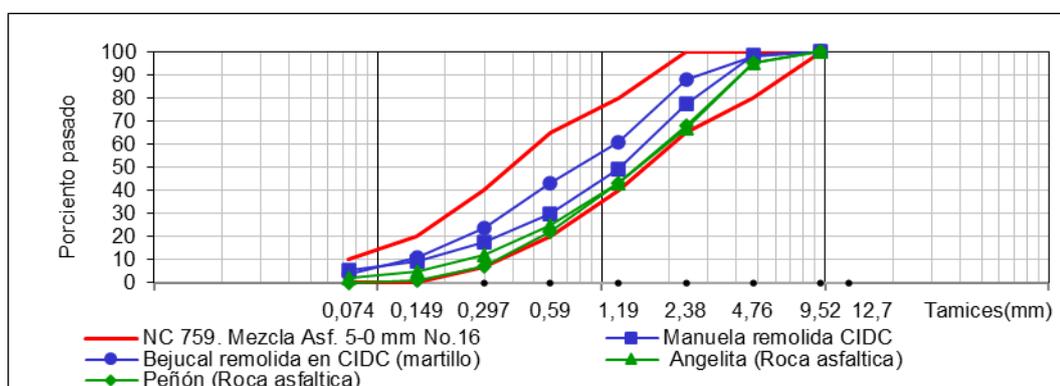


Figura 3. Curva granulométrica obtenidas luego del proceso de trituration de las muestras de estudio.

- Contenido de humedad. Pesos específicos y volumétricos.

Los resultados de estas determinaciones se exponen en la tabla 1. Exceptuando los resultados de Manuela, los contenidos de humedad de las rocas oscilan entre 1,5 % y 2,5 %. La diferencia puede estar asociada con las condiciones de exposición al sol en que se encontraban las rocas al momento de la toma de muestra. Solamente, la muestra de asfaltita Manuela, presenta un alto contenido de humedad, la explicación pudiera estar asociada a que el acopio de esta se encontraba a la intemperie, en conjunto con la forma en que se realizó la extracción de la misma en el yacimiento (por medio de buldócer), que le pudiera haber incorporado un determinado contenido de estéril (material arcilloso), que puede producir una mayor retención de la humedad.

Los pesos específicos y volumétricos son menores que los de un árido debido a la presencia del asfalto en el interior de la roca.

Tabla 1. Resultados de los ensayos físicos de las muestras de roca.

Propiedades físicas	Manuela	Bejucal	Peñón	Angelita
Contenido de humedad (%)	6,3	2,51	1,95	1,59
Peso específico (g/cm ³)	1,29	1,40	1,80	1,79
Peso volumétrico suelto (P V S) (kg/m ³)	898	828	889	1115
Peso volumétrico compactado (P V C) (kg/m ³)	1001	913	961	1242

- Contenido de asfalto en la roca y reología del asfalto.

El mayor contenido de asfalto se presenta en la asfaltita Bejucal (figura 4). Como promedio se obtuvo un contenido de asfalto para las asfaltitas en el orden del 64 % y para las rocas asfálticas un contenido en el orden del 16 %.

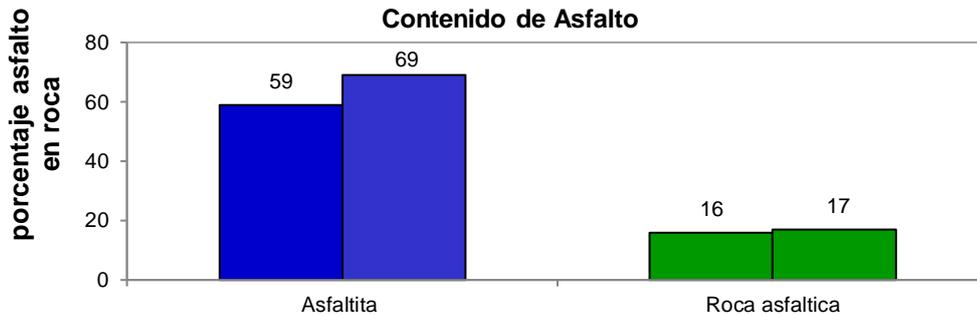


Figura 4. Resultados del contenido de asfalto por extracción de las muestras estudiadas.

El asfalto extraído de las asfaltitas presentó una dureza elevada siendo imposible lograr que fluyera aun a elevadas temperaturas, no pudiéndose conformar la muestra para la ejecución de los ensayos previstos de caracterización del asfalto contenido en la asfaltita. La explicación a este fenómeno está asociado a la composición química de este asfalto (obsérvese los resultados del SARA en figura 7), sugiriéndose que la diferencia que existe entre asfaltenos y maltenos, plantea una relación muy elevada, que hace que estos bitúmenes sean muy duros por la prevalencia de asfaltenos y el balance de los grupos que forman parte del material, no son suficiente para mantener la carga de asfaltenos en estado coloidal [35].

La figura 5 representa los resultados de la caracterización reológica del asfalto extraído de las rocas asfálticas. Se aprecian valores de penetración entre 1 y 5 dmm y temperaturas de ablandamiento entre 97 y 115 °C, denotando también un elevado grado de dureza, no considerándose diferencias significativas entre los resultados de ambas rocas en estos parámetros. Sin embargo, cuando se caracteriza su comportamiento a la susceptibilidad a la temperatura, a partir del índice de penetración y la viscosidad, se comienza a ver diferencia en la reología de estos dos asfaltos.

Los valores del índice de penetración (IP) calculados según la norma INVE-724-13 [36], para el asfalto de Angelita, de 3,5 (>+1), lo caracteriza como un asfalto de poca susceptibilidad a la temperatura, con características similares a los asfaltos oxidados. El IP de Peñón de -0,05 (entre -1 y +1), lo caracteriza como un asfalto de propiedades intermedias. La mayoría de los cementos asfálticos utilizados en carreteras tienen IP en este entorno.

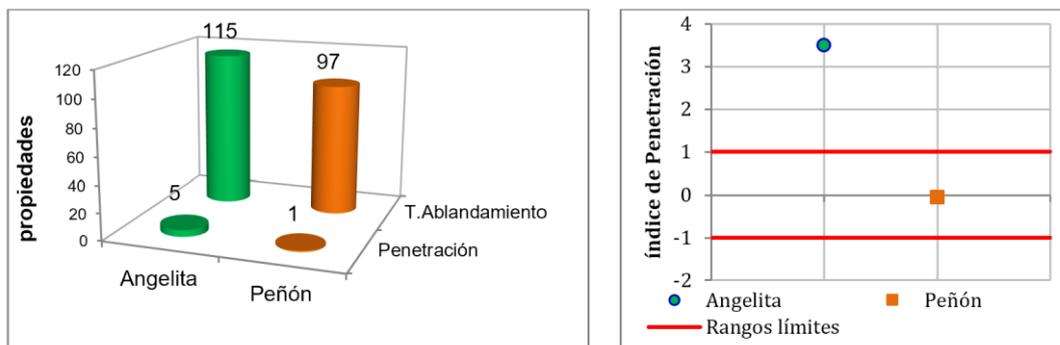


Figura 5. Resultados de la caracterización reológica del asfalto extraído de las rocas asfálticas Angelita y Peñón.

Por otra parte, según se puede apreciar en la figura 6, la relación viscosidad temperatura, también muestra diferencia entre estos dos asfaltos, lo cual puede explicarse sobre la base de que proceden de crudos diferentes, lo que origina diferente susceptibilidad a la temperatura en ellos.

Esta propiedad es muy importante para su utilización en la elaboración de mezclas, en tanto indica las temperaturas de manejo de estos. En el caso de Peñón, debe ser superior a los 165 °C.

En el caso de Angelita las temperaturas de manejo son muy superiores a los rangos que se establecen para la elaboración de mezclas asfálticas. Esta característica de Angelita sugiere su estudio como impermeabilizante o como modificador de asfaltos blandos de refinería, tal como se utiliza el asfalto natural de lago de Trinidad.

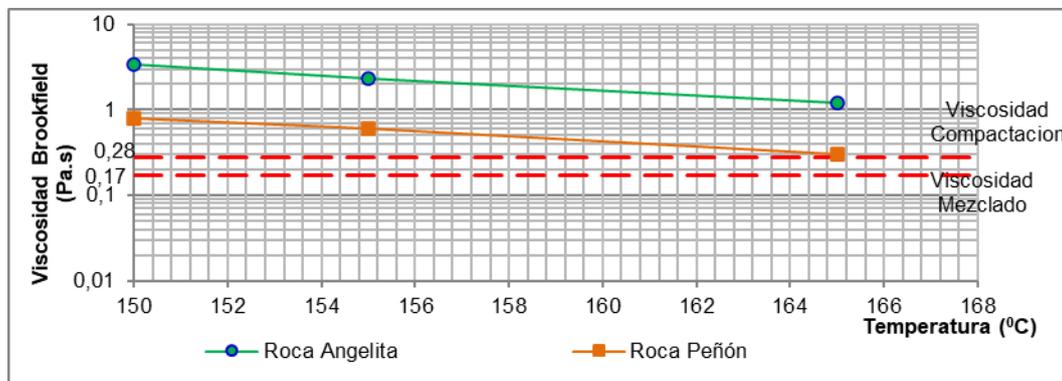
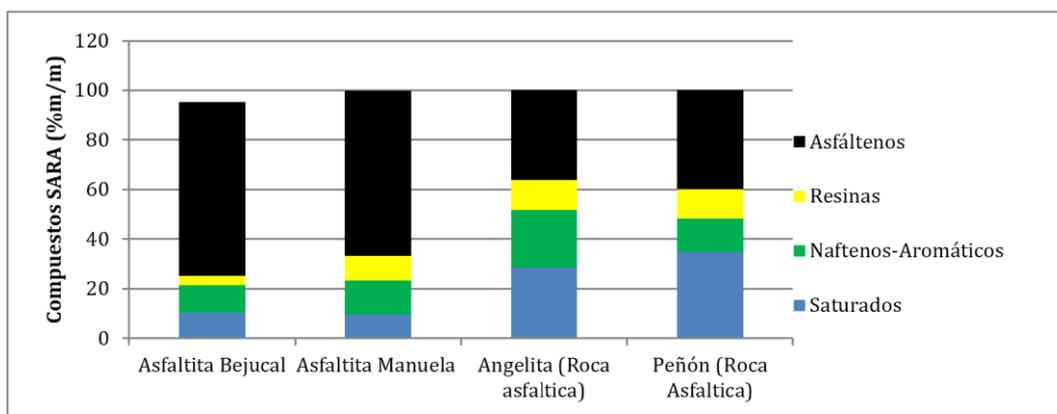


Figura 6. Carta viscosidad temperatura del asfalto extraído de las rocas asfálticas Angelita y Peñón.

- Composición química.

Las composiciones químicas obtenidas, se caracterizaron por contenidos similares en las dos muestras de asfaltita y de igual forma las dos muestras de roca (figura 7). El contenido de asfaltenos, que son los responsables del color y la dureza del asfalto, es alto, superior al que avala la experiencia internacional para los asfaltos empleados en carreteras. Este elevado contenido de asfaltenos determina su elevada dureza y fragilidad, asociado al alto grado de oxidación. Su composición química se corresponde con las propiedades físicas determinadas.



Compuestos (SARA)	Unidad	Bejucal	Manuela	Angelita	Peñón
Asfaltenos	%m/m	70,11	66,54	36,05	39,97
Resinas		3,78	10,12	12,21	11,78
Naftenos-Aromáticos		11,1	13,75	23,09	13,36
Saturados		10,35	9,53	28,65	34,90

Figura 7. Composición química grupal SARA del asfalto recuperado de las muestras de asfaltitas Manuela y Bejucal y rocas de Angelita y Peñón.

A la fracción mineral obtenida del proceso de extracción de asfalto, se le realizó el análisis químico a partir de la determinación de la composición oxídica de los áridos, como parte de la identificación del material (figura 8). Se apreciaron composiciones similares en dependencia del tipo de roca (asfaltita o roca asfáltica). En las rocas asfálticas se aprecia el origen calizo, con predominio de los carbonatos totales, mientras en las asfaltitas se manifiesta su origen silicio, con un mayor porcentaje de este componente.

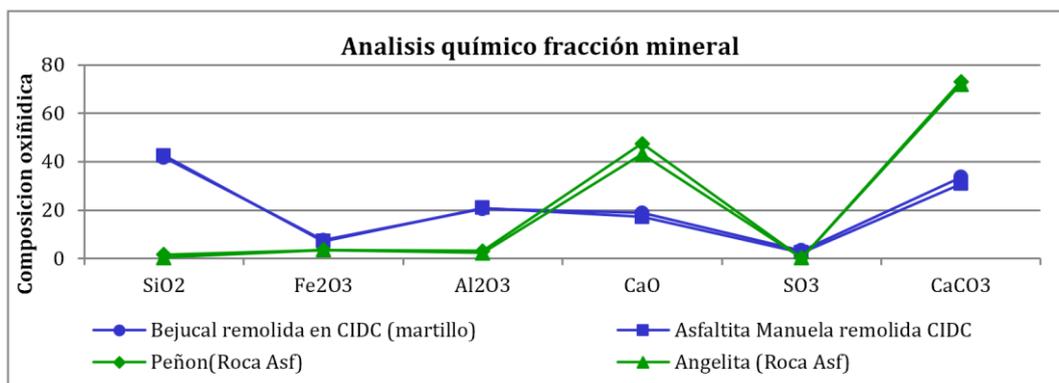


Figura 8. Composición oxídica de la fracción mineral de las muestras estudiadas.

3.2. Ensayos De Caracterización Del Asfalto Nativo De Peñón

Los resultados de la caracterización se representan en la figura 9. De inicio, se apreció un elevado contenido de agua en su composición (15 %), por lo que cualquier empleo, requiere someterlo a un proceso de deshidratación.

Para la ejecución del resto de los ensayos de caracterización, fue necesario deshidratar la muestra, para ello se utilizó un sistema de deshidratación térmica que se encuentra montado en el laboratorio de destilaciones del CEINPET. El proceso logró una reducción del agua del 99 %.

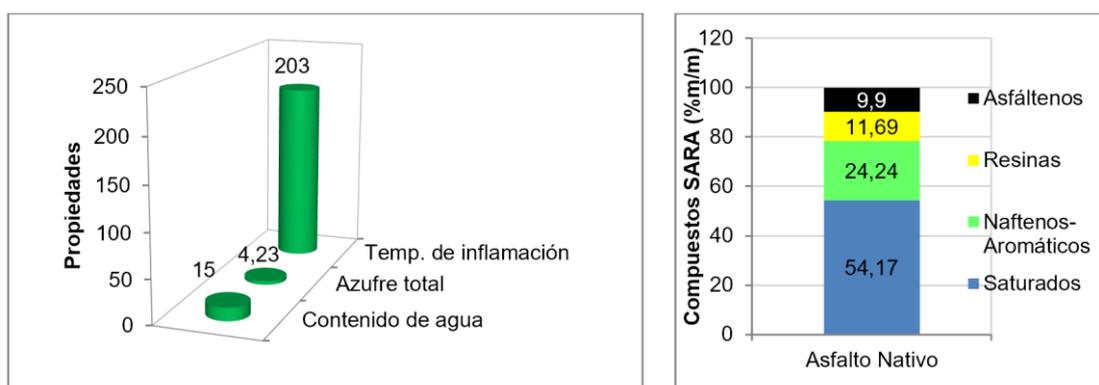


Figura 9. Resultados de los ensayos de caracterización del asfalto nativo Peñón.

En su composición química se destaca en mayoría los aceites en un 78 % y el contenido de asfáltenos (9,9%) está por debajo de lo deseado (>20). Pudiera esperarse que si se le somete a un proceso de temperatura para la eliminación del agua la composición química puede variar, es decir, parte de los aceites se convierten en resinas y las resinas en asfáltenos por el mismo proceso de oxidación. Otra opción de empleo pudiera ser modificándolo con la adición de las rocas asfálticas para mejorar sus propiedades como aglomerante de las mezclas asfálticas.

Los ensayos para determinar sus propiedades reológicas lo caracterizan como un fluido viscoso, de alta penetración (>300 dmm), pues luego de extraerle el agua emulsionada contenida en su interior, pasó a tener una consistencia más fluida que la muestra original extraída de la fuente (el agua emulsionada incrementa la viscosidad). La temperatura de inflamación supera los 200 °C y el contenido de azufre del 4 %, lo identifica como corrosivo para el acero al carbono, lo cual hay que considerar para su procesamiento industrial.

Por las características de la muestra deshidratada, se procede a determinar su reología utilizando el Rheómetro Anton Paar, a condiciones similares a las que se realiza a los crudos pesados: gradiente de corte (SR) de 0-100 s⁻¹ y a temperaturas de 50, 80 100 y 135 °C (figura 10). Solo a 50 °C el índice de flujo es menor que uno, lo que indica que a esta temperatura tiene un comportamiento pseudoplástico (no newtoniano, típico de los asfaltos), disminuyendo la viscosidad a incrementos del gradiente de corte (Shear Rate).

Para el resto de las temperaturas (80, 100 y 135 °C), el índice de flujo tiende a acercarse a 1, tendiendo un comportamiento similar a un fluido newtoniano, apreciado en el comportamiento lineal de la viscosidad con relación al gradiente de corte. Solo a gradientes de corte cero o muy pequeños tiene un comportamiento pseudoplástico.

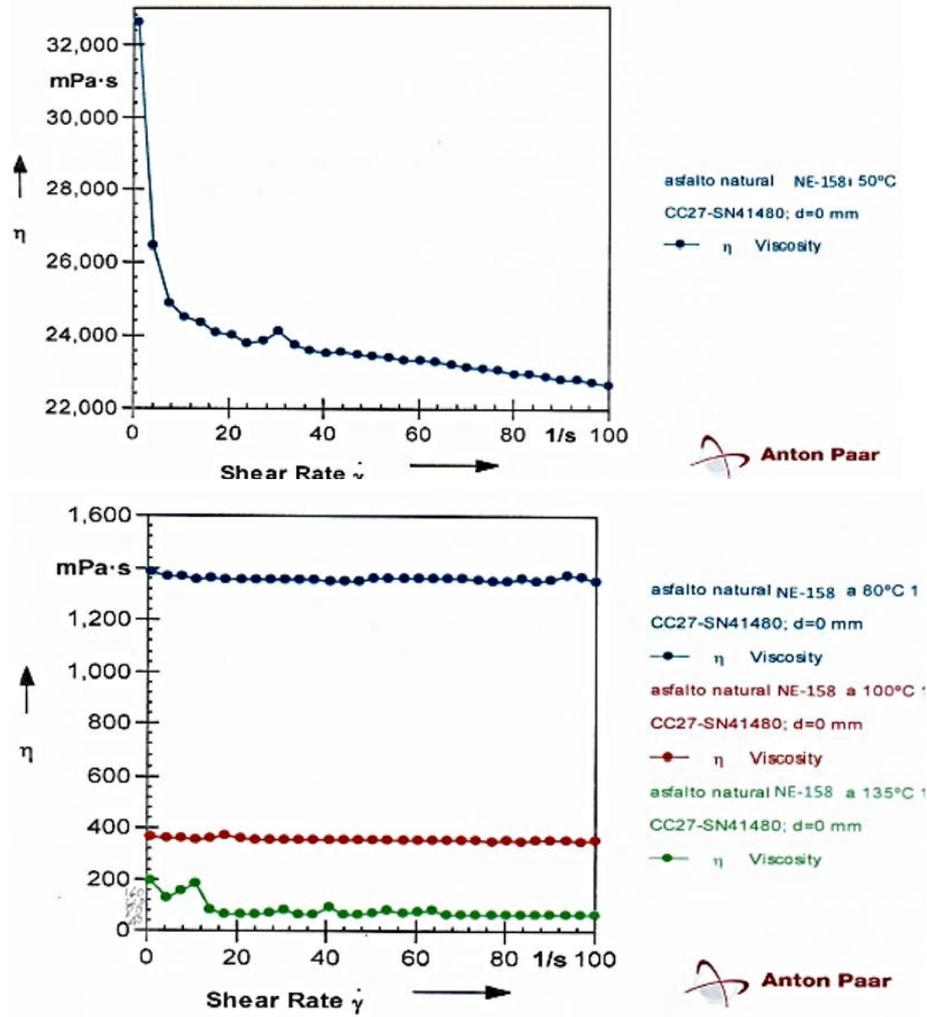


Figura 10. Curva viscosidad vs Shear Rate en el Reómetro Anton Paar. Arriba para 50 °C y debajo para 80, 100, 135 °C del asfalto natural de Peñón deshidratado.

La figura 11, representa la carta viscosidad temperatura para el trabajo con el asfalto nativo de Peñón. Se consideró los valores de viscosidad para gradiente de corte cero. De acuerdo a su viscosidad, no es posible trabajarlo a temperatura ambiente, debe aplicársele temperaturas entre 106 y 116 °C para su manejo en la elaboración de mezclas asfálticas.

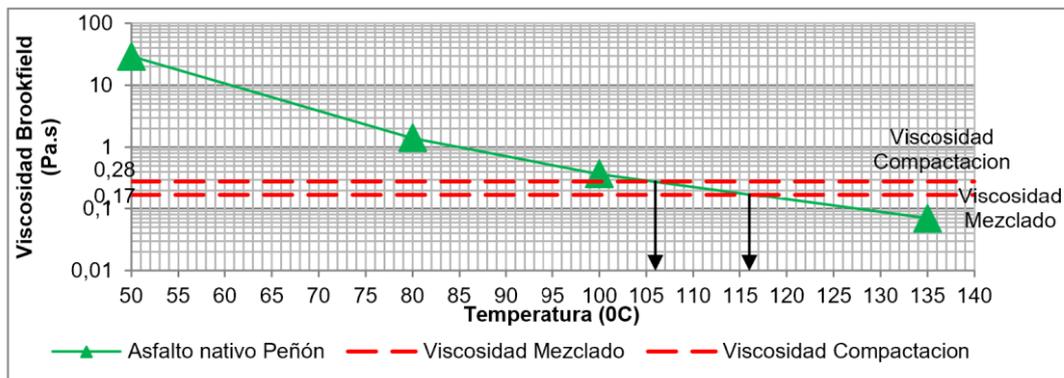


Figura 11. Carta viscosidad temperatura del asfalto nativo Peñón.

La caracterización de la muestra denominada asfalto nativo clasifica más como un crudo pesado, que como un asfalto, en correspondencia a otros estudiados en el país, con un comportamiento pseudoplástico.

4. CONCLUSIONES

Los resultados del trabajo exponen la caracterización de los depósitos más importantes de asfalto natural identificados en Cuba, con potencial empleo en la actividad de viales. Los parámetros obtenidos indican:

- Las asfaltitas de la zona Mariel y la zona de Bejucal, son similares, con contenidos de asfalto en su composición que oscilan entre 59 al 69 % y que se caracteriza por un alto contenido de asfáltenos que le confiere una elevada dureza y fragilidad, por su alto grado de oxidación.
- De acuerdo a su alto grado de oxidación, el empleo óptimo para las asfaltitas evaluadas (Manuela y Bejucal), pudiera ser como modificador de asfaltos blandos de refinería o crudos de baja viscosidad, pudiéndose también explorar su uso como impermeabilizante.
- Las rocas asfálticas de la zona Peñón- Angelita, presentan entre el 16 y 17 % de asfalto impregnado, lo que las convierte en un material con perspectiva de empleo en carreteras. Igualmente se caracterizan por presentar un alto grado de oxidación, con valores de penetración menor que 5 dmm y temperaturas de ablandamiento por encima de los 100 °C.
- Acorde a la susceptibilidad a la temperatura del asfalto presente en la roca asfáltica de Angelita pudiera ser empleado como modificador de asfaltos blandos de refinería o crudos de baja viscosidad, pudiéndose también explorar su uso como impermeabilizante, de igual forma que las asfaltitas estudiadas.
- El asfalto contenido en la roca de Peñón presenta una mejor susceptibilidad a la temperatura para su empleo en la rehabilitación de vías, pues sus temperaturas de trabajo se encuentran en el rango de las temperaturas de trabajo de las mezclas asfálticas.
- El asfalto nativo requiere de la aplicación de procesos de deshidratación previo a su posible empleo en la rehabilitación de vías, necesitando temperaturas de trabajo por encima de los 106 °C.

1. Villamil-Rojas, R. El asfalto natural como material de construcción de carreteras. Recuperado de: <https://es.slideshare.net/ROBINSONVILLAMIL1/asfaltos-naturales>. Colombia, 2008.
2. Ruiz-Acero, J.C., Reyes-Ortiz, O.J., & Moreno-Anselmi, L.A. Evaluación del comportamiento mecánico del asfalto natural a partir de muestras a temperatura ambiente provenientes de Caquetá, Colombia. *Rev.investig.desarro.innov*, 6(2), 145-154. doi: <http://dx.doi.org/10.19053/20278306.3115>. 2016.
3. La modificación del asfalto por adición de asfaltita. Argentina. Boletín de e-asfalto. Recuperado de <http://www.e-asfalto.com/asfaltitas/asfaltitas.htm>. 2020.
4. ASTM D5710. Standard Specification for Trinidad Lake Modified Asphalt. Committee D04 on Road and Paving Materials. Annual Book of ASTM Standards.
5. ASTM D6608. Standard Practice for the Identification of Trinidad Lake Asphalt in Asphalt Mixes. Committee D04 on Road and Paving Materials. Annual Book of ASTM Standards.
6. Gómez-Rojas, O.P., G.-Borrego, A., Perea-Solano, C., Sánchez-Morales, O.A., y FlórezMolano, H.F. Caracterización preliminar de las arenas asfálticas de Picacho, municipio de Pesca (Boyacá, Colombia). *Boletín de Geología*, 40(2), 87-99. DOI: 10.18273/revbol.v40n2-2018005. 2018.
7. Búsqueda en internet. La ingeniería de petróleo en la explotación de arenas bituminosas. Recuperado de: <https://www.eadic.com/la-ingenieria-de-petroleo-en-la-explotacion-de-arenas-bituminosas/>. 2020.
8. Herrera de la Rosa, R. Informe Etapa 02. Estado del Arte. PNAP 04.07/19. Introducción y generalización del empleo de las asfaltitas y rocas asfálticas como materia prima en la elaboración de mezclas asfálticas. Centro Investigación Desarrollo Construcción. MICONS. La Habana, Cuba, 2020.
9. Peña – Acosta, E. A. Mejoramiento de vías secundarias y terciarias en Colombia con el uso de mezcla asfáltica natural en frío (asfaltitas). Análisis, aplicaciones y casos exitosos. Congreso Mexicano del Asfalto. 23 al 25 de agosto, Cancun. México. 2017.
10. Rondón-Quintana, H.A. y Alberto-Reyes, F. Comportamiento de una mezcla densa en caliente elaborada con asfaltos modificados con asfaltita. *Revista Tecnológicas* No. 22., p141-161, julio de 2009.
11. Salamanca-Rodríguez, E.C. Elaboración de la especificación particular para mezclas asfálticas usando la asfaltita de Pesca- Boyacá - Cantera Santa Teresa. Universidad Militar Nueva Granada Bogotá, Colombia. 2015.
12. Caro, S. y Caicedo, B. Tecnologías para Vías Terciarias: Perspectivas y Experiencias desde la Academia. *Revista de Ingeniería*, nº 45, 2017, pp. 12-21. Universidad de los Andes, Bogotá D.C., Colombia. 2017.
13. INVIAS, Artículo 442P – 17. Especificación particular para mezcla asfáltica natural. Instituto Nacional de vías. Colombia, 2017.
14. Mantilla-Forero y Castañeda-Pinzón. Estudio experimental del efecto del caucho reciclado y la asfaltita en el desempeño del asfalto. *Revista DYNA*, 86 (208), pp. 257-263, January - March, 2019.
15. Torres-Zafra, J.L. Resultados de la revisión de las posibilidades de ocurrencias de asfaltita, rocas bituminosas y manaderos de asfalto para su uso local. Instituto de Geología y Paleontología. Cuba, 2019.
16. Pavimentos cubanos para las rutas de Cuba. *Revista Dimensión* No 3,4 y 5. Año II. La Habana , enero de 1955.
17. Torres-Zafra, J.L. Acerca de la evaluación del potencial de recursos deasfaltitas y rocas bituminosas de la región Habana Matanzas. X Congreso Cubano de Geología (geología'2013). Geología y prospección de minerales no metálicos. Cuba, 2013.
18. Herrera de la Rosa, R. y Pérez Rubio, N. Informe Etapa 05. Caracterización de las muestras extraídas de la roca asfáltica de la zona Peñón-Martí y asfalto nativo de Peñón (Matanzas). PNAP 04.07/19. Introducción y generalización del empleo de las asfaltitas y rocas asfálticas como materia prima en la elaboración de mezclas asfálticas. Centro Investigación Desarrollo Construcción. MICONS. La Habana, Cuba. 2020.
19. Herrera de la Rosa, R. y Pérez Rubio, N. Informe Etapa 03. Caracterización de las muestras de la asfaltita del distrito Mariel Cayajabos. Yacimiento La Manuela. PNAP 04.07/19. Introducción y generalización del empleo de las asfaltitas y rocas asfálticas como materia prima en la elaboración de mezclas asfálticas. Centro Investigación Desarrollo Construcción. MICONS. La Habana, Cuba. 2021.

20. Herrera de la Rosa, R. y Pérez Rubio, N. Informe Etapa 08. Caracterización de las muestras de la asfaltita Bejucal en la provincia de Mayabeque. PNAP 04.07/19. Introducción y generalización del empleo de las asfaltitas y rocas asfálticas como materia prima en la elaboración de mezclas asfálticas. Centro Investigación Desarrollo Construcción. MICONS. La Habana, Cuba. 2021
21. NC 178:2002. Áridos. Análisis granulométrico. Oficina Nacional de Normalización. Cuba, 2022.
22. NC 759:2010. Áridos para mezclas asfálticas. Requisitos. Oficina Nacional de Normalización. Cuba, 2022.
23. INVE-783-13 Contenido de humedad de mezclas asfálticas en caliente por el método de secado en el horno. Manual de normas y especificaciones del INVIAS. Colombia. 2013.
24. NC 186:2002. Arena. peso específico y absorción de agua. Método de ensayo. Oficina Nacional de Normalización. Cuba, 2022.
25. NC 181:2002 Áridos. Determinación del peso volumétrico. Método de ensayo. Oficina Nacional de Normalización. Cuba, 2022.
26. NC 398:2005. Materiales bituminosos y bituminosos modificados. Pinturas y adhesivos. Métodos de ensayo. Materia fija y volátil. Oficina Nacional de Normalización. Cuba, 2022.
27. INV E 705-13 Contenido de material inorgánico o cenizas en los materiales bituminosos. Manual de normas y especificaciones del INVIAS. Colombia. 2013.
28. NC ASTM D5:2014. Industria del petróleo. Método de ensayo estándar para penetración de materiales bituminosos (ASTM D 5: 2013, IDT). Oficina Nacional de Normalización. Cuba, 2022.
29. NC ASTM D 36:2016. Industria del petróleo. Método de ensayo estándar para determinar el punto de ablandamiento del bitumen (aparato de anillo y bola) (ASTM D 36: 2014, IDT). Oficina Nacional de Normalización. Cuba, 2022.
30. ASTM D4402/D4402M – 15. Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer. Committee D04 on Road and Paving Materials. Annual Book of ASTM Standards.
31. ASTM D 2549 – 91 (Reapproved 1995) Standard Test Method for Separation of Representative Aromatics and Nonaromatics Fractions of High-Boiling Oils by Elution Chromatography. Committee D04 on Road and Paving Materials. Annual Book of ASTM Standards.
32. ASTM D 6560-00. Standard Test Method for determination of Asphaltenes (Heptane Insolubles) in Crude Petroleum and Petroleum Products. Committee D04 on Road and Paving Materials. Annual Book of ASTM Standards.
33. ASTM D 4006 – 81 (Reapproved 2000). Standard Test Method for Water in Crude Oil by Distillation. Committee D04 on Road and Paving Materials. Annual Book of ASTM Standards.
34. ASTM D1552-00 Standard Test Method for Sulfur in Petroleum Products (High-Temperature Method). Committee D04 on Road and Paving Materials. Annual Book of ASTM Standards.
35. CEINPET. Informe de Caracterización del bitumen extraído de rocas. Laboratorio de análisis y tecnologías de productos pesados de petróleo. Contrato CIDC-CEINPET. 2020-2021.
36. INVE-724-13. Índice de penetración de los cementos asfálticos. Manual de normas y especificaciones del INVIAS. Colombia. 2013.

Evaluación De La Estructura De Pavimento En Carreteras De Montaña

Evaluation Of Pavement Structures On Mountain Roads

Autores

Anthony Fabian Zapata Rogel¹, Manuel Elian Luna Guamán², Carlos Eugenio Sánchez Mendieta³, Yudy Patricia Medina Sánchez⁴

¹Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Huaquillas, azapata5@utmachala.edu.ec

²Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, El Guabo, mluna5@utmachala.edu.ec

³Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala, csanchez@utmachala.edu.ec

⁴Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Pasaje, ymedina@utmachala.edu.ec

RESUMEN

La carencia de mantenimiento vial conlleva diversos problemas como el aumento de costos de operación de los vehículos, mayor riesgo de accidentes de tránsito, y reducción de la vida útil del pavimento. En este contexto, se presenta una metodología para evaluar la estructura del pavimento en carreteras de montaña aplicada a la vía Quera-Porotillo-Chilla con la finalidad de determinar si la vía ofrece un servicio vial adecuado. Esta metodología comprende el análisis de indicadores como el uso de suelo, el índice de condición de pavimento y ensayos de laboratorio. La evaluación comienza con una inspección visual que permite recopilar información sobre el uso del suelo para establecer la relevancia de la vía. Luego, se aplica el método del índice de condición del pavimento para clasificar el estado del pavimento según la normativa correspondiente. Posteriormente, se realizaron ensayos de laboratorio con muestras de suelo extraídas de la vía que proporcionan datos de granulometría y capacidad portante, los cuales son clasificados según las normativas establecidas por la ASTM y el Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Por último, se analizaron los resultados de los indicadores usados con lo cual se obtiene una ponderación final, indicando un estado regular de la estructura del pavimento en la vía estudiada. Se concluye que la evaluación de la vía mediante los indicadores empleados en este estudio permite identificar deficiencias superficiales y estructurales de manera precisa y confiable, esto facilita la formulación de propuestas de mejora para garantizar un adecuado servicio de vialidad.

Palabras claves: capacidad portante del suelo, evaluación de pavimento, índice de condición de pavimento, pavimento flexible, subrasante.

ABSTRACT

life. In this context, a methodology is presented to evaluate the pavement structure of mountain roads applied to the Quera-Porotillo-Chilla road in order to determine whether the road offers adequate road service. This methodology includes the analysis of indicators such as land use, pavement condition index and laboratory tests. The evaluation begins with a visual inspection to gather information on land use to establish the relevance of the road. Then, the pavement condition index method is applied to classify the condition of the pavement according to the corresponding standards. Subsequently, laboratory tests were carried out with soil samples taken from the road to provide data on granulometry and bearing capacity, which are classified according to the regulations established by ASTM and the Ministry of Transportation and Public Works. Finally, the results of the indicators used were analyzed to obtain a final weighting, indicating a regular condition of the pavement structure in the studied road. It is concluded that the evaluation of the road by means of the indicators used in this study allows identifying surface and structural deficiencies in a precise and reliable manner, which facilitates the formulation of improvement proposals to guarantee an adequate road service.

Keywords: bearing capacity of soil, pavement evaluation, pavement condition index, flexible pavement, subgrade.

1. INTRODUCCIÓN

Las carreteras constituyen un pilar esencial en la economía y desarrollo de un país porque permiten la accesibilidad y movilización de personas o bienes a diferentes comunidades [1], por tal razón, es importante que la estructura vial se mantenga en estado óptimo garantizando un alto nivel de seguridad a todos los usuarios [2]. Una buena movilidad es producto de una estructura de pavimento en buen estado, para lo cual se deben tener los espesores adecuados de las diferentes capas que conforman la estructura de pavimento, como lo son: la capa de rodadura, base y subbase, apoyadas sobre la subrasante [3]. Estos espesores de capas están en función de diferentes variables, como: características de los materiales, sollicitación del tráfico, propiedades mecánicas de la subrasante y factores climáticos que soporta el pavimento [4].

La provincia de El Oro, ubicada en Ecuador cuenta con 67,12% de vías en estado regular, 18,70% en pésimas condiciones y 14,18% en buen estado. El cantón Chilla cuenta con una longitud de 77,17 km de vías que representa el 2,38% del total de vías en la provincia, de la cual 40,38 km reciben un mantenimiento periódico y 6,85 km un mantenimiento rutinario, siendo este último el valor más bajo de toda la provincia según el Consorcio de gobiernos autónomos provinciales del Ecuador en el año 2019. Por esta razón, es importante utilizar metodologías que permitan evaluar la condición superficial del pavimento, y también realizar ensayos para determinar su comportamiento y propiedades mecánicas [5], de manera que se pueda decidir cuáles son los trabajos de mantenimiento eficientes y oportunos, evitando sobrecostos de operación y deterioro progresivo de la vía [6]. El autor González [7] menciona que el deterioro del pavimento está relacionado con los materiales, espesores de carpeta asfáltica, tránsito [8] y condiciones climatológicas [9]. Es por esto que, Silva [10] hace mención en su artículo científico acerca de la importancia de realizar un sistema de gestión de pavimentos, ya que sirve como base al momento de diseñar, evaluar y mantener una vía, facilitando la toma de decisiones, de tal manera que se permita tener una estructura vial en buenas condiciones durante el periodo de vida útil, optimizando la mayor cantidad de recursos y logrando reducir el costo de operación.

Según Gadha, Setyawan y Syafi'i [11] mencionan que el método de PCI [12] se utiliza ampliamente en todo el mundo para evaluar la condición de los pavimentos y priorizar las reparaciones de mantenimiento. Este método se basa en una evaluación visual de la superficie del pavimento, en la que se identifican y puntúan una serie de tipos de daños, como grietas, baches y desgaste superficial. En diversas ubicaciones, varios investigadores han empleado esta metodología debido a su capacidad para cuantificar y cualificar con precisión el nivel de deterioro de la infraestructura vial [13]. Ejemplos notables de su aplicación incluyen el estudio de Almuhanha, Ewadh y Alasadi [14] en Kerbala-Irak, la investigación de Al-Neami, Al-Rubae y Kareem [15] llevada a cabo en Kut-Irak, el trabajo de Putra y Suprpto [16] en Maringá-Brasil, así como la evaluación realizada por Cruz y Gutiérrez [17] en Lima-Perú y la contribución de Baque [18] en Manta-Ecuador. Con la aplicación de esta metodología se obtiene una medida del estado actual del pavimento lo que permite desarrollar planes de mantenimiento preventivo y prolongar la vida útil.

El índice de condición de pavimento se puede determinar a través de evaluaciones objetivas y subjetivas, mediante el método PCI [12]. La diferencia entre estas dos evaluaciones es que la objetiva se realiza mediante fichas de observación, registrando cada tipo de falla, por su parte, la evaluación subjetiva depende de la percepción del evaluador. Pinatt [19] menciona en su artículo que se puede utilizar el método subjetivo para facilitar el proceso en la evaluación de las vías puesto que es un procedimiento más rápido y simple en comparación con la evaluación objetiva, ya que los resultados fueron cercanamente iguales. Sin embargo, Pescador, Prado y Barbosa [20] mencionan que la diferencia minúscula que existe entre estos métodos podría ser a causa de que en la inspección objetiva se consideran todos los defectos de la vía, en cambio en el otro método el evaluador podría omitir ciertas fallas ya que considera que no representan mayor importancia. Por lo tanto, para este trabajo de investigación se optó por utilizar la evaluación objetiva puesto que se obtendrán resultados más técnicos y confiables, con la finalidad de obtener los tramos más deteriorados para con ese mayor daño realizar un estudio de la estructura de pavimento e investigar la causa que origina la falla a través de los resultados que se obtienen de los ensayos de laboratorio. El método PCI está definido en la norma ASTM D 6433 - 07 [12] y consiste en determinar el índice de condición del pavimento según la clase, severidad y cantidad del tipo de falla.

Por otra parte, la expansión urbana, agrícola, turística y el desarrollo de infraestructuras producidas por el ser humano son algunos de los factores que inciden directamente en el cambio del uso del suelo [21]. En Carolina del Norte, Estados Unidos los autores Pulugurtha y Mathew [22] realizaron una investigación con la finalidad de determinar la influencia del uso del suelo, las características e importancia de la vía. En este sentido, la integración del análisis del uso de suelo en la evaluación de una carretera adquiere relevancia ya que se puede relacionar con el índice de condición del pavimento [12], debido a la influencia directa que las actividades de desarrollo y cambios en las zonas laterales ejercen sobre el flujo vehicular. Cuando una región experimenta un crecimiento urbano significativo o se produce un cambio en las zonas laterales, esto a menudo resulta en un aumento del tráfico y una mayor carga sobre las carreteras. Este aumento en el flujo vehicular puede acelerar el desgaste del pavimento, lo que a su vez tiene un impacto negativo en el PCI [12]. Por lo tanto, la comprensión de cómo el uso del suelo afecta el flujo vehicular es esencial para evaluar y prever la condición del pavimento y tomar decisiones informadas sobre su mantenimiento y mejora.

Con respecto a los ensayos de laboratorio como granulometría y CBR, son fundamentales para clasificar las distintas capas que componen la estructura del pavimento y determinar la capacidad portante de la vía, garantizando su alineación con las especificaciones establecidas por las diversas normativas vigentes en el país. Estos ensayos permiten evaluar si el suelo cumple con los estándares establecidos y clasificar su conformidad con las normas aplicables, asegurando así la calidad y seguridad de la infraestructura vial.

El propósito de realizar la combinación de los tres elementos es evaluar el estado de una carretera. El índice de condición de pavimento (PCI) se utiliza para determinar el estado de la carpeta asfáltica, mientras que se analiza el uso de suelo para obtener el nivel de importancia de la vía. Además, se realizan ensayos de laboratorio para evaluar el nivel de resistencia que presenta el suelo, lo que permite identificar el tipo de fallo presente en la estructura de pavimento. Esta combinación de elementos proporciona una evaluación completa de una carretera de montaña.

1. 1. Alcance Y Objetivos

La finalidad de este trabajo de investigación es la evaluación de la estructura de pavimento en carreteras de montaña mediante una propuesta metodológica que consideró indicadores como el uso de suelo, índice de condición de pavimento (PCI) y ensayos de laboratorio, para un adecuado servicio de vialidad en la carretera Quera-Porotillo-Chilla. Con estos resultados se obtuvo una visión completa y precisa del estado de la estructura de pavimento, lo que permitirá tomar decisiones fundamentadas para su mantenimiento y mejora. Los resultados del presente estudio se exponen mediante tablas, con el objeto de exhibir a mayor detalle la evaluación realizada.

2. METODOLOGÍA

El uso continuo de las carreteras por cargas de tránsito y factores ambientales provocan un deterioro progresivo denominado como degradación de calidad que sufre el pavimento [23], aquello repercute en el confort de los actores de tránsito, pues en ciertas ocasiones conlleva a que los vehículos sufran daños físicos en sus equipos por problemas suscitados durante el viaje. Es por esta razón que el objeto de estudio es la carretera Quera-Porotillo-Chilla, ya que los usuarios de la vía no reciben el servicio adecuado de mantenimiento vial. La longitud es de 42,00 km de largo y está ubicada en el Noreste de Chilla. Actualmente la vía está constituida por dos carriles de doble sentido y cuenta con un ancho de 6,30 metros. En la figura 1 se presenta la extensión del objeto de estudio.

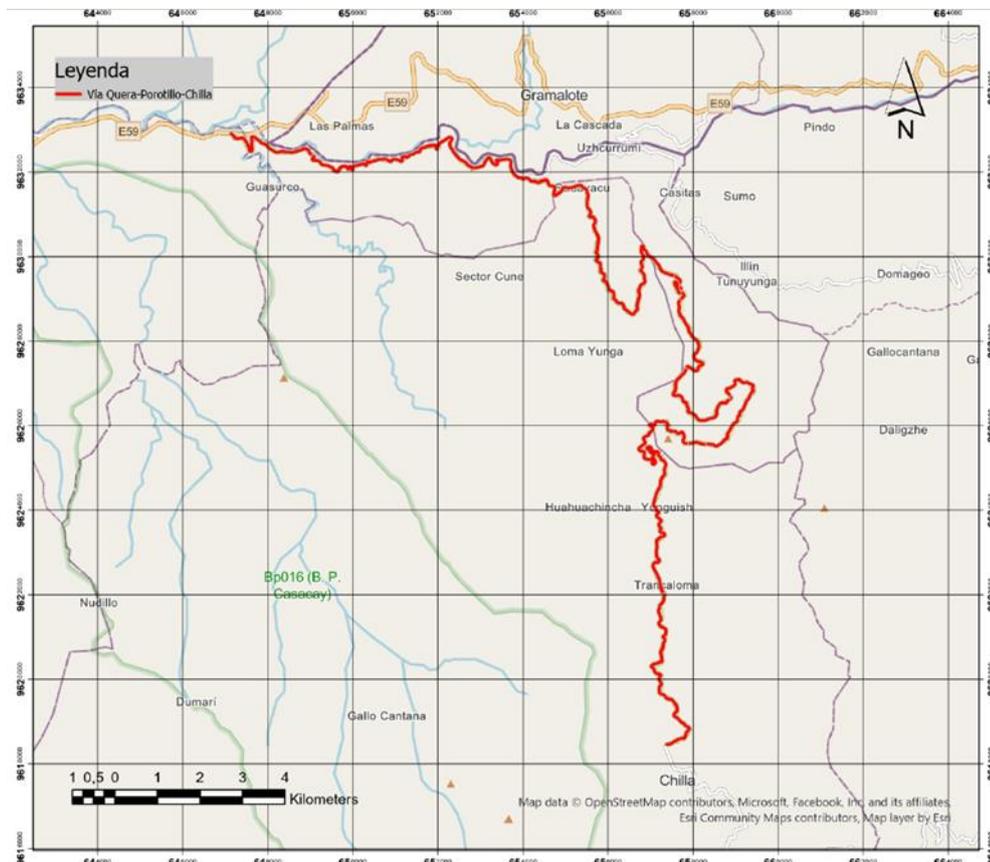


Figura 1: Vía de estudio Quera-Porotillo-Chilla

Sobre la base de los requerimientos de este trabajo se aplicó un enfoque mixto, dado que los tipos de investigación que permitieron llevar a cabo el presente estudio fueron: documental, ya que hace referencia a la búsqueda de información en fuentes como artículos científicos, trabajos de maestría, textos guía, entre otros y, de campo, puesto que se sustenta mediante información proveniente del lugar de estudio, como fichas de observación, cuestionarios, evaluación visual y ensayos de prospección.

Se planteó utilizar como primera variable el estudio del uso del suelo, con el propósito de determinar el nivel de importancia de la vía Quera-Porotillo-Chilla, a través de los resultados que se obtienen del análisis de los diferentes tipos de superficies encontradas en las zonas laterales de la vía, ver tabla 1. Se consideró el análisis de la superficie utilizada para fines agrícolas, industria ligera y residencial unifamiliar en una zona de influencia de 30 metros medida a partir del borde de la vía.

Tabla 1: Categorías del uso del suelo

Categorías de uso del suelo	Descripción
Agrícola	Superficie utilizada con fines agrícolas.
Servicio comercial	Farmacia, peluquería, notaría, cooperativa banco, distribuidora de gas.
Gobierno	GAD, registro de la propiedad, biblioteca, subestación eléctrica, UPC, centro de salud.
Institucional	Unidades educativas.
Industria ligera	Área minera (cantera de materiales pétreos).
Oficina	Oficina de información turística, ministerio de inclusión económica y social.
Recreativo/social	Hotel, parque, iglesia, balneario, cancha deportiva.
Venta minorista	Área comercial minorista.
Residencia unifamiliar	Área con viviendas unifamiliares.
Transporte	Cooperativas y paradas de autobuses.

Para establecer el tipo de fallo de la estructura de pavimento, se deben conocer las características mecánicas del suelo, las cuales se obtienen mediante el ensayo de CBR, siendo este el método que permite cuantificar la capacidad portante del suelo. Las calicatas realizadas en este trabajo de investigación para determinar las características y propiedades del suelo, contaron con dimensiones de 1,50 m x 1,00 m a una profundidad a 1,50 m para realizar los ensayos de laboratorio correspondientes. Estos ensayos son: granulometría, proctor modificado y CBR, con el fin de realizar un análisis comparativo entre los resultados y las especificaciones técnicas establecidas por la normativa MTOP [24] y ASTM D 1883 - 07 [25].

El proceso metodológico se detalla en la tabla 2, donde se inicia la evaluación de la estructura de pavimento a través del análisis de uso de suelo, para lo cual se toman en cuenta indicadores como la importancia de la vía y conectividad vial. Estos indicadores se evalúan mediante criterios como la influencia de las zonas laterales en la carretera y la existencia de conectividad para diferentes sectores con la finalidad de determinar el grado de importancia de cada categoría con la vía. Posteriormente se procede a determinar el estado actual de la carpeta asfáltica mediante el método PCI [12], con el fin de establecer si el pavimento se encuentra en óptimas condiciones. Finalmente, se realizaron dos calicatas en los dos tramos con mayor deterioro según los resultados del PCI, con el propósito de realizar los ensayos correspondientes y así determinar si las fallas son resultado de deterioros superficiales o fallos en la estructura.

Tabla 2: Indicadores para evaluar la estructura de pavimento

Proceso	Indicador	Descripción	Instrumento	Técnica	Criterio
Uso de Suelo	Importancia de la vía	Nivel de importancia de la vía en función de las diferentes variables	Fichas de observación	Observación de campo	Cumple la vía con importancia representativa para el lugar
Método PCI	Condición de la carpeta asfáltica	Estado actual del pavimento	Fichas de observación	Observación de campo, Análisis de contenido	Cumple con un pavimento en óptimas condiciones
Análisis de la estructura de pavimento	Capacidad de la estructura de pavimento	Nivel de resistencia presente en la estructura del suelo	Equipos de laboratorio	Análisis comparativo	Cumple con las especificaciones establecidas por la ASTM

La valoración de los indicadores se llevó a cabo mediante el método multicriterio, empleando fichas de cotejo completadas por profesionales y expertos en el ámbito de suelos y servicio de vialidad, permitiéndoles expresar la importancia relativa que asignan a cada indicador en relación con los demás. Siguiendo la pauta establecida en el artículo de Gadha, Setyawan y Syafi'i [11], se aplicó un enfoque de análisis multicriterio para asignar valores que reflejaran el nivel de importancia de un indicador sobre otro. Estos valores son: uno cuando ambos indicadores presentan igual importancia, tres cuando un indicador es moderadamente importante, cinco cuando es fuertemente importante, siete cuando la importancia es muy fuerte y, finalmente, nueve cuando la importancia es extremadamente fuerte. Con base en estos datos iniciales, se procedió a realizar el proceso analítico jerárquico (AHP) que consiste en la inversa del valor numérico asignado por el especialista hacia cada indicador y así obtener las ponderaciones para cada una de las variables. Finalmente, las valoraciones definitivas de cada indicador se calcularon promediando los valores de los distintos expertos. La tabla 3 detalla las ponderaciones resultantes de cada especialista y presenta la ponderación final.

Tabla 3: Ponderaciones de cada indicador

	Especialista 1	Especialista 2	Especialista 3	Especialista 4	Ponderación Final
Uso de suelo	0,15	0,10	0,10	0,20	0,15
PCI	0,35	0,25	0,21	0,30	0,30
Análisis del suelo	0,50	0,65	0,69	0,50	0,55
TOTAL	1	1	1	1	1

La valoración final de la evaluación de la estructura de pavimento se determina mediante la suma de la ponderación de cada indicador. A través de la tabla 4, que incorpora criterios técnicos fundamentados en la experiencia de los especialistas evaluados en el análisis jerárquico, es posible determinar el estado de la vía. Esta tabla presenta tres categorías de clasificación, lo que permite una evaluación precisa y completa de la estructura del pavimento.

Tabla 4: Evaluación de la estructura de pavimento

Ponderación	Estado de la vía
0,76 - 1	Bueno
0,51 - 0,75	Regular
0 - 0,5	Malo

3. RESULTADOS

Para asignar la ponderación a cada indicador, se contó con la opinión de un grupo cuatro de especialistas. Estos evaluaron los resultados obtenidos en cada proceso y otorgaron calificaciones siguiendo los criterios delineados en la tabla 2. A continuación, se presentan los resultados específicos de cada variable.

En base a los resultados del estudio realizado en una franja de 30 metros a cada lado de la vía, se determinó que el 0,40% representa a las viviendas, el 0,87% a sector agrícola y el 98,73% a zona arbustiva, por lo tanto, el uso de suelo no representa mayor influencia en el flujo del tránsito, debido a que se obtuvo un mayor porcentaje de zona boscosa, por lo tanto, las zonas laterales que están a lo largo de la vía no influyen significativamente en la importancia de la vía. Sin embargo, es la única vía que permite el acceso al cantón Chilla, a la parroquia Uzhcurrumi y otros sectores a lo largo de su recorrido, por lo que es muy importante para el sector, y por esta razón se le otorgó la máxima ponderación de 0,15.

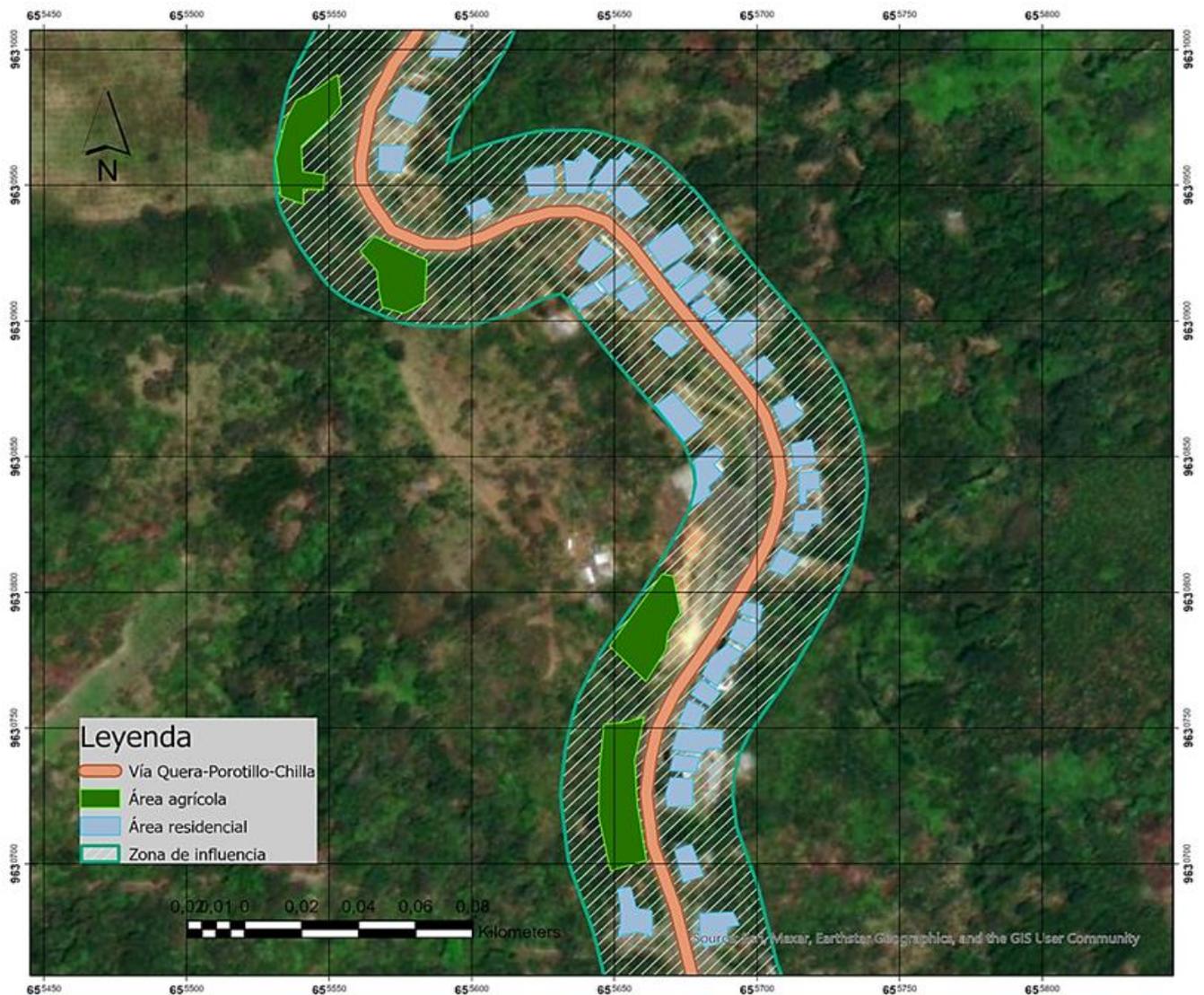


Figura 2: Franja de 30 metros en la vía de estudio

En cuanto a la evaluación PCI, se consideró una longitud de muestra de 50 metros, lo que resulta en una superficie de 315 m², manteniéndose dentro del rango permitido por la ASTM D-6433 [12]. Teniendo en cuenta la longitud de la muestra se determinó que el número total de unidades de muestreo es de 840, además, se utilizó una desviación estándar de 10 y un error admisible de 5%, valores que fueron tomados de la norma ASTM D6433 [12]. Mediante un cálculo matemático se determinaron 16 unidades de muestra a evaluar, con un intervalo de 52 unidades, es decir, cada 2600 metros. Se identificó que el desprendimiento de agregados está presente en todos los tramos de la vía, representando un significativo 80,09 % de la totalidad de las fallas observadas. Por otro lado, la grieta de borde es la falla con menor incidencia, siendo detectada en tan solo un 0,17% de las unidades de muestra. Finalmente, como resultado de la evaluación de PCI se obtuvo un valor de 49,93, lo que indica que el estado de la carpeta asfáltica de la vía Quera-Porotillo-Chilla es considerado "Regular", al encontrarse dentro del rango de 41 a 55. En base a este resultado se le asignó una calificación de 0,15 sobre 0,30, ya que el PCI obtenido representa el 50% de la evaluación total. En la tabla 4, se presentan los tramos evaluados con su respectiva ponderación obtenida de la evaluación PCI, así mismo con su clasificación del pavimento.

Tabla 4: Resultados de la evaluación PCI

Resumen de clasificación de PCI							
Unidad de muestra	Prog. Inicial (km)	Prog. Final (km)	Área (m ²)	Max VDC	(PCI) Calculado	Clasificación del pavimento	Color
M - 01	KM 0+000	KM 0+050	315	65,01	34,99	Malo	Rojo
M - 02	KM 2+650	KM 2+700	315	30,80	69,20	Bueno	Amarillo
M - 03	KM 5+300	KM 5+350	315	71,95	28,05	Malo	Rojo
M - 04	KM 7+950	KM 8+000	315	71,88	28,12	Malo	Rojo
M - 05	KM 10+600	KM 10+650	315	72,27	27,73	Malo	Rojo
M - 06	KM 13+250	KM 13+300	315	47,22	52,78	Regular	Naranja
M - 07	KM 15+900	KM 15+950	315	75,65	24,35	Muy malo	Marrón
M - 08	KM 18+550	KM 18+600	315	15,80	84,20	Muy bueno	Verde claro
M - 09	KM 21+200	KM 21+250	315	10,27	89,73	Excelente	Verde oscuro
M - 10	KM 23+850	KM 23+900	315	13,11	86,89	Excelente	Verde oscuro
M - 11	KM 26+500	KM 26+550	315	34,79	65,21	Bueno	Amarillo
M - 12	KM 29+150	KM 29+200	315	39,31	60,69	Bueno	Amarillo
M - 13	KM 31+800	KM 31+850	315	51,72	48,28	Regular	Naranja
M - 14	KM 34+450	KM 34+500	315	65,03	34,97	Malo	Rojo
M - 15	KM 37+100	KM 37+150	315	93,08	6,92	Fallado	Gris
M - 16	KM 39+750	KM 39+800	315	43,30	56,70	Bueno	Amarillo

Después de llevar a cabo la evaluación del Índice de Condición del Pavimento, se seleccionaron los tramos más deteriorados, específicamente las muestras M-07 y M-15. Esta elección se efectuó con el propósito de llevar a cabo ensayos de prospección y discernir si el deterioro observado se origina en daños superficiales o en la estructura misma del pavimento. Estos tramos fueron identificados como los más críticos durante la evaluación y mediante ensayos de laboratorio basado en las normativas MTOP [24] y ASTM D 1883 – 07 [25], se pudieron determinar las propiedades mecánicas de la estructura del pavimento en la vía Quera-Porotillo-Chilla.

El análisis granulométrico se realizó considerando los diferentes tipos de clasificación para una base y subbase según el MTOP [24], donde establece que la capa de base se puede clasificar como base clase I tipo A, clase I tipo B, clase II, clase III y clase IV. Por otra parte, la clasificación de subbase puede ser clase 1, clase 2 y clase 3. Mediante la realización de ensayos de granulometría, se logró establecer el grado de conformidad de los materiales granulares extraídos de dos puntos específicos en la carretera en cuestión.

En el kilómetro 15+900, a una profundidad de 0,50 metros, los resultados demostraron que el material cumple con los requisitos para ser clasificado como base clase I tipo B ya que el porcentaje del material pasante se encuentra dentro de la curva granulométrica que especifica la normativa MTOP [24], así como también cumple con las condiciones necesarias para pertenecer a la categoría de base clase II. No obstante, al investigar a una profundidad mayor de 1,00 metro, se constató que dicho material no se ajusta a ninguna de las categorías establecidas para los tres tipos de subbase según las especificaciones emitidas por el MTOP, ya que los valores del material pasante no se encuentran dentro de los rangos establecidos por la normativa. En el caso del kilómetro 37+100, la muestra recolectada a una profundidad de 0,50 metros no se encontró dentro de los límites estipulados para ser considerada como material granular de base. Sin embargo, el material granular tomado a 1,00 metro de profundidad satisface las condiciones requeridas para ser clasificada en las categorías de clase 1, clase 2 y clase 3 de material de subbase.

A partir de la ejecución del ensayo de proctor modificado, se logró identificar la humedad óptima para las dos muestras de suelo obtenidas en las abscisas previamente mencionadas. Los resultados de este procedimiento arrojaron que, para la primera muestra, a una profundidad de 1,50 metros, la humedad óptima alcanzó un valor de 9,94%, acompañada de una densidad seca máxima de 2,14 gr/cm³. En el caso de la segunda muestra, se determinó una humedad óptima de 19,03%, y una densidad seca máxima de 1,842 gr/cm³. Estos resultados sentaron las bases para la evaluación de la capacidad de soporte del suelo a través del ensayo de California Bearing Ratio (CBR).

Mediante el ensayo CBR, se obtuvo la resistencia que presenta el suelo y la capacidad para soportar cargas del pavimento. Los resultados revelaron que la primera muestra tenía una densidad seca de 1,926 gr/cm³ y un CBR de 41,20% a una compactación del 90%, lo cual la clasifica como subrasante de muy buena calidad, según la ASTM D 1883 – 07 [25]. En cambio, para la segunda muestra se logró determinar una densidad seca de 1,658 gr/cm³ y un CBR de 19,90%. Estos resultados colectivamente contribuyen a la categorización de una subrasante regular, ya que se encuentra posicionada en el intervalo de 10–20% según la escala de clasificación definida por Bowles [26] y expuesta en la tabla 6. Todos estos hallazgos significativos se encuentran presentados de manera más organizada y detallada en la tabla 5, facilitando su comprensión y comparación.

Tabla 5: Valores de CBR y densidad seca

Calicata 1 (1,50 m)	Calicata 2 (1,50 m)
Compactación	Compactación
90 %	90 %
Densidad seca (gr/cm³)	Densidad seca (gr/cm³)
1,926	1,658
CBR %	CBR %
41,20	19,90

Tabla 6: Clasificación del suelo según CBR

CBR (%)	Clasificación
0 – 5	Subrasante muy mala
5 – 10	Subrasante mala
10 – 20	Subrasante regular
> 20	Subrasante muy buena

Para la ponderación del último indicador, se llevó a cabo un análisis considerando cada una de las capas presentes en la estructura del pavimento. Se asignó una calificación máxima de 0,09 para cada una de las capas: base, subbase y subrasante, en cada punto de muestreo. En el caso de no cumplir con las especificaciones técnicas se otorgará un valor de 0,00. Primero, se evaluaron los resultados de la subrasante, otorgándole un valor de 0,07 a la primera calicata debido a que la muestra fue clasificada como subrasante regular, en cambio, para la segunda muestra se otorgó la máxima calificación de 0,09 ya que la muestra demostró ser de subrasante muy buena. En cuanto a la base, la primera muestra cumplió con los requisitos para ser considerada como tal, lo que se tradujo en un valor de 0,09 y en la segunda muestra se le asignó el valor de 0,00 ya que los resultados se encontraron fuera del rango permitido por el MTOP. Por último, en la clasificación de subbase, la primera muestra no cumplió con la normativa por lo tanto no se le asignó un valor, en cambio la segunda muestra sí cumplió con las especificaciones técnicas, por lo que, se asignó un valor de 0,09. Tras completar el proceso de ponderación para cada capa de la estructura del pavimento, se sumaron los valores resultantes, arrojando un indicador final de 0,34. A continuación, se presenta de manera detallada en la tabla 7 los resultados obtenidos mediante la metodología aplicada.

Tabla 7: Resultados de la evaluación

Indicador	Descripción	Ponderación
Importancia de la vía	Nivel de importancia de la vía en función de las diferentes variables	0,15
Condición de la carpeta asfáltica	Estado actual de la carpeta asfáltica	0,15
Capacidad de la estructura de suelo	Nivel de resistencia presente en la estructura del suelo	0,34
TOTAL		0,64

Según la metodología propuesta, se obtuvo una ponderación de 0,64, lo cual indica, de acuerdo con la tabla 8, que la estructura de pavimento de la vía Quera-Porotillo-Chilla se encuentra en estado regular. Esto se atribuye a las causas que se mencionan en la interpretación de resultados de cada indicador.

Tabla 8: Resultado de la evaluación

Ponderación	Estado de la vía
0,51 – 0,75	Regular

4. CONCLUSIONES

A través de la revisión bibliográfica se han podido identificar métodos empleados en la evaluación de la estructura de pavimento que garanticen un servicio adecuado de vialidad. En este sentido, se propuso la metodología que considera tres indicadores como: uso de suelo, índice de condición de pavimento y análisis de la estructura del pavimento. La valoración de estos indicadores se llevó a cabo mediante un enfoque de método multicriterio, que implicó la participación de profesionales y expertos altamente capacitados en el campo de suelos y servicios viales. Estos especialistas completaron fichas de cotejo diseñadas para expresar la importancia relativa que asignan a cada indicador en comparación con los demás, permitiendo así un análisis exhaustivo y bien fundamentado.

Se determinó la importancia de la vía en función de los resultados obtenidos a través del uso de suelo los cuales indican que, las zonas laterales como agricultura y viviendas tienen cierta influencia en la vía, sin embargo, su impacto no resulta significativo debido a que predominan extensas zonas arbustivas en los alrededores. Por ende, para este trabajo, la relevancia de la vía de estudio radica principalmente en su función de conectividad, al ser la única ruta de acceso al cantón y a diversas localidades circundantes.

Se evaluó la estructura de pavimento usando el método PCI para determinar la condición de la carpeta asfáltica y los ensayos de laboratorio para obtener una comprensión detallada sobre su composición estructural. A través de los resultados obtenidos se menciona que esto servirá como base para la toma de decisiones y aplicar el tipo de mantenimiento adecuado en la vía.

Se analizaron los resultados obtenidos mediante el enfoque multicriterio en la evaluación de la estructura de pavimento, los cuales permitieron establecer un panorama completo y detallado del estado de la carretera, demostrando que la vía Quera-Porotillo-Chilla se encuentra en un estado regular. Esta metodología resultó de gran importancia, ya que a través de los indicadores es posible identificar deficiencias superficiales y estructurales en la vía, lo cual facilita la formulación de propuestas de mejora con el objetivo de asegurar un nivel de servicio adecuado en términos de vialidad.

1. B. H. Paladines, E. J. Oyola, L. O. Carrion, and E. A. Romero, "Análisis geométrico de la rotonda del monumento a la paz en la ciudad de Huaquillas," *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 3, no. 4, pp. 21–30, 2022, Accessed: Jan. 24, 2023. [Online]. Available: <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/147/109>
2. J. Y. Nuñez, L. A. Salguero, and F. E. Vera, "Asfalto natural alternativa de rehabilitación y mejoramiento de la infraestructura vial del Alto Magdalena Colombia," *Centro Sur*, vol. 4, no. 1, 2020, Accessed: Jan. 27, 2023. [Online]. Available: <http://portal.amelica.org/ameli/jatsRepo/384/3841574005/index.html>
3. C. A. Poveda, "Diseño de estructuras de pavimento flexible y rígido sobre la malla vial del SITP en la localidad de Tunjuelito Calle 55 Sur entre Carreras 19A y 19B con estabilización de subrasante incluyendo material tipo rajón," Universidad Militar Nueva Granada, 2020. Accessed: Mar. 07, 2023. [Online]. Available: <https://repository.unimilitar.edu.co/handle/10654/37284>
4. M. Sánchez, R. Lanz, and T. Martínez, "Detection of deterioration in flexible pavements from the processing of images and models of its surface," *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. 13, no. 1, 2019, Accessed: Feb. 25, 2023. [Online]. Available: <https://www.redalyc.org/journal/1939/193958877006/>
5. O. J. Reyes, M. Mejia, and J. S. Useche, "Técnicas de inteligencia artificial utilizadas en el procesamiento de imágenes y su aplicación en el análisis de pavimentos," *Revista EIA*, vol. 16, no. 31, pp. 189–207, Jan. 2019, doi: 10.24050/reia.v16i31.1215.
6. N. X. Ríos Cotazo, B. Bacca Cortés, E. Caicedo Bravo, and A. Orobio Quiñónez, "Revisión de métodos para la clasificación de fallas superficiales en pavimentos flexibles," *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, vol. 30, no. 2, pp. 109–127, Dec. 2020, doi: 10.18359/rcin.4385.
7. H. González, P. Ruiz, and D. Guerrero, "Propuesta de metodología para la evaluación de pavimentos mediante el índice de condición del pavimento (PCI)," *Ciencia en su PC*, vol. 1, no. 4, pp. 58–71, 2019, Accessed: Feb. 11, 2023. [Online]. Available: <https://www.redalyc.org/journal/1813/181358738015/>
8. F. de M. Zevallos and S. Muñoz, "Vista de Los Factores influyentes en la resistencia al deslizamiento en pavimentos flexibles_ Una revisión literaria _ Ciencia Nicolaita," *Ciencia Nicolaita*, vol. 81, pp. 83–99, 2020, doi: <https://doi.org/10.35830/cn.vi81.535>.
9. M. T. Do, V. Cerezo, and C. Ropert, "Questioning the approach to predict the evolution of tire/road friction with traffic from road surface texture," *Surf Topogr*, vol. 8, no. 2, 2020, doi: 10.1088/2051-672X/ab8ba9.
10. A. Silva, O. D. Leguizamón, and L. L. Valiente, "Gestión de pavimentos basado en Sistemas de Información geográfica (SIG): una revisión," *Ingeniería Solidaria*, vol. 14, no. 26, Sep. 2018, doi: 10.16925/in.v14i26.2417.
11. F. Gadha, A. Setyawan, and Syafi'i, "System model for physical conditions of road components in Magetan district," *MATEC Web of Conferences*, vol. 195, Aug. 2018, doi: 10.1051/mateconf/201819504005.
12. ASTM, "Standard Practice for Roads and Parking Lots Pavement Condition Index Surveys," 2008.
13. S. De La Cruz, C. E. Ibañez, and D. Y. Coaquira, "Determinación de índice de serviciabilidad y capacidad resistente. Caso práctico: pavimentos en Azángaro, Puno, Perú," *Infraestructura Vial*, vol. 24, no. 43, pp. 1–8, May 2022, doi: 10.15517/iv.v24i43.48563.
14. R. R. A. Almuhanha, H. A. Ewadh, and S. J. M. Alasadi, "Using PAVER 6.5.7 and GIS program for pavement maintenance management for selected roads in Kerbala city," *Case Studies in Construction Materials*, vol. 8, pp. 323–332, Jun. 2018, doi: 10.1016/j.cscm.2018.01.005.
15. M. Al-Neami, R. Al-Rubae, and Z. Kareem, "Assessment of Al-Amarah street within the Alkut city using pavement condition index (PCI) and GIS technique," *MATEC Web of Conferences*, vol. 162, Mar. 2018, doi: 10.1051/mateconf/201816201033.
16. D. A. Putra and M. Suprpto, "Assessment of the road based on PCI and IRI roadroid measurement," *MATEC Web of Conferences*, vol. 195, Aug. 2018, doi: 10.1051/mateconf/201819504006.
17. J. Cruz and J. Gutiérrez, "Evaluación superficial de vías urbanas empleando vehículo aéreo no tripulado (VANT)," *Métodos y Materiales*, vol. 8, no. 1, pp. 23–32, 2019, doi: 10.15517/mym.v8i1.34113.

18. B. Baque, "Evaluación del estado del pavimento flexible mediante el método del PCI de la carretera puerto-aeropuerto (Tramo II), Manta.," *Dominio de las ciencias*, vol. 6, no. 2, pp. 203–228, 2020, Accessed: Feb. 14, 2023. [Online]. Available: <https://www.dominiodelasciencias.com/index.php/es/article/view/1163>
19. J. M. Pinatt, M. L. Chicati, J. S. Ildelfonso, and C. R. G. D. arce Filetti, "Evaluation of pavement condition index by different methods: Case study of Maringá, Brazil," *Transp Res Interdiscip Perspect*, vol. 4, Mar. 2020, doi: 10.1016/j.trip.2020.100100.
20. A. Pescador, C. Prado, and H. Barbosa, "Comparação de métodos de avaliação da condição de pavimentos flexíveis com o auxílio de um SIG-T comparison of evaluation methods of flexible pavement condition with a GIS-T assistance," *Revista CIATEC-UPF*, vol. 10, no. 1, pp. 95–103, 2018, doi: 10.5335/ciatec.v10i1.7297.
21. L. Arriaga, "Implicaciones del cambio de uso de suelo en la biodiversidad de los matorrales xerófilos: un enfoque multiescalar," *Investigación Ambiental*, vol. 1, no. 1, pp. 6–16, 2009.
22. S. S. Pulugurtha and S. Mathew, "Modeling AADT on local functionally classified roads using land use, road density, and nearest nonlocal road data," *J Transp Geogr*, vol. 93, May 2021, doi: 10.1016/j.jtrangeo.2021.103071.
23. O. J. Adrianzen, J. J. Azula, C. F. Pacherras, E. D. Rodriguez, and S. P. Muñoz, "Uso de distintos tipos de fibras para mejorar las propiedades mecánicas de la mezcla asfáltica: Una revisión literaria," *Infraestructura Vial*, vol. 24, no. 43, pp. 1–16, Feb. 2022, doi: 10.15517/iv.v24i43.47931.
24. Ministerio de Obras Publicas, "ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCION DE CAMINOS Y PUENTES," 2002.
25. ASTM, "Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils," 2009. [Online]. Available: www.astm.org,
26. J. E. Bowles, *Manual de laboratorio de suelos en Ingeniería civil*. 1980.

Sistemas Integrados De Gestión En Empresas Asociadas A La Construcción De Viales En Villa Clara

Integrated Management Systems in Companies Associated with the Construction of Roads in Villa Clara

Autores

Yasel Valdes Alonso¹, Rosmary Capote Fernández²

¹Ingeniero Civil, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, Villa Clara, yavalonso@uclv.cu

²Ingeniera Civil, Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, Villa Clara, lushydr8@gmail.com

RESUMEN

El presente artículo se titula "Sistemas Integrados de Gestión en empresas asociadas a la construcción de viales en Villa Clara". En la realización del mismo se aplicaron métodos científicos investigativos de recopilación y procesamiento de la información que permitieron constatar la necesidad de una guía para la implementación de los Sistemas Integrados de Gestión en las empresas asociadas a la construcción de viales en Villa Clara. Dichos aspectos dieron premisas a la elaboración de una Metodología que solucione el problema interno de las empresas de viales de no constar con un Sistema Integrado de Gestión o no incluir algún sistema específico de Calidad, Seguridad o Medio Ambiente. Esta herramienta ofrece una respuesta satisfactoria a los avances internacionales de las empresas asociadas a la construcción de viales, de gestionar varios sistemas en una misma administración, facilitando procesos de evaluación y auditorías, asegurando el cumplimiento de requisitos legales, orientando una mejora continua de las empresas, entre otros beneficios. La Metodología elaborada analiza como estudio de caso a las empresas: EMPROY VC y ECOING 25 y además se somete al criterio de especialistas, quienes consideraron que permite unificar horizontalmente la implementación en las empresas y que su estructura y contenido responden a la determinación de necesidades por la cual fue confeccionada.

Palabras claves: *calidad, seguridad y salud del trabajo, Sistemas Integrados de Gestión, medio ambiente, metodología.*

ABSTRACT

The present article is entitled "Integrated Management Systems in companies associated with the construction of roads in Villa Clara". In carrying out the same, scientific investigative methods for the collection and processing of information were applied, which allowed verifying the need for a guide for the implementation of Integrated Management Systems in companies associated with the construction of roads in Villa Clara. These aspects gave premises for the elaboration of a Methodology that solves the internal problem of road companies of not having an Integrated Management System or not including a specific Quality, Safety or Environment system. This tool offers a satisfactory response to the international advances of companies associated with the construction of roads, to manage several systems in the same administration, facilitating evaluation processes and audits, ensuring compliance with legal requirements, guiding continuous improvement of companies, among other benefits. The elaborated Methodology analyzes the companies: EMPROY VC and ECOING 25 as a case study and is also submitted to the criteria of specialists, who considered that it allows horizontal unification of the implementation in the companies and that its structure and content respond to the determination of needs by which was made.

Keywords: *quality, occupational health and safety, Integrated Management Systems, environment, methodology.*

Nota Editorial: Recibido: Mayo 2023 Aceptado: Noviembre 2023

1. INTRODUCCIÓN

Durante la primera década del siglo XXI, el número de organizaciones que implementaban un Sistema de Gestión de la Calidad era limitado debido a que los beneficios de los Sistemas Integrados de Gestión (SIG) no constituían un tema prioritario en la agenda de los profesionales especializados en gestión organizacional. Lo anterior cambió a velocidades vertiginosas y es por eso que hoy, clientes, organismos reguladores estatales y las mismas organizaciones, tienen expectativas y requerimientos mayores en número y en exigencia. El cumplimiento de estos requisitos; sobre todo en las áreas vinculadas a la calidad, medio ambiente y seguridad y salud en el trabajo, condujo a la creación de diferentes Sistemas de Gestión.

Un Sistema Integrado de Gestión, SGI o SIG, constituye un sistema único conformado por un conjunto de documentos, procesos y procedimientos que, en forma integral y multifacética, cumplen con los requisitos de diferentes estándares en diferentes áreas. Es aquel que unifica todos los componentes de la organización en un sistema coherente, que permite el cumplimiento de su propósito y misión, los cuales deben estar enfocados a la satisfacción de las necesidades y expectativas de todas las partes interesadas de la organización, tanto externas como internas [1]. El mismo permite unificar los sistemas de una empresa que tradicionalmente se gestionaba por separado en una única gestión, con el objetivo de reducir costes y maximizar resultados; lo que favorece a la organización para demostrar su compromiso con los clientes y las partes interesadas, partiendo de la dirección empresarial y cubriendo todos los aspectos desde la calidad del producto y el servicio.

Si el sistema se entiende como un conjunto de documentos, procesos y procedimientos, la gestión del sistema equivale a la gestión de todos los conjuntos que en ella tienen lugar. Aunque las recientes publicaciones de los estándares internacionales de ISO están diseñadas para integrar los diferentes Sistemas de Gestión, lo cierto es que la integración natural y predecible se da inicialmente en los Sistemas de Calidad – ISO 9001, Medio Ambiente – ISO 14001 y Seguridad y Salud en el Trabajo – ISO 45001 (derogando la norma OHSAS 18001).

En Cuba, los SIG comenzaron a desarrollarse en las empresas cubanas asociadas a la construcción a partir del 2012 producto de los cambios internos constantes que estas sufrían con el objetivo de mejorar su infraestructura y para aprovechar la experiencia del sistema de gestión de la calidad de la organización como paso a seguir en el camino hacia la calidad total. Para ello comenzó a llevarse a cabo la integración de los sistemas de gestión de la calidad, medio ambiente y salud y seguridad en el trabajo pues resulta menos costoso, consume menos tiempo y genera menos dificultades que los sistemas independientes.

Un SIG permite a la organización demostrar su compromiso con los clientes y las partes interesadas, partiendo de la dirección empresarial y cubriendo todos los aspectos desde la calidad del producto y el servicio, hasta el mantenimiento de las operaciones dentro de una situación de desempeño ambiental y de seguridad y salud del trabajo aceptables [2]. *Actualmente, las organizaciones empresariales se desenvuelven en un mercado globalizado, en el cual la competitividad va muchos más allá de la calidad y de la productividad, trascendiendo al desarrollo y protección del personal, su infraestructura y activos operacionales sin afectar el ambiente.*

El logro simultáneo de eficiencia y eficacia, como base para ser efectivo y lograr competitividad, continúa constituyendo un importante reto para el sistema empresarial cubano. Pero no siempre es fácil en mercados tan competitivos liderar a un sector y, a la vez, verificar la operación y efectividad de los diferentes Sistemas. En las empresas asociadas a la construcción de viales en Villa Clara: EMPROY VC y la ECOING 25 se emplean sistemas de gestión que constantemente están actualizándose en base a las exigencias de la sociedad y los procesos constructivos.

Dichas empresas a pesar de estar asociadas a la construcción de una misma rama (viales) y pertenecer al MICONS emplean SIG o sistemas específicos elaborados para un mismo fin pero que están desvinculados entre sí, principalmente debido a las Bases Generales del Perfeccionamiento Empresarial, que expresan la necesidad de que las empresas cubanas respondan con resultados exitosos al reto que representa hoy lograr eficiencia y eficacia, lo cual determina que se alcance un desempeño que se ajuste a las actuales exigencias del entorno, tanto nacional como internacional. Esto constituye el instrumento de dirección para que las empresas estatales puedan, de forma ordenada, realizar las transformaciones necesarias con el objetivo de lograr la máxima eficacia y eficiencia en su gestión integral.

Los aspectos hasta aquí mencionados justifican la investigación que busca favorecer la implementación horizontal de los Sistemas Integrados de Gestión en empresas asociadas a la construcción de viales en Villa Clara. Para ello se plantea como objetivo proponer una Metodología que unifique de forma horizontal el empleo de los Sistemas Integrados de Gestión: Calidad, Seguridad y Medio Ambiente en las empresas expuestas. Esta Metodología estará dividida por etapas y presenta terminologías afines a los diferentes sistemas con los que se compone un Sistema Integrado de Gestión, además de matrices, esquemas, normativas legales sobre la calidad de los proyectos y la seguridad y la salud en los trabajos, así como llegar a cuantificar los impactos ambientales de un proyecto de construcción.

2. IMPLEMENTACIÓN DE LOS SISTEMAS INTEGRADOS DE GESTIÓN EN LA CONSTRUCCIÓN

Los Sistemas Integrados de Gestión son vistos como una conexión transversal entre las diferentes normas que se expondrán más adelante, dado que las mismas tienen una serie de similitudes y actividades comunes (planificación, documentación, evaluación, entre otras). Antes de llevar a cabo la puesta en marcha de un SIG es necesario que las empresas identifiquen sus necesidades y estrategias particulares.

Un Sistema de Gestión de la Calidad (SGC) define todas las actividades que una empresa debe llevar a cabo para alcanzar sus objetivos de calidad, respetando la política de calidad establecida previamente. El mismo garantiza el control de los procesos, basados en los principios de mejora continua de los resultados y del rendimiento. La implantación, actualización y cumplimiento de la calidad en las obras o proyectos se debe indicar con independencia del estado de la implantación del SGC en las empresas constructoras. En base a lo anterior, la adopción de un sistema de gestión de la calidad es una decisión estratégica para una organización que le puede ayudar a mejorar su desempeño global y proporcionar una base sólida para las iniciativas de desarrollo sostenible [3], [4].

Por otro lado, cuando se hace referencia a la gestión ambiental es importante tener en cuenta que esta se inclina hacia el mantenimiento y mejoramiento del medio ambiente, que constituye el entorno en el cual una organización opera, incluidos el aire, el agua, el suelo, los recursos naturales, la flora, la fauna, los seres humanos y sus interrelaciones. Es por ello que el Sistema de Gestión Ambiental (SGA) está encaminado al ahorro de los recursos. El éxito de un SGA depende del compromiso que tengan las personas que integran la organización a todos los niveles, liderados por la alta dirección. Las empresas pueden aprovechar las oportunidades que existen para prevenir o mitigar los impactos ambientales adversos, además de mejorar los impactos ambientales que sean beneficiosos, de una forma particular los que tienen relación con las implicaciones estratégicas y competitivas [5].

El Sistema de Gestión de Seguridad y Salud en el Trabajo (SG-SST) es parte del sistema de gestión general que comprende el conjunto de los elementos interrelacionados e interactivos, incluida la política, organización, planificación, evaluación y plan de acciones, para dirigir y controlar. El mismo abarca una disciplina que trata de prevenir las lesiones y las enfermedades causadas por las condiciones de trabajo, además de la protección y promoción de la salud de los empleados. La implementación de un SG-SST es una decisión estratégica y operacional para una organización. El éxito del SG-SST depende del liderazgo, el compromiso y la participación desde todos los niveles y funciones de la organización [6].

En base a lo anterior, si se tuviese que representar un SIG como un ser vivo definitivamente lo que se mostraría sería un árbol, donde las ramas constituyen las normas de gestión que abarcan el SGC, el SGA y el SG-SST y el tronco vendría siendo lo común a todas ellas, es decir, su información documentada que abarca desde la política a la asignación de recursos, pasando por la planificación y el control de los procesos y terminando con las auditorías y la revisión gerencial, cada rama de gestión tendrá además procedimientos particulares.

En la gran mayoría de las empresas de mediana y gran dimensión, tanto en las de tipo industrial como en las de construcción están ya presentes las tres funciones: calidad, seguridad y medio ambiente. La organización de las empresas constructoras presenta aspectos diferenciales derivados de las especiales características que presenta su proceso productivo de carácter complejo, por múltiples causas, lo que implica la necesidad de que las organizaciones que se dedican a esta actividad, deben disponer de sistemas de gestiones que les permitan operar con eficacia y eficiencia, de lo contrario no satisfacen las exigencias de los inversionistas.

La Figura 1 muestra el punto de partida de cómo implementar lo básico de un SIG, se debe realizar conforme a los planes establecidos y bajo la responsabilidad de las personas designadas. Esta implementación consiste, fundamentalmente, en aplicar lo definido, en comprobar su cumplimiento y en evaluar su eficacia. Previamente se habrá distribuido la documentación correspondiente a cada puesto de trabajo y se habrán dado todas las explicaciones pertinentes al personal.



FIGURA 1: Implementación sencilla de un sig. Fuente: elaboración propia.

2.1. Diseño Empírico De La Investigación

El desarrollo del presente trabajo comprende la perspectiva de llevar a cabo la elaboración de una Metodología para la implementación del Sistema Integrado de Gestión en empresas asociadas a la construcción de viales en Villa Clara, partiendo desde un enfoque sistémico e integrado. La racionalidad de la construcción de la ciencia implica que toda investigación se diseñe desde lo teórico-metodológico a partir de un posicionamiento coherente en la realidad que sirve de punto de partida al proceso indagatorio[7], en base a ello se asume como método general de la ciencia el dialéctico-materialista.

Se consideró oportuno en la presente investigación el empleo de métodos de procesamiento de la información (nivel teórico) y de recopilación de la información (nivel empírico). Estos permitieron indagar en el objeto de estudio, conocer su realidad actual y contextual para extraer la información necesaria en la construcción de un resultado, llegar a conclusiones y, además, proponer recomendaciones. Dentro de los métodos de procesamiento de la información se utilizaron: histórico-lógico, analítico-sintético e inductivo-deductivo; mientras que los métodos de recopilación de la información empleados son: el análisis de documentos, la encuesta y la entrevista.

Lo antes expuesto determina la realización de una investigación integral, de carácter no experimental, la cual se desarrolla en tres etapas:

- I. Diagnóstico de necesidades en las empresas asociadas a la construcción de viales en Villa Clara sobre la aplicación de los Sistemas Integrados de Gestión.
- II. Diseño de la Metodología para la implementación del Sistema Integrado de Gestión en empresas asociadas a la construcción de viales en Villa Clara.
- III. Valoración por criterio de especialistas de la Metodología propuesta. Esta última etapa aporta a la investigación los elementos para que la propuesta sea válida y efectiva, desde su calidad, como de su aplicación. Además, confirma la posición del especialista respecto a esta.

El Ministerio de la Construcción (MICONS) fundado el 23 de mayo de 1963 constituye el organismo rector de la política de desarrollo de los Servicios de Diseño, Ingeniería y Construcción, producción de Materiales de Construcción y del Sistema de la Vivienda en Cuba. El mismo estuvo a cargo del estudio, concepción y realización de una obra considerada entre las siete maravillas de la Ingeniería Civil de Cuba: el Viaducto de la Farola, que enlaza a las ciudades de Guantánamo y Baracoa; así como de la construcción de las carreteras en el mar, conocidas como pedraplenes, como vía alternativa para acceder a los cayos.

Entre las empresas pertenecientes al MICONS que existen en Villa Clara se encuentran:

- ❖ Empresa de Proyectos de Arquitectura e Ingeniería Villa Clara: Ubicada en C26V+WGG, Av. Liberación, Santa Clara
- ❖ Empresa Constructora de Obras de Ingeniería #25: Localizada en la Calle Prolongación de Colón, # 126 e/2da y 4ta Reparto Cardoso, Santa Clara, Santa Clara; se encuentra bajo la dirección de Heriberto Nilo Mesa Vázquez.
- ❖ Empresa de Materiales para la Construcción de Villa Clara: Ubicada en la Carretera Central #441 Banda Esperanza, Reparto Virginia, Santa Clara, Villa Clara.
- ❖ Empresa Prefabricado y Premezclado UEB Villa Clara: Localizada en la Carretera Central #441 e/ Calle E y, Oquendo, Santa Clara.

Se seleccionaron para el análisis de necesidades dos empresas fundamentales en la línea de viales expuestas anteriormente: la Empresa de Proyectos de Arquitectura e Ingeniería Villa Clara (EMPROY VC) y la Empresa Constructora de Obras de Ingeniería #25 (ECOING 25).

Los resultados del análisis aplicando los diferentes métodos evidenciaron que la EMPROY VC, comenzó aplicando el SGC y obtuvieron su certificado basado en la Norma NC ISO 9001:2001 por la Oficina Nacional de Normalización (ONN) y la Lloyd's Register desde el año 2004, posteriormente en el año 2009 se re-certificó por la NC ISO 9001:2008 y actualmente poseen el certificado de la NC ISO 9001:2015 por la ONN. Por otro lado, en el año 2006 obtuvo el Sello de Reconocimiento Ambiental y en el año 2008 certificó su SGA basado en la norma NC ISO 14001:2004 con la ONN y la Lloyd's Register y actualmente emplean el certificado de la NC ISO 14001:2015 por la ONN.

En varias ocasiones los diseños de la empresa han obtenido el Premio Ambiental otorgado por el MICONS, algunos de ellos son: Villa Las Brujas, Malecón de Caibarién, Aeropuerto Cayo Las Brujas y Hotel Cayo Ensenacho. Además se reconoce que es una de las pocas instituciones estatales asociadas a la construcción que posee un SG-SST certificado por la ONN basado en la NC ISO 45001:2018. La empresa presenta una Política Integrada de Gestión (desarrollada desde agosto de 2012), la cual es difundida a través de la red informática de la empresa y aparece como documento escrito en las áreas de trabajo.

Por su parte la ECOING 25, en sus 28 años de prestaciones de servicios han logrado construir las más diversas, complejas y brillantes obras de la ingeniería cubana, entre las que se encuentra: el Pedraplén Caibarién-Cayo Santa María y el montaje de Plantas de Tratamiento, Residuos y Potabilizadoras. La empresa proyecta su nombre como sinónimo de experiencia y calidad. No cuenta con un SIG, sino con sistemas de gestión específicos. Si esta empresa implementara los tres sistemas en conjunto permitiría realizar un seguimiento continuo a los procesos internos y a la información documentada, demostrando compromiso y responsabilidad con la gestión en cada una de las áreas, así como una mejora de los indicadores de rendimiento de los sistemas de gestión específicos.

3. METODOLOGÍA ELABORADA

En base al análisis de necesidades efectuado anteriormente, donde se evidenció que el empleo de los SIG reduce los costes laborales, optimiza los procesos y recursos y garantiza la calidad total, se hace necesario elaborar una herramienta que responda a la demanda actual de las empresas asociadas a la construcción de vías de comunicación terrestre de implementar los SIG para obtener dichos beneficios. Como todas las empresas de la rama de viales no tienen el mismo objeto social, pues existen: proyectistas, constructoras, suministradoras, etc. se hace necesario constar con una Metodología que unifique de forma lineal los procesos en común entre todas. Se diseña una Metodología regida por el ciclo PHVA (Planificar, Hacer, Verificar y Actuar) lo que distingue a esta herramienta de otras pues persigue la mejora continua empresarial, minimiza errores y maximiza resultados, permite soluciones múltiples rápidamente y se muestran resultados inmediatos. La Metodología se estructura en cinco etapas fundamentales que toda empresa de la rama de las vías de comunicación terrestre debe implementar. Estas etapas son:

Etapas No.1: Ideación/Evaluación.

Para lograr una implementación efectiva de un Sistema Integrado de Gestión se estructura la primera etapa denominada: Ideación/Evaluación. El objetivo de esta etapa es trabajar en la idea que guiará los primeros pasos del proceso de creación que se logra con el sistema de gestión propuesto. Partiendo siempre de dos interrogantes: ¿qué queremos lograr? y ¿cómo lograrlo?

De la respuesta a ellas dependerá el curso de acción que se tomará, pero para ello se debe realizar una evaluación inicial que determine las necesidades de la empresa, así como las ventajas y desventajas que traerá consigo la decisión de integrar o no los sistemas de gestión. Un Sistema Integrado de Gestión ha de amoldarse a las circunstancias que concurren en cada organización y a su grado de introducción de los sistemas de gestión.

Etapa No.2: Planeación/Planificación.

Dentro del proceso la planificación constituye una etapa fundamental y el punto de partida de la acción directiva, consiste en el establecimiento de los objetivos de la gestión integrada (de calidad, ambiental y prevención de riesgos laborales) y en la planificación del SIG (especificando los procesos operativos necesarios y los recursos relacionados para cumplir dichos objetivos). Es en esta segunda etapa donde se debe:

- ❖ Identificar los procesos necesarios para el SIG y su aplicación a través de la organización.
- ❖ Determinar las necesidades de recursos, así como las funciones y responsabilidades de cada miembro de la organización.
- ❖ Determinar los medios de control, seguimiento y medición de dichos procesos.
- ❖ Establecer el modo en que buscará su mejora continua.

Además de que se definirán los documentos de carácter legal, normativo, reglamentario y otros a los que la organización se someta, que regulen el SIG. Como mínimo, un SIG debe incluir:

- ❖ La Política Integrada de la Empresa, que enuncie los objetivos, los principios y los planes de calidad.
- ❖ Un Manual Integrado de Gestión, con la estructura y los contenidos aquí expuestos.
- ❖ Un Manual de Procedimientos de Gestión del SIG.
- ❖ Un Manual de Instrucciones Operativas del SIG.
- ❖ La Información documentada necesaria para la eficaz planificación, desarrollo y control de los procesos.
- ❖ Los registros requeridos.

Deberán identificarse los medios y registros utilizados para la realización de las actividades descritas. Además, se valora el enfoque a procesos de la organización, que son las bases para evaluar el nivel de integración que se propone la organización y se finaliza con la clasificación de estos. También analiza la existencia o no de un SGC, de la respuesta afirmativa o negativa se determina qué es lo que se ejecutará en correspondencia con la Figura 2.

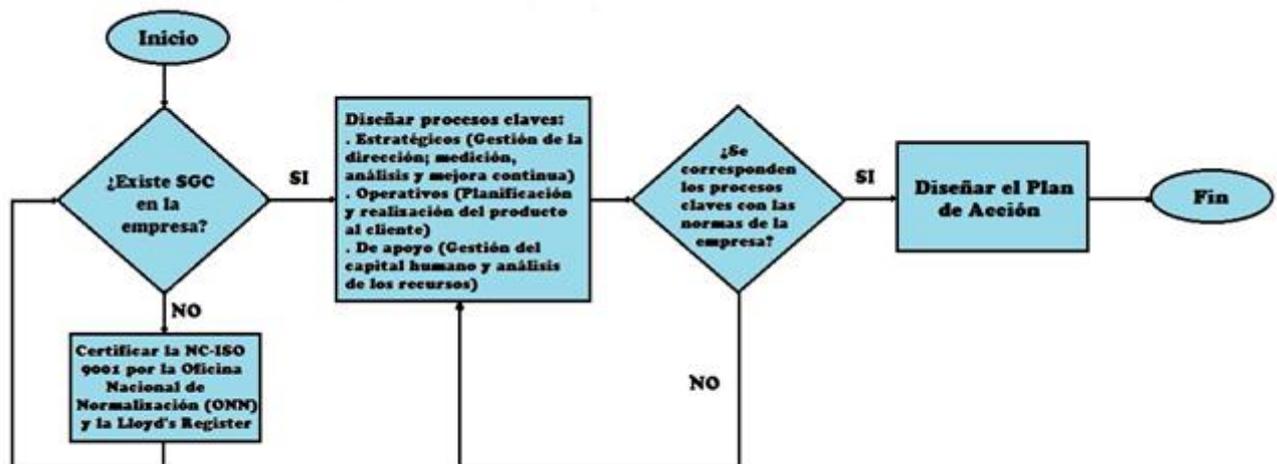


Figura 2: Análisis de los procesos claves. Fuente: elaboración propia.

Finalmente se diseña el Plan de Acción en el cual es necesario explicar cómo se aplicarán las propuestas, bajo qué condiciones, sus responsables y recursos que se necesiten. Para desarrollar dicho plan se necesita tener en cuenta lo siguiente:

- ❖ Describir el problema identificado y las acciones de mejora para la empresa.
- ❖ Ordenar las tareas cronológicamente y diseñar para cada una de ellas el plazo de ejecución.
- ❖ Evaluar los recursos requeridos para cada acción. Esto debe abarcar aspectos como presupuesto, personal, equipamiento y materiales constructivos.

Etapa No.3: Preparación del personal.

La tercera etapa para la implementación de un SIG en las empresas asociadas a la construcción de viales en Villa Clara consiste en lograr una preparación inicial del grupo de integración máxima responsable del cambio deseado en la organización. Lo expuesto se efectúa con el objetivo de preparar al equipo de integración en el manejo de un sistema integrado siendo estos actores los principales agentes de cambio. Para ello se deben seguir los siguientes pasos:

1. Conformación y organización del equipo de implementación: inicia con la elección del personal que formará el equipo que será el encargado llevar a cabo el proceso de implementación del SIG en la empresa y culmina con la selección de un responsable del equipo que conducirá el proceso.
2. Capacitación y entrenamiento del equipo de implementación en la necesidad del cambio: comenzando con una preparación que permita crear las condiciones y sobre todo, el establecimiento de los compromisos para llevar a vías de hecho el cambio planificado. Además, esto implica cambios en la forma de pensar de los directivos y los trabajadores a la hora de estructurar los procesos y sistemas, por tanto, la preparación del personal se convierte en un factor de éxito para la integración, y se conforman las actividades a desarrollar con el equipo de trabajo.
3. Desplegar la estrategia de comunicación sobre la implementación en la empresa: este paso tiene como propósito fundamental socializar en la empresa del MICONS los objetivos y avances del proceso de integración, se define una estrategia de comunicación a partir de las necesidades de cada nivel organizativo (estratégico, táctico y operativo) y se da a conocer el objetivo general del procedimiento para que todo el personal de la empresa conozca y se familiarice hacia dónde va dirigida la integración así como su necesidad e importancia, los beneficios que esto les traerá y la cooperación que del mismo se requiere, para lograr el éxito en esta tarea; entre otras cuestiones de interés. También, permite obtener información relevante acerca de insuficiencias del proceso de integración y posibles reservas.

Esta etapa se desarrolla a la par con la Etapa 2: Planeación/Planificación, pues no se puede planificar un SIG si el personal designado para ello no ha recibido ningún tipo de preparación con relación a los sistemas de gestión.

Etapa No.4: Implementación del Sistema Integrado de Gestión.

En esta etapa se pone en marcha el SIG que diseñó la empresa, aplicando la regla "Procedimiento elaborado, procedimiento implantado". Además, se debe tener en cuenta que más que una etapa enmarcada en un momento específico debe ser una constante pues el SIG debe ser objeto de un mantenimiento y mejora continua.

Para la medición o evaluación del impacto de un proyecto vial:

Para el análisis cuantitativo de los impactos ambientales de los diferentes proyectos de infraestructura se lleva a cabo el cálculo de una "Matriz de Importancia". Dicha matriz de importancia denominada (I) trabaja con una serie de parámetros como Intensidad del daño, sinergia, efecto del impacto, etc. y se calcula como se expone en la ecuación (1).

$$I = \pm (3I + 2Ex + Mo + Pe + Rv + Si + Ac + Ef + Pr + Mc) \quad (1)$$

El símbolo \pm indicará como es el tipo de impacto. Es importante analizar que no todos los impactos llegan a ser dañinos para los ecosistemas. Si es un impacto negativo al entorno será $-$ y si resulta positivo pues será $+$.

Las restantes incógnitas son la intensidad del impacto (I), la extensión del daño (Ex), el momento latente (Mo), la persistencia (Pe), la reversibilidad (Rv), la sinergia (Si), la periodicidad (Pr), el efecto (Ef), la acumulación (Ac) y la recuperabilidad (Mc).

La importancia (I) siempre tomará valores entre 13 y 100. En dependencia del resultado de la ecuación se determinará el nivel del impacto (ver Tabla 1).

Tabla 1: Determinación del Nivel de Impacto. Fuente: Tomado de [8].

Nivel de Impacto:	
13 < I < 25	Leves
25 < I < 50	Moderados
50 < I < 75	Severos
75 < I < 100	Catastróficos

Para la evaluación y gestión de los riesgos de un proyecto vial:

Los proyectos viales tienen una interacción alta con el medio que los rodea y estas interacciones son las que en muchos casos determinan si los proyectos se ejecutan o no y la vigencia del mismo en su fase de operación. Por ello los trabajadores que radican en empresas asociadas a la construcción de viales, ya sean constructoras, contratistas, suministradores o proyectistas; cuando la empresa está inmersa en un proyecto llevan a cabo el conocido “control a la obra”. Es por ello que todos los ingenieros o arquitectos deben conocer a cabalidad lo referente al tópico de riesgos laborales en la construcción.

La evaluación de riesgos laborales es el proceso dirigido a estimar la magnitud de aquellos riesgos que no han podido evitarse, obteniendo información necesaria para que la organización esté en condiciones de tomar una decisión apropiada sobre la necesidad de adoptar medidas preventivas y, sobre todo, valorar el tipo de medidas que deben adoptarse. Es obligación del encargado del control a la obra el planificar la acción preventiva a partir de una evaluación inicial de riesgos y además evaluar los riesgos a la hora de elegir los equipos de trabajo, sustancias o preparados químicos y el acondicionamiento de los lugares de trabajo. Se debe llevar a cabo una correcta identificación y gestión de riesgos, pues así la obra podrá transcurrir con un ambiente de seguridad y confort. Para ello debemos hacernos tres interrogantes claves: ¿existe una fuente de daños?, ¿quién o qué puede ser dañado? y ¿cómo puede ocurrir el daño?

Si de estimación de riesgos se hace referencia, es necesario percatarse de tres aspectos claves, el primero es la severidad del daño que son las partes del cuerpo que se verán afectadas; los segundo es la naturaleza del daño que puedes ser ligeramente dañino, dañino o extremadamente dañino y lo tercero es la probabilidad del daño que es alto, medio o bajo. Estos tres parámetros se exponen en la Figura 3.

Se debe prestar atención especial a los trabajadores principalmente sensibles a determinados riesgos, a la frecuencia de exposición al peligro, a los fallos en el servicio y la exposición de elementos. También es indispensable analizar los fallos en los componentes de las instalaciones y maquinarias de construcción de movimiento de tierras, así como en los dispositivos de protección y el tiempo de utilización de los equipos y maquinarias definidas en el proyecto de infraestructura vial.

Además, se implementa el plan de control de riesgos cuyo objetivo es combatir los riesgos desde su origen y adaptar el trabajo a la persona, en particular a lo que respecta a la concepción y los puestos de trabajo, así como los equipos y método de trabajo y de producción con miras en particular a tomar el trabajo monótono y repetitivo y a reducir los efectos del mismo a la salud. Este plan de control de riesgos debe sustituir lo peligroso, por lo que entraña poco o ningún peligro y debe dar las debidas instrucciones a los trabajadores, así como adoptar las medidas que antepongan las protecciones colectivas frente a las individuales. Este plan también debe revisarse previamente antes de su implementación considerando la opinión de los trabajadores afectados sobre la necesidad y operatividad de las nuevas medidas de control. Por último, debe considerar los sistemas de control de riesgo, situándolo a niveles de riesgo aceptable y si los nuevos sistemas de control han generado nuevos peligros o no.

		CONSECUENCIAS		
		LIGERAMENTE DAÑINO	MODERADAMENTE DAÑINO	EXTREMADAMENTE DAÑINO
PROBABILIDAD	BAJA	RIESGO TRIVIAL	RIESGO TOLERABLE	RIESGO MODERADO
	MEDIA	RIESGO TOLERABLE	RIESGO MODERADO	RIESGO IMPORTANTE
	ALTA	RIESGO MODERADO	RIESGO IMPORTANTE	RIESGO INTOLERABLE

Figura 3: Niveles de Riesgo. Fuente: Tomado de [9].

Etapa No.5: Control.

El control como parte del seguimiento y medición es una función administrativa que permite verificar si el proceso constructivo está cumpliendo con los requisitos del cliente, los legales y reglamentarios para lograr sus objetivos y los resultados que se esperan. El mismo se efectuará de la siguiente manera:

1. Primera Auditoría interna para la revisión y verificación del funcionamiento del Sistema Integrado de Gestión implementado.
2. Redacción del informe de Auditoría interna inicial, en el que se mostrarán los hallazgos que se detectaron en la implementación del Sistema Integrado de Gestión y se establecerán las oportunidades de mejora y acciones correctivas pertinentes.
3. Corrección de las salidas no conformes del Sistema Integrado de Gestión implementado.
4. Establecimiento de los riesgos y las oportunidades de mejora en el plan de emergencia de la empresa asociada a la construcción de viales.
5. Segunda Auditoría interna para la verificación del funcionamiento del Sistema Integrado de Gestión implementado ya corregido.
6. Solicitud del certificado a la ONN según lo establecido en los Requisitos y Procedimientos Generales (RPG) del 2022.

3.1. Valoración de la metodología por criterios de especialistas

Una Metodología o diseño metodológico es un plan, estructura o estrategia de investigación que buscará respuestas a las preguntas de investigación [10]. Es una de las etapas específicas de un trabajo o proyecto que parte de una posición teórica y conduce una selección de técnicas concretas acerca del procedimiento destinado a la realización de tareas vinculadas a la investigación, el trabajo o el proyecto. La misma consiste en todos los pasos que se recogen a la hora de la planificación y gestión de un proyecto. Esta suele recoger desde la gestión de recursos hasta la coordinación del equipo de trabajo, o incluso la relación con todos los interesados en los resultados del propio proyecto. La Metodología diseñada en el presente artículo está dividida por etapas o fases, esta estructuración resalta más la importancia de cada una y hace más fácil la comprensión de sus lectores: ingenieros, arquitectos y auditores de las empresas asociadas a la construcción de viales en Villa Clara. Además, se basa en las normas vigentes en el país para la implementación y certificación de los SIG.

Con el objetivo de valorar la calidad y pertinencia de la Metodología propuesta se entrevistaron a 6 especialistas (ver Tabla 2). La entrevista contó con varias preguntas, una de ellas basada en el análisis de que todas las empresas asociadas a la construcción de Villa Clara implementan los sistemas específicos de gestión: Calidad, Seguridad y Medio Ambiente en un Sistema Integrado de Gestión. Además la entrevista ahondó en la Metodología: su potencialidad comunicativa, el orden lógico de sus etapas y fases, la inclusión de la normativa vigente, la calidad estética y la posibilidad de implementar un SIG. Los especialistas fueron seleccionados teniendo en cuenta los siguientes criterios:

1. Conocimientos adecuados sobre el objetivo a evaluar.
2. Contar con 5 o más años de experiencia personal acumulada en los temas que se abordan.
3. Prestigio profesional en la labor que realizan.
4. Amplia vinculación con la línea de viales o los Sistemas Integrados de Gestión, avalados por resultados del trabajo científico y responsabilidad profesional.

Tabla 2: Caracterización de los especialistas consultados. **Fuente:** Elaboración propia.

No.	Nombre y Apellidos	Institución en que labora	Categoría Docente	Grado Científico	Años de Experiencia
1	Alberto Espinosa Cabrera	ECOING 25	-	Máster	26
2	Osmany Sánchez Llorente	ECOING 25	-	-	25
3	Dayniris Cuevas Díaz	ECOING 25	-	Máster	12
4	Elda Fernández Serano	EMPROY VC	-	Máster	6
5	José Eduardo Alba Moya	Facultad de Construcciones (UCLV)	Auxiliar	Máster	39
6	Tania García García	Facultad de Construcciones (UCLV)	Titular	Doctor	38

Los mismos argumentaron que la propuesta cumple con las principales exigencias delimitadas al principio de la investigación, ya que se ajusta al ciclo PHVA (el cual es un método de mejora continua) y a las normas vigentes que rigen la implementación de los Sistemas de Gestión: Calidad, Seguridad y Medio Ambiente, de manera independiente o integral. Además, expresan que la Metodología consta de un adecuado orden lógico y calidad estética en relación a sus elementos componentes. En su totalidad los especialistas consultados plantean que la propuesta es pertinente y que responde a los intereses de las empresas asociadas a la construcción de viales en Villa Clara.

4. CONCLUSIONES

Los fundamentos teóricos y metodológicos de la investigación evidencian la necesidad de que las empresas asociadas a la rama de viales en Cuba implementen un Sistema Integrado de Gestión. La Metodología diseñada cuenta con un orden lógico y una estructura adecuada que facilita su comprensión por los actores del proceso: arquitectos, ingenieros y auditores. La valoración del diseño, contenido y calidad de la Metodología propuesta por criterio de especialistas corrobora que la misma se ajusta a las normas vigentes en el país y permite implementar de forma horizontal los Sistema Integrado de Gestión: Calidad, Seguridad y Medio Ambiente. Por último, se recomienda implementar, a partir de la Metodología propuesta, un Sistema Integrado de Gestión en las empresas asociadas a la construcción de viales de las restantes provincias del país.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. V.I. Antúnez, "Sistemas integrados de gestión: de la teoría a la práctica empresarial en Cuba", *Revista Cofin Habana*, vol. 10, pp. 1-28, 2016. Available from: http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2073-60612016000200001
2. Z. Domínguez, S. Muñoz, D. Pérez, and M. Cortes, "Procedimiento para la integración de los sistemas de dirección y gestión en la empresa Laboratorios Medsol", *Revista Cubana de Ingeniería*, vol. 11, pp. 77-87, 2020. Available from: <https://rci.cujae.edu.cu/index.php/rci/article/view/741>
3. Y. Valdes, T. García, and E. González, "Material de estudio sobre calidad en la construcción para la carrera Ingeniería Civil", *Revista EduSol*, vol. 22, pp. 191-205, 2022. Available from: http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1729-80912022000100191
4. ISO-9001, "Sistemas de gestión de la calidad - Requisitos," ed. Switzerland: International Organization for Standardization (ISO), 2015. Available from: <https://www.iso.org/obp/ui/#iso:std:iso:9001:ed-5:v1:es>
5. ISO-14001, "Sistemas de gestión ambiental - Requisitos con orientación para su uso," ed. Switzerland: International Organization for Standardization (ISO), 2015. Available from: <https://www.iso.org/obp/ui/#iso:std:iso:14001:ed-3:v1:es>
6. ISO-45001, "Sistemas de gestión de la seguridad y salud en el trabajo - Requisitos con orientación para su uso," ed. Switzerland: International Organization for Standardization (ISO), 2018. Available from: <https://www.iso.org/obp/ui/#iso:std:iso:45001:ed-1:v1:es>
7. R. C. Izaguirre, "Enfoque filosófico dialéctico-materialista de la investigación científica", *Revista Humanidades Médicas*, vol. 14, pp. 127-144, 2014. Available from: <https://humanidadesmedicas.sld.cu/index.php/hm/article/view/475/340>
8. V. Conesa, *Guía metodológica para la evaluación del impacto ambiental, 2nd Edition*. Madrid: Mundi-Prensa., 1993.
9. J. Calvo, "Análisis comparativo de metodologías de evaluación de riesgos," MSc Thesis, Facultad de Derecho, Universidad de Zaragoza, España, 2015. Available from: <https://zagan.unizar.es/record/46990/files/TAZ-TFM-2015-1145.pdf>
10. JB. C. Herbas, and E. A. Rocha, "Metodología científica para la realización de investigaciones de mercado e investigaciones sociales cuantitativas", *Revista Perspectivas*, vol. 42, pp. 123-160, 2018. Available from: http://www.scielo.org.bo/scielo.php?script=sci_abstract&pid=S1994-37332018000200006&lng=es&nrm=iso

Incorporación De Fibras De Aramida En La Mezcla De Concreto Para Pavimento

Incorporation Of Aramid Fibers In The Concrete Mix For Pavement

Autores

Erick Franklin Roldán Pinargote ¹, Félix Michael Hernández López ²

¹ Ingeniero Civil. Universidad Técnica de Manabí (UTM). Estudiante de la Maestría en Ingeniería Civil, Mención Vialidad
e-mail: eroldan8661@utm.edu.ec

² 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: fmichaelh@gmail.com

RESUMEN

Hoy en día la durabilidad y sostenibilidad de las carreteras constituyen todo un reto por la importancia que estas significan para el desarrollo económico de cualquier región. Los pavimentos rígidos con adición de fibras constituyen una solución importante en este sentido por su elevada resistencia a la abrasión y a flexión que estas soluciones aportan. Este trabajo consiste en estudiar la formulación de un hormigón con fibras de aramida a base de materiales locales (cemento, grava y arena) y su efecto en el diseño de la losa. Se presenta un estudio donde se refuerza el hormigón mediante varios porcentajes de fibras de aramida Kevlar® 29. Se preparan 36 muestras de concreto, se investiga el aporte en la trabajabilidad y en las propiedades mecánicas (resistencia a compresión, tracción indirecta y flexión) a lo largo de un intervalo de tiempo de 7 a 28 días usando 0,2%, 0,4%, 0,6%, 0,8% y 1% de fibras. Los resultados de este estudio destacaron una mejora considerable en las propiedades mecánicas comparadas con el hormigón convencional, pero a determinados porcentajes comienzan a aparecer problemas con la trabajabilidad y una leve caída en la resistencia.

Palabras claves: Fibras de aramidas, pavimento de hormigón, resistencia mecánica.

ABSTRACT

Today the durability and sustainability of highways constitute a challenge due to the importance that these mean for the economic development of any region. Rigid pavements with the addition of fibers are an important solution in this sense due to their high resistance to abrasion and flexion that these solutions provide. This work consists of studying the formulation of a concrete with aramid fibers based on local materials (cement, gravel, and sand) and its effect on the design of the slab. A study is presented where the concrete is reinforced by various percentages of Kevlar® 29 aramid fibers. 36 concrete samples are prepared, the contribution to workability and mechanical properties (compression resistance, indirect traction, and flexion) to over a time interval of 7 to 28 days using 0,2%, 0,4%, 0,6%, 0,8% and 1% fibers. The results of this study highlighted a considerable improvement in mechanical properties compared to conventional concrete, but at certain percentages problems with workability and a slight drop in strength begin to appear.

Keywords: Aramid fibers, concrete, pavement, mechanical strength

Nota Editorial: Recibido: Noviembre 2023 Aceptado: Diciembre 2023

1. INTRODUCCIÓN

Los pavimentos de hormigón hidráulico son estructuras que brindan muy buenas prestaciones durante largos períodos de tiempo, resultando una de las soluciones para tener en cuenta cuando se presentan situaciones donde los niveles de tráfico son elevados y pesados. Estas estructuras presentan un alto costo de construcción que posteriormente puede ser amortizado por los bajos costos de mantenimiento en el número de años para los que son proyectados. Sin embargo, pueden presentar algunos problemas durante el proceso de construcción como es el caso del agrietamiento por retracción a edades tempranas. La combinación de esas pequeñas fisuras con la acción repetida del tráfico y los esfuerzos por gradiente térmico pueden generar deterioros en las losas e incluso ocasionar el fallo de estas. En los últimos años en aras de mejorar el comportamiento de los pavimentos de hormigón hidráulico se ha comenzado a introducir nuevas tecnologías que pretenden mejorar las características resistentes de los hormigones y reducir en mucho de los casos los espesores de losas. Una de estas tecnologías consiste en la introducción de fibras naturales o sintéticas dentro de la mezcla.

El reforzamiento de hormigones con empleo de fibras (FRC, por sus siglas en inglés), tiene una historia de más de cien años desde que las fibras de asbesto se usaron por primera vez en el hormigón hidráulico a principios de 1900 [1]. Desde entonces, las fibras en forma alargada o discreta (cortadas) se han utilizado en elementos estructurales de hormigón como vigas, losas y pavimentos para aumentar su tenacidad, resistencia a la flexión, resistencia al impacto, resistencia a la abrasión, resistencia a la fatiga y para reducir la contracción por secado y agrietamiento térmico [2]. El FRC también permite un mayor espacio entre juntas para pavimentos [3]. Muchos tipos de fibras como fibras metálicas, fibras inorgánicas (es decir, vidrio), fibras sintéticas (orgánicas) a base de acrílico, carbono, polipropileno, polietileno, nailon, aramida, poliéster y fibras naturales como coco, sisal, madera, bambú, yute, caña de azúcar, etc. se han utilizado en hormigón a lo largo de los años.

El hormigón hidráulico reforzado con fibras es un material compuesto hecho con cemento Portland, agregado e incorporación de fibras discontinuas discretas. El objetivo fundamental de las fibras radica en que el hormigón hidráulico simple es un material cuasi frágil, con una baja resistencia a la tracción y una baja capacidad de deformación. El papel de las fibras discontinuas distribuidas de manera aleatoria es servir de puente a través de las grietas que se desarrollan, lo que proporciona cierta "ductilidad" posterior a la fisuración. Si las fibras son suficientemente fuertes, suficientemente unidas al material y permiten agregar estructuras con este material soporten esfuerzos significativos sobre una capacidad de deformación relativamente grande en la etapa posterior al agrietamiento [4].

Existen varios antecedentes donde se han empleado las fibras de aramidas tanto en hormigones como en morteros de albañilería, entre los que se puede señalar los trabajos realizados por Nie et al [5] y Selbi-Acebedo et al [6] donde demostraron que se mejoran considerablemente la capacidad de absorción de energía, la resistencia a la flexión y se disminuye el agrietamiento al incorporar fibras de poliolenfaramida en la matriz de los morteros de albañilería.

Según plantea el Instituto del Cemento y el Concreto [7] fibras sintéticas se agregan al concreto, generalmente, en dos dosis: porcentaje de bajo volumen (0,1 a 0,3% volumen) o porcentaje de alto volumen (0,4 a 0,8% por volumen). La resistencia del hormigón no se ve afectada, pero las características de control de grietas se modifican cuando se agregan fibras al 0,1% por volumen.

Li et al [8] sobre la base de un estudio experimental con fibras de aramida Kevlar® 29, demostraron que la longitud de la fibra, la relación su peso con respecto a la mezcla y el tamaño en la superficie afectan las propiedades mecánicas estática y dinámicas. En el trabajo se probaron varios porcentajes de fibras en la mezcla (0,1 hasta el 1%) y dos longitudes (12 mm y 24 mm). Todas las adiciones mostraron mejoras considerables en el comportamiento de los hormigones, sin embargo, el tamaño impactó considerablemente en los resultados siendo el de 24 mm el que mejor comportamiento mostró.

En el Ecuador poco se ha podido indagar sobre el uso de estas fibras en pavimentos, es por ello, que el presente trabajo pretende realizar un estudio del comportamiento resistente de hormigones para pavimentos con la incorporación de fibras sintéticas, particularmente las fibras de aramida Kevlar® 29 fabricados en la región de Portoviejo. Primeramente, se realizó un análisis bibliográfico donde se identificaron dos factores fundamentales para su incorporación dentro del hormigón, el tamaño de las fibras y su proporción en la mezcla. Se preparan las mezclas de acuerdo con varios criterios seguido por autores con el fin de lograr una incorporación homogénea de estas fibras, se realiza el mezclado y en cada uno de los casos se realizan los

controles correspondientes al hormigón en estado fresco (asentamiento) y posteriormente se hormigonan los ejemplares dejándolos en un tanque de curado 7, 14 y 28 días. En cada uno de ese intervalo de tiempo se le realizaron varias pruebas de resistencia. Finalmente, los resultados fueron analizados con el fin de establecer los porcentajes recomendados para su uso en pavimentos de hormigón.

2. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES LOCALES

El cemento empleado en el experimento es de alta resistencia fabricado bajo la Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 2380 [9], que equivale a la Norma ASTM 1157 [10], es de la marca Chimborazo Tipo HE. Este tipo de cemento está compuesto de clínker de cemento portland, yeso y adiciones de puzolanas naturales. La categoría HE se caracteriza por un desencofrado rápido que produce altas resistencias a edades tempranas, similares a las resistencias del cemento portland Tipo 111 de la Norma ASTM 150 [11]. Se lo llama HE por sus siglas en inglés de "High Early-Strength" (alta resistencia temprana), lo que lo hace ideal para fabricar hormigones con mayores resistencias mecánicas, edificar estructuras en zonas de alto riesgo sísmico, y son los que usualmente se emplean en la construcción de pavimentos rígidos en la región.

Los áridos empleados en la mezcla fueron adquiridos en una cantera de la región de Portoviejo llamada Megarock. El árido fino corresponde a una arena conocida como DUNA con un tamaño máximo de 1,18 mm (Tamiz No.16). El árido grueso es una mezcla homogenizada de fracciones de piedra triturada de 1/2" y 1" (50-50). Los resultados de la caracterización gravimétrica y granulométrica se muestran a continuación en la tabla 1 y figura 1, verificando en todos los casos el cumplimiento de las especificaciones para la conformación de hormigones.

Tabla 1: Tabla gravimétrica de los áridos

Propiedad	Árido fino	Árido grueso
Gravedad específica (s/u)	2655	2583
Módulo de finura (%)	2,86	6,43
Absorción (%)	0,79	5,00
Densidad aparente compactada (kg/m ³)	1315	1504

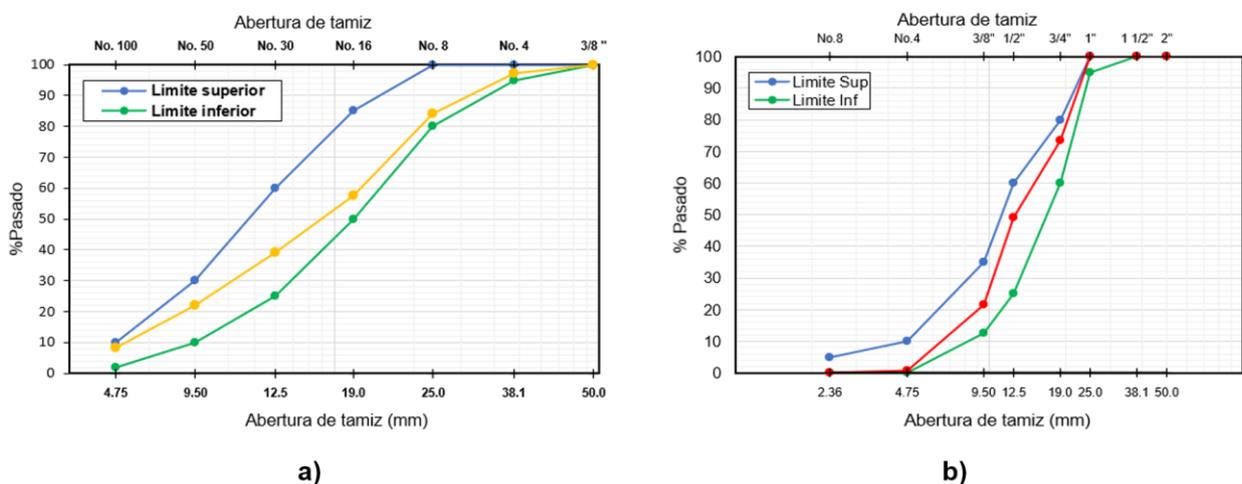


Figura 1: Curvas granulométricas de los áridos empleados en la mezcla, a) árido fino, b) áridos gruesos

La fibra empleada en el estudio es de aramida del tipo Kevlar® 29 y se toma como referencia el tamaño óptimo definido en el trabajo Li et al [8] (24 mm). Esta fibra es importada al Ecuador por la empresa QUIVENSA CIA. LTDA., la cual suministró los datos correspondientes a sus propiedades mecánica (Tabla 2).

Tabla 2: Propiedades de la fibra de aramida Kevlar® 29 empleada en el experimento

Propiedades del material	Valor
Densidad (g/cm ³)	1,44
Resistencia a tracción (MPa)	2920
Resistencia específica (MPa*cm ³ /g)	2030
Módulo de elasticidad (GPa)	70
Deformación (%)	3,6

3. DISEÑO DE LA MEZCLA

Para poder establecer un contraste en el estudio se fabricó un hormigón de referencia sin adición de fibras el cual se comparó con distintos porcentajes de adición. Las fibras se adicionaron siguiendo las recomendaciones del Instituto del Cemento y el Concreto [7], seleccionando un rango que cubre las dos clasificaciones que establece la referencia (0,2%, 0,4%, 0,6%, 0,8% y 1%), las mismas se incorporaron dentro de la mezcla en estado seco para lograr su distribución fuera lo más uniforme posible tal como se muestra en la figura 2.

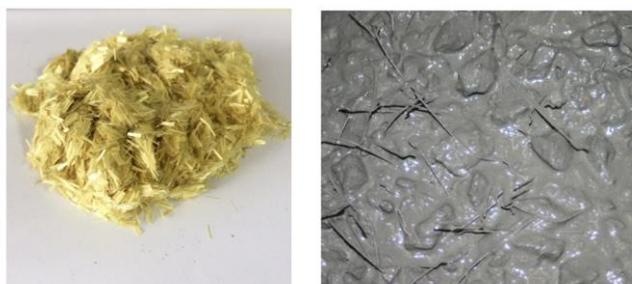


Figura 2: Fibra de Kevlar® 29 con hormigones de diferentes porcentajes de adición

Para el desarrollo del trabajo se fabricaron un total de 36 muestras (24 probetas cilíndricas y 12 probetas prismáticas) lo que requirió aproximadamente de 0,30 m³ de hormigón. Para el diseño de la mezcla se empleó el método formulado por Dreux-Gorisse propuesto por Naga et al. [12], este método tiene la ventaja de dar al esqueleto granular un ordenamiento uniforme. El hormigón se diseñó para alcanzar una resistencia aproximada 300 kg/cm³ para ello, primeramente, se formuló el diseño para un metro cubico de hormigón con una relación agua/cemento de 0,40 y luego se determinó las cantidades para el volumen requerido. Los resultados se muestran en la tabla 3.

Tabla 3: Cantidades de materiales necesarias para la construcción de las probetas

Tipo	Composición	Cemento (kg)	Agua (L)	Árido fino (kg)	Árido grueso (kg)	Fibra de Kevlar (kg)
R	Mezcla de referencia	145,5	58,2	162	364,5	0,0
KF1	Hormigón con 0,2% de fibra de Kevlar	134,7	58,2	162	364,5	0,7
KF2	Hormigón con 0,4% de fibra de Kevlar	126,9	58,2	162	364,5	1,3
KF3	Hormigón con 0,6% de fibra de Kevlar	113,1	58,2	162	364,5	1,9
KF4	Hormigón con 0,8% de fibra de Kevlar	102,3	58,2	162	364,5	2,5
KF5	Hormigón con 1% de fibra de Kevlar	91,5	58,2	162	364,5	3,1

4. DESARROLLO DE LOS EXPERIMENTOS

Las primeras pruebas realizadas a las mezclas fueron en estado fresco. Primeramente, se estudió la trabajabilidad de las mezclas con distintos porcentajes de fibras, este análisis se realiza tomando como referencia el trabajo de Figueiredo & Ceccato [13] donde plantea que a medida que se incrementan los porcentajes de fibras sintéticas en la mezcla la trabajabilidad tiende a disminuir. Para evaluar esto se realizó el ensayo del “Cono de Abram” de acuerdo a los establecido por la ASTM C143 [14]. La otra prueba realizada en esta etapa fue el ensayo de densidad y el contenido de aire del hormigón, donde en cada preparación se midieron estos factores siguiendo el procedimiento de la ASTM 138 [15] (figura 3).

Para evaluar el efecto de las fibras en la resistencia mecánica del hormigón se realizaron tres ensayos de acuerdo a las normas ASTM [16-18] (compresión uniaxial, tracción indirecta y módulo de rotura). El ensayo a compresión uniaxial y tracción indirecta se realizó con probetas cilíndricas de 150x300 mm, mientras que el de módulo de rotura con probetas prismáticas de 150x150x540 mm. Todas las muestras se fundieron en la relación mencionada en la tabla 3. De cada tipo de muestra se construyeron 3 especímenes compactándolos y enrasándolos adecuadamente, posteriormente, fueron desmoldados pasadas las 24 horas y colocados en un tanque de curado durante 7, 14 y 28 días. En cada una de las edades definidas se realizaron las pruebas registrando el promedio de los resultados en cada caso (figura 4 y figura 5).



Figura 3: Pruebas realizadas a las mezclas en estado fresco



Figura 4: Ensayo de compresión uniaxial y tracción indirecta en los especímenes



Figura 5: Ensayo de resistencia a flexión (módulo de rotura)

5. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

5.1. Pruebas Del Hormigón En Estado Fresco

Los valores de asentamiento del hormigón de referencia y las muestras con distintos porcentajes de fibras de Kevlar® 29 se muestran en la Tabla 4. Los resultados mostraron que cuanto mayor es el contenido de fibra en las muestras, peor es la trabajabilidad, esto a que las fibras comienzan a entrelazarse con el árido grueso limitando su movilidad dentro de la matriz cementicia. Quedando evidenciado que las muestras con un porcentaje mayor al 0,8% resultan muy difíciles de mezclar, esto corrobora lo planteado por Figueiredo & Ceccato [13].

Tabla 4: Valores de asentamiento en la mezcla de referencia y las mezclas con distintos % de fibras

% de fibras en la mezcla	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
Asentamiento (mm)	240	180	110	68	40	12

En cuanto a la densidad, es relativamente alta para los hormigones con adición de fibras en comparación con el hormigón de control, lo que explica el papel de relleno de la matriz por parte de las fibras de aramida y su inclusión en los vacíos de la mezcla esto densifica el esqueleto mineral y como resultado la tasa de aire disminuye. Pero se puede observar contrastando la figura 6 y la tabla 4 que a medida que disminuye la trabajabilidad, la relación de porosidad en la estructura de hormigón aumenta lo que provoca una caída en la densidad. Esto se evidencia mejor cuando los porcentajes de fibra superan el 0,4% donde puede observarse como empieza a caer la densidad y a incrementarse el contenido de aire (figura 6). Esto se explica a que las fibras comienzan a entrelazarse formando vacíos dentro de la matriz.

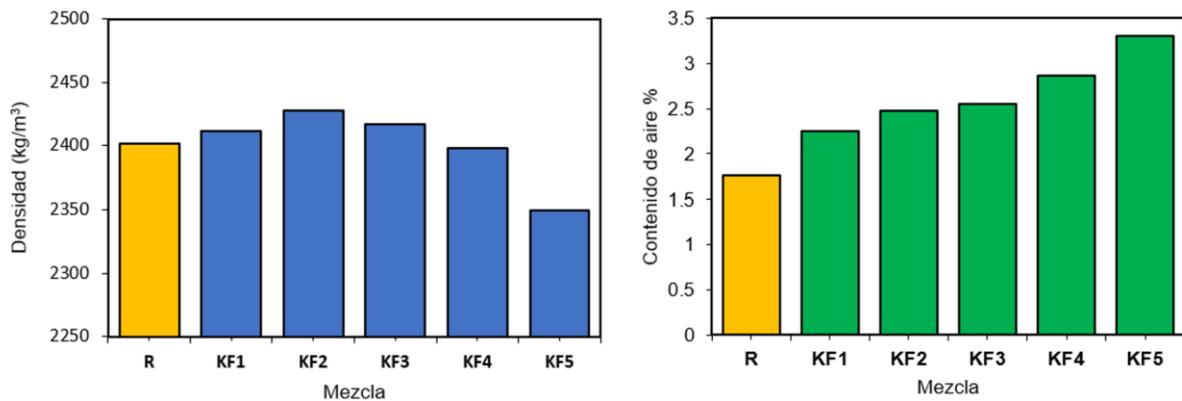


Figura 6: Densidad y contenido de aire para distintos porcentajes de fibras en la mezcla

5.2. Pruebas De Hormigón En Estado Endurecido

La tabla 5 y la figura 7 muestran los resultados de las pruebas realizadas al hormigón convencional (R) y a hormigones con distintos porcentajes de Kevlar® 29. En el análisis para 7, 14 y 28 días se puede observar que las resistencias se incrementan como es de esperar debido al proceso de fraguado del hormigón. En todos los casos se reportó un incremento en la resistencia con respecto a la mezcla patrón, sin embargo, al igual que en las pruebas con el hormigón fresco se pudo constatar que el incremento del porcentaje de fibra influye en el comportamiento del hormigón. En el caso del experimento se analizó la influencia de este incremento comparando los resultados al final del período de fraguado (28 días) como puede observarse en la tabla 5. A medida que se aumenta el porcentaje de fibra se va incrementando el aporte en resistencia tomando como referencia la mezcla patrón llegando a un punto donde esta resistencia alcanza su máximo valor incrementándose en un 31,12% (adición de 0,4% de fibras), luego comienza a decrecer su aporte provocado por el incremento del índice de vacíos detectados durante las pruebas de densidad y contenido de aire. Por lo que puede definirse a la adición de 0,4% como el contenido óptimo de fibras en la mezcla.

Tabla 5: Resultados de los ensayos de resistencia a compresión uniaxial

Muestra	Media (MPa)	desv (MPa)	Incremento de resistencia a los 28 días (%)
R	29,7	1,39	0,00
KF1	33,3	1,56	12,30
KF2	38,9	1,82	31,12
KF3	34,2	1,60	15,33
KF4	32,1	1,50	8,12
KF5	31,0	1,45	4,31

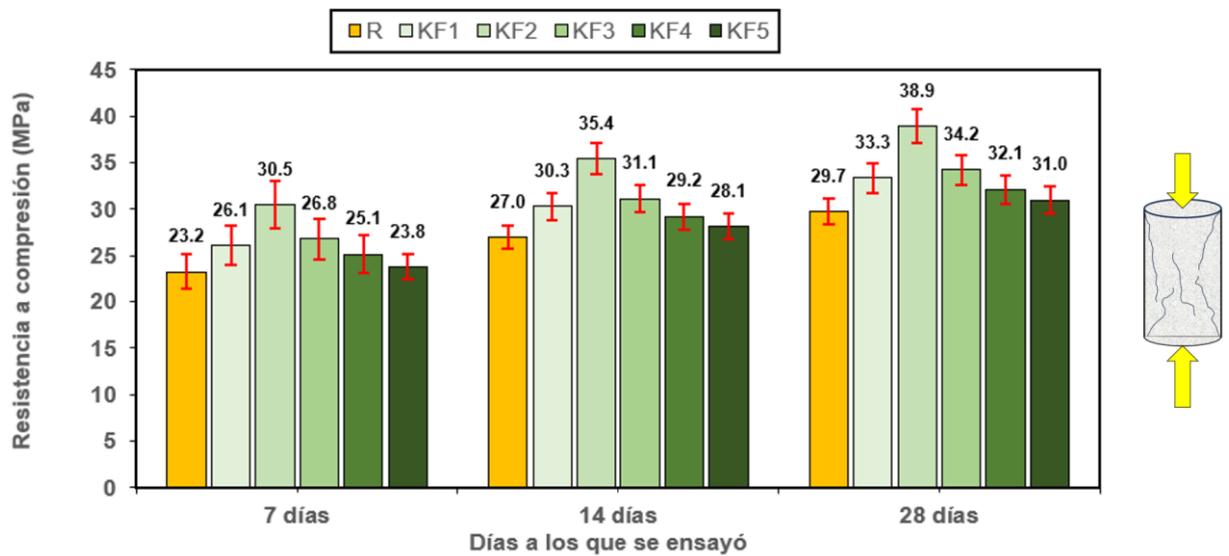


Figura 7: Resultados de los ensayos de compresión a los 7, 14 y 28 días con varios porcentajes de fibra

5.3. Tracción Directa

Las pruebas de resistencia a la tracción indirecta que se muestran en la tabla 6 y figura 8 muestra que las fibras en el hormigón puede mejorar considerablemente su resistencia a tracción. De forma similar que en la prueba anterior se puede notar que el incremento de las fibras en el concreto mejora en todos los casos los resultados comparado con el hormigón convencional a los 28 días. Lo que destaca en este experimento es el aporte porcentual (a los 28 días) comparado con el ensayo de compresión. Los porcentajes incrementan más del 20% en cada caso. Se observa el mismo efecto de la disminución leve de la resistencia por el incremento del porcentaje de fibra en la mezcla (quedando el KF3 como el porcentaje óptimo).

Tabla 6: Resultados de los ensayos de resistencia a tracción indirecta

Muestra	Media (MPa)	desv (MPa)	Incremento de resistencia a los 28 días (%)
R	4,3	0,10	0,00
KF1	5,1	0,12	18,12
KF2	5,3	0,13	23,20
KF3	5,7	0,14	33,11
KF4	5,5	0,13	28,47
KF5	5,2	0,13	21,10

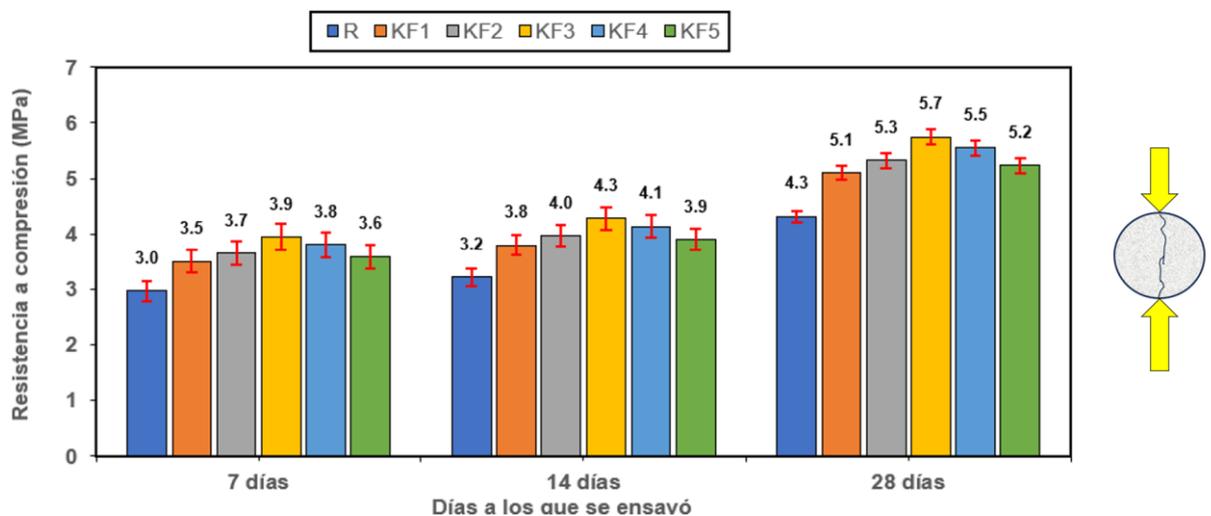


Figura 8: Resultados de los ensayos de tracción indirecta a los 7, 14 y 28 días con varios porcentajes de fibra

5.4. Resistencia A La Flexión

En la figura 9 y en la tabla 7 se muestra cómo se comportó la resistencia a flexión del hormigón con distintos porcentajes de fibras y a diferentes edades. La resistencia a la flexión de las vigas ensayadas se incrementó en todos los casos que se agregó fibras a la mezcla. Mostrando al igual que en el resto de los ensayos realizados que la mezcla con adición de 0,4% (KF2) de fibras es la que ofrece los mayores aportes en resistencia. Estos resultados concuerdan con experimentos realizados con empleo de fibras de aramida por Li Young et al [8].

Tabla 7: Resultados de los ensayos de resistencia a flexión

Muestra	Media (MPa)	desv (MPa)	Incremento de resistencia a los 28 días (%)
R	4,3	0,10	0,00
KF1	5,4	0,13	25,12
KF2	6,2	0,15	43,20
KF3	5,8	0,14	35,33
KF4	5,8	0,14	34,27
KF5	5,7	0,14	31,10

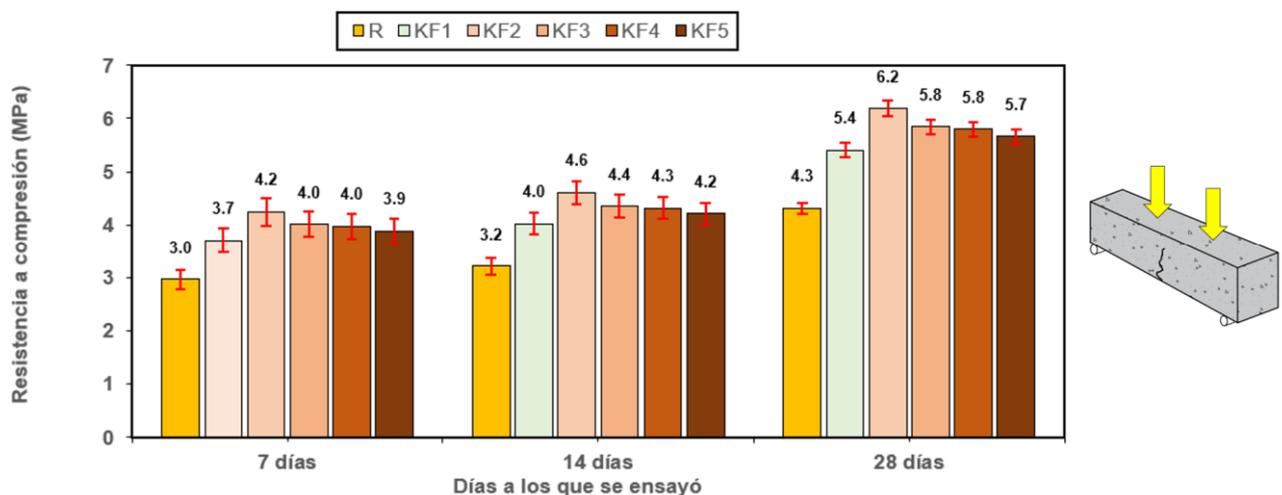


Figura 8: Resultados de los ensayos de flexión a los 7, 14 y 28 días con varios porcentajes de fibra

Finalmente se puede decir que el rol de las fibras en el hormigón es crear un puente a través de las grietas y mejorar la integridad estructural de determinado elemento. Se requiere energía adicional para superar la unión interfacial de la matriz de fibra-cemento mediante procesos de desunión y extracción de fibras. La propagación de grietas en el hormigón se desvía, se amortigua o incluso se detiene, aumentando así la capacidad energética del hormigón [19]. Su efecto dentro de la mezcla se evidencia mucho mejor cuando los elementos se someten a estados directos o indirectos de tracción como es el caso de los últimos experimentos realizados (ensayo brasileño y módulo de rotura) eso quedó claro en los experimentos de tracción indirecta y módulo de rotura.

6. CONCLUSIONES

Una vez que se ha estudiado detenidamente tanto en la parte teórica como en lo práctico cabe destacar que el incremento del porcentaje de fibra influye en el comportamiento del hormigón llegando a tener un óptimo funcionamiento en su resistencia, que ayuda a que las grietas que se ocasionen no provoquen daños fuertes, sino que siga mantenimiento su rigidez.

Se puede observar que en el aporte porcentual del hormigón con la incorporación de la fibra sintética de aramida a los 28 días de curado es fundamental para que la resistencia sea la óptima en cada uno de los ensayos planteados.

Se evidencia que los porcentajes de resistencia con ayuda de la fibra de aramida incrementan las resistencias más que el del 20% en algunos de los casos, sin embargo, incrementa la resistencia a los 28 días de curado, respecto a la mezcla sin aramida, lo mismo a compresión que a tracción, para cualquier porcentaje de aramida.

Se evidenció que la máxima resistencia es del tipo KF2 con un 0,4% de fibra Kevlar, sin embargo, se ha detectado que el porcentaje óptimo no tiene tanta importancia, porque incrementa la resistencia con cualquier porcentaje de aramida incorporada, para realizar la mejora estructural con la ayuda de la fibra aramida se incorporó en el rango determinado de 0,4% a 0,6%, es importante destacar que la incorporación de aramida tiene un valor máximo, que debe estar sobre el 1%, cuando la resistencia a compresión casi tienen el mismo resultado que la mezcla sin tratar.

En los ensayos realizados con la incorporación de más de 0.6% de fibra Kevlar, queda evidenciado que disminuye su resistencia, producto que una vez se incluyan más fibras aumentan los vacíos de aire en su estructura, lo cual produce disminución en la resistencia donde la fibra no aportaría con una resistencia favorable u óptima.

7. AGRADECIMIENTOS

Primeramente, agradecer a la empresa "QUIVENSA CIA. LTDA.", Industria que apoyó la investigación suministrando información sobre las propiedades de las fibras de Kevlar® 29 que ellos comercializan en el Ecuador. De esta manera agradecer a la cantera "MEGAROCK" que brindó los materiales para la elaboración de las probetas ensayadas. Finalmente, un agradecimiento especial al colectivo de profesores e investigadores de la Maestría Académica con Trayectoria Profesional en Ingeniería Civil Mención Vialidad de la Universidad Técnica de Manabí (UTM) por su apoyo incondicional durante el desarrollo de la investigación.

1. S. Mindess and N. Banthia, "Fiber reinforced cementitious composites: current practice and future prospects," *Special Publication*, vol. 144, pp. 417-446, 1994.
2. S. Gupta, V. K. Rao, and J. Sengupta, "Evaluation of polyester fiber reinforced concrete for use in cement concrete pavement works," *Road materials and pavement design*, vol. 9, no. 3, pp. 441-461, 2008.
3. H. Behbahani, B. Nematollahi, and M. Farasatpour, "Steel fiber reinforced concrete: a review," 2011.
4. P. Zhang, C. Wang, Z. Gao, and F. Wang, "A review on fracture properties of steel fiber reinforced concrete," *Journal of Building Engineering*, p. 105975, 2023.
5. L. Nie *et al.*, "Study of aramid and carbon fibers on the tensile properties of early strength cement mortar," in *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2019, vol. 267, no. 3: IOP Publishing, p. 032009.
6. C. J. Slebi-Acevedo, P. Lastra-Gonzalez, D. Castro-Fresno, and M. Bueno, "An experimental laboratory study of fiber-reinforced asphalt mortars with polyolefin-aramid and polyacrylonitrile fibers," *Construction and Building Materials*, vol. 248, p. 118622, 2020.
7. CCI, "Fiber Reinforced Concrete," Midrand, South Africa, 2001. [Online]. Available: website of Cement and Concrete Institute
8. Y.-F. Li, H.-F. Wang, J.-Y. Syu, G. K. Ramanathan, and Y.-K. Tsai, "Investigating the Mechanical Performance on Static and Shock Wave Loading of Aramid Fiber-Reinforced Concrete," *Fibers*, vol. 10, no. 10, p. 82, 2022.
9. *Cementos hidráulicos. Requisitos de desempeño para cementos hidráulicos*, NTE-INEN-2380, Quito, Ecuador, 2011.
10. *Standard Performance Specification for Hydraulic Cement*, ASTM-C1157-02, United State, 2017.
11. *Standard Specification for Portland Cement*, ASTM-C150-07, 2012.
12. C. N. S. Kumar, P. Krishna, and D. R. Kumar, "Effect of fiber and aggregate size on mode-I fracture parameters of high strength concrete," *Advances in concrete construction*, vol. 5, no. 6, p. 613, 2017.
13. A. D. d. Figueiredo and M. R. Ceccato, "Workability analysis of steel fiber reinforced concrete using slump and Ve-Be test," *Materials Research*, vol. 18, pp. 1284-1290, 2015.
14. *Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete*, ASTM-C143, 2015.
15. *Standard Test Method for Density (Unit Weight), Yield, and Air Content (Gravimetric) of Concrete*, ASTM-C138, United States, 2017.
16. *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*, ASTM-C39, United States, 2018.
17. *Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)*, ASTM-C78-09, United States, 2010.
18. *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*, ASTM-C496-96, 2017.
19. S. P. Yap, C. H. Bu, U. J. Alengaram, K. H. Mo, and M. Z. Jumaat, "Flexural toughness characteristics of steel-polypropylene hybrid fibre-reinforced oil palm shell concrete," *Materials & Design*, vol. 57, pp. 652-629, 2014.

Comparación Del Modelo Discreto Y El Modelo Continuo Para Obtención De Los Desplazamientos Verticales Y Horizontales En Pilotes, Aplicando La Interacción Dinámica Suelo Estructura

Comparison Of The Discrete Model And The Continuous Model To Obtain The Vertical And Horizontal Displacements In Piles, Applying The Dynamic Soil-Structure Interaction

Autores

Yosuany Almaguer Miranda¹, Willian Cobelo Cristiá²

¹ Ing. Especialista Principal en Proyecto de la Empresa de Proyectos de Obras de Transporte

² Doctor, Profesor Titular Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría"

RESUMEN

Este artículo se presenta la comparación de los resultados del modelo discreto y el modelo continuo calibrado con la prueba de carga, aplicado a un grupo de pilotes empleados para sustentar una instalación portuaria. Dada la importancia de la obra y complejidad del sistema de cargas actuante es necesario evaluar el comportamiento geotécnico utilizando la interacción dinámica suelo estructura (IDSE). Se obtiene los desplazamientos verticales y horizontales con metodologías que tienen en cuenta la deformabilidad del terreno ante las cargas estáticas y dinámicas. Para considerar la interacción suelo-estructura, se requirió un modelo computacional en el software Autodesk Robot Analysis Professional para el modelo discreto determinando los coeficientes de rigidez del suelo con las fórmulas de Bowles. Se empleó el software Plaxis 3D foundation para el modelo continuo, utilizando el modelo constitutivo del suelo de Mohr Coulomb. El resultado confirma la necesidad de la calibración del modelo continuo a partir de la prueba de carga. Se ajusta el modelo discreto, debido a que este modelo es el más utilizado en las modelaciones de las estructuras introduciendo la deformabilidad del terreno por medio de la IDSE.

Palabras claves: Modelo discreto, modelo continuo, Interacción suelo estructura, pilotes.

ABSTRACT

This article presents the comparison of the results of the discrete model and the continuous model calibrated with the load test, applied to a group of piles used to support a port facility. Given the importance of the work and complexity of the acting load system, it is necessary to evaluate the geotechnical behavior using the dynamic soil-structure interaction (IDSE). Vertical and horizontal displacements are obtained with methodologies that take into account the deformability of the terrain under static and dynamic loads. To consider the soil-structure interaction, a computational model was required in Autodesk Robot Analysis Professional software for the discrete model by determining the soil stiffness coefficients with the Bowles formulas. The Plaxis 3D foundation software was used for the continuous model, using the Mohr Coulomb soil constitutive model. The result confirms the need for calibration of the continuous model from the load test. The discrete model is adjusted, because this model is the most used in the modeling of structures, introducing the deformability of the terrain through the IDSE.

Keywords: Discrete model, continuous model, Soil-structure interaction, piles

Nota Editorial: Recibido: Noviembre 2023 Aceptado: Diciembre 2023

1. INTRODUCCIÓN

Los modelos discretos por su simplicidad y bajo costo computacional se emplean para modelar los efectos de interacción suelo estructura entre la solución de cimentación y la subestructura mediante la sustitución del suelo como medio continuo por resortes implementando el modelo de Winkler [1].

Varios autores y reglamentos que utilizan el módulo de elasticidad del suelo para generar fórmulas que permitan calcular el coeficiente de balasto a la vez que introducen factores de corrección para tomar en consideración el tamaño y la geometría de la cimentación, a continuación, se mencionan algunos de ellos [1]:

- Método dinámico NTCDs 2004 (Reglamento)
- Método dinámico norma rusa Snip 2.02.05-87 (Reglamento)
- Método dinámico A.E. Sargsian
- Método Bowles (1997)

El método Bowles (1997), permite obtener los asentamientos para todo tipo de cimentaciones, ya sea superficial como profunda, contiene entre sus factores la variación de la capacidad del suelo en dependencia de la profundidad que se desee analizar, para suelos arcillosos puros, brinda resultados confiables en función de la densidad y la cohesión no drenada [2].

El modelo discreto tiene la desventaja que no considera el suelo como un continuo, requiriendo una aproximación de los valores de rigidez de los estratos, por lo que la utilización del modelo continuo permite obtener resultados que logran un mejor ajuste a los resultados que se obtienen de las pruebas de carga realizadas *in situ*.

Se conoce que el material suelo posee un comportamiento no lineal, dicha afirmación está fundamentada en la teoría de Winkler, definiéndose como la división entre la tensión de contacto "p" y el desplazamiento "y" que produce la tensión en determinado punto [3-5].

Los métodos numéricos constituyen técnicas mediante las cuales es posible formular problemas matemáticos, de tal forma que puedan resolverse utilizando operaciones aritméticas. Se encargan de adaptar métodos matemáticos en variable continua a un sistema de representación de información discreto. El Método de los Elementos Finitos (M.E.F) se ha empleado en numerosas investigaciones para representar el dominio del suelo y la modelación del efecto de interacción suelo estructura [6].

En el presente trabajo se utiliza el software *Plaxis 3D foundation* que tiene base en el M.E.F y emplea para el suelo un modelo constitutivo Mohr-Coulomb (MC) que es la aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo para estimar las deformaciones producidas bajo las cargas aplicadas. Es un modelo elástico, lineal y de plasticidad perfecta no asociada. Se trata de un modelo elasto-plástico perfecto (isotrópico) desarrollado a partir de la composición de la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de rotura tipo Mohr-Coulomb.

El diseño de las estructuras considerando la interacción suelo-estructura, se refleja en la modificación de sus propiedades dinámicas y en las fuerzas sísmicas de diseño de los elementos portantes, permitiendo evaluar los desplazamientos totales de las estructuras, particularmente por el efecto de cabeceo de las cimentaciones no apoyadas en un estrato firme [7].

El caso de estudio es una instalación portuaria, que posee un equipamiento que generan altas cargas cuya solución de cimentación utilizada para apoyar toda la estructura del muelle es profunda sobre pilotes. La instalación portuaria propuesta se encuentra en una zona sísmica de intensidad 9.00 MSK, posee una grúa de 3400kN y dos tolvas ecológicas sobre rieles de 1500 kN cada una, dos cintas transportadoras, dos torres de transferencia, y capacidad para que circule un camión sobre el muelle entre las dos vías carrileras.

El artículo refleja los resultados del comportamiento geotécnico de un grupo de pilotes que conforman la cimentación de una instalación portuaria. La instalación posee importancia para el desarrollo económico y social de la zona oriental de Cuba, además de presentar una complejidad estructural por el sistema de cargas actuantes, lo que conduce a la evaluación más rigurosa del comportamiento de la solución de cimentación empleada, considerando el efecto de interacción dinámica suelo estructura para obtener la capacidad de carga y los desplazamientos de los pilotes. Para implementar el efecto de interacción suelo estructura se utilizan dos modelos: uno discreto (Winkler) y otro continuo basado en el M.E.F, simulando el comportamiento del sistema suelo, pilote y subestructura. Se determina la magnitud de los desplazamientos horizontales debido a las cargas laterales, y los asentamientos por la acción de cargas verticales, así como la influencia de las cargas horizontales en los asentamientos. Se consideran las acciones dinámicas producidas por el sismo y el sistema de cargas que generan las operaciones que se realizan sobre la estructura.

Descripción de la geometría del muelle.

La geometría de los elementos que componen el muelle objeto de estudio se representa teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- La losa del muelle tiene un espesor de 40 cm, está compuesta por una losa prefabricada de 15 cm de espesor que servirá de encofrado, dejando unos conectores para que al hormigonado *in situ* en una segunda etapa una losa de espesor 25 cm.
- Las vigas transversales y longitudinales son prefabricadas de sección 50x90 cm.
- Las vigas perimetrales, exceptuando el frente muelle, tienen una sección de 110x90 cm.
- La viga frente muelle tiene una sección de 45x150 cm, solamente se unirá a las vigas transversales en la zona del voladizo.
- Las vigas carrileras tienen una sección de 80x130 cm.
- Los pilotes son tubos metálicos que se unen al entramado de vigas por medio de las protecciones interiores de hormigón armado.

A continuación, en la figura 1 se muestra la disposición de los elementos que conforman el muelle objeto de estudio.

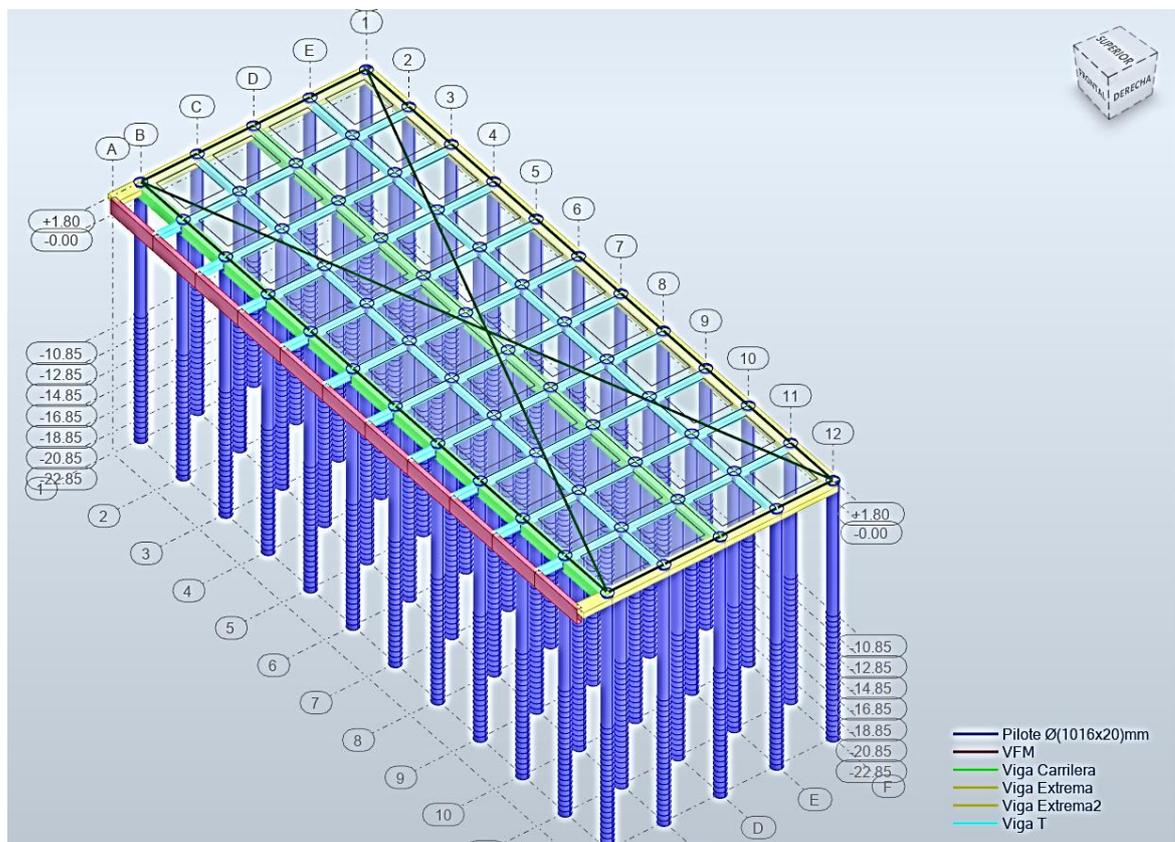


Figura 1. Modelo geométrico del muelle. (Fuente Robot)

2. CARACTERÍSTICAS DE LOS MÉTODOS QUE SIMULAN EL COMPORTAMIENTO DEL SUELO.

En el análisis bajo cargas horizontales y verticales en el sistema suelo-pilote se suele calcular por el modelo propuesto por Winkler, el suelo se representa como una serie de resortes horizontales desconectados unos de otros. Este modelo es ampliamente utilizado en la práctica de ingeniería de cimentaciones tanto para el análisis de carga estática como dinámica. Es el modelo que, debido a su facilidad en su implementación, es el más utilizado, aunque la falta de continuidad entre resortes representa un pobre trabajo en el modelado del comportamiento del suelo. Varios investigadores, partiendo de lo propuesto por Winkler, han desarrollado metodologías para determinar el valor del coeficiente de balasto. Algunos asumen el valor de la rigidez horizontal (k_h) como constante en toda la profundidad, obteniendo así soluciones analíticas, se considera el valor de k_h variable con la profundidad, la solución es por medio de aproximaciones numéricas [1].

La simulación del modelo discreto de la interacción suelo-estructura se realizó basándose en el modelo de Winkler. Para determinar la rigidez de los resortes que simulan el suelo, tanto en el sentido vertical como horizontal; se utilizó, el método de Bowles (1997), ya que tiene en cuenta la variación de la rigidez con la profundidad y utiliza los valores de densidad y cohesión no drenada que se obtuvieron del estudio geotécnico.

La simulación del modelo continuo se realizó utilizando el *Plaxis 3D foundation* dado que utiliza el M.E.F, para el cálculo de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos de distintas naturalezas.

Método de Bowles (1997)

Bowles propone estimar el módulo de reacción horizontal del suelo considerando la variación de la rigidez con dependencia de la profundidad. Para suelos arcillosos puros, brinda resultados confiables empleando la densidad y la cohesión no drenada del suelo. Los valores de rigideces determinados por (1) son asignados a los resortes en el modelo discreto, [2].

$$K_S = A_S + B_S * z^n \quad (1)$$

Donde:

- A_S Constante para los miembros horizontales o verticales.
- B_S Coeficiente de variación de profundidad.
- Z Profundidad de evaluación. (m)
- $n = 0,40 - 0,60$ Exponente para ajuste

Siendo:

$$A_S = C_m * C * \left(c_u * N_c + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma \right) \quad (2)$$

$$B_S Z^n = C_m * C * (\gamma * N_q * Z^n) \quad (3)$$

Donde:

- c_u Cohesión no drenada del suelo. (kN/m²)
- B Ancho o diámetro del pilote. (m)
- γ Peso específico natural del suelo. (kN/m³)
- $C = 40$ Coeficiente que depende del sistema de unidades, para SI C=40
- N_c, N_γ, N_q Factores de capacidad de carga.

3. CRITERIOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y VERTICALES PERMISIBLES.

El método de Winkler brinda los desplazamientos horizontales y asentamientos verticales que la carga externa produce en el pilote cuando interactúa con el suelo. Dichos valores se comparan con criterios de permisibilidad que han sido presentados por varios autores para el nivel de servicio requerido. Algunos de los criterios utilizados para definir los desplazamiento y asentamientos permisibles se presentan a continuación:[8]

Desplazamientos laterales permisibles.

- En M. Tomlinson and J. Woodward (2015) se resalta que en general, la movilización de la resistencia lateral unitaria depende levemente del tipo del pilote y del tipo de suelo y se asume que la misma es movilizada para desplazamientos entre 5 y 25 mm [9].
- En H. G. Poulos and E. H. Davis (1971) se sugiere que, para pilotes excavados sobre suelos cohesivos, la movilización del fuste es directamente proporcional a su diámetro y se encuentra en el rango de 0,5 al 2% del diámetro del pilote [10].
- En J. O. Bowles (1997) se sugieren valores de desplazamiento del orden de 3 a 10 mm para una movilización del fuste en pilotes tubulares [2].

A partir de la bibliografía consultada, en la presente investigación teniendo en cuenta que la obra se encuentra está en una zona de alto riesgo sísmico, se asume utilizar un desplazamiento horizontal permisible de 10.0 mm según Bowles (1997).

Asentamientos permisibles

En A. S. Vesic (1975) se recogen varios criterios de asentamiento permisible las cuales se resumen a continuación[11]:

- Limita el asentamiento total:
 - a) Asentamiento absoluto: (25,4 mm) (Holanda, código de Nueva York).
 - b) Asentamiento relativo: 10% del diámetro del pilote (Inglaterra)
- Método de Davisson. - La carga límite propuesta es definida como la carga que corresponde a un asentamiento que excede la compresión elástica del pilote por un valor X definido en la ecuación 4:

$$X = 3,80 + \frac{D}{120} \quad (4)$$

Ante diversos criterios resumidos por A. S. Vesic (1975), teniendo en cuenta que la zona es de alto riesgo sísmico, se emplea utilizar un asentamiento permisible total según Holanda, código de Nueva York, de 25,40 mm.

Materiales.

Las características de los materiales utilizados para el análisis de la estructura del modelo se recogen en la tabla 1:

Tabla 1: Características de los materiales.

Material	E (kN/cm ²)	G (kN/cm ²)	μ (Poisson)	γ (kN/m ³)
Acero	20 000,00	7 692,31	0,30	78,50
Hormigón	2 780,56	1 158,57	0,20	24,00

La modelación por el M.E.F implementado en el software *Plaxis 3D foundation* parte de establecer un dominio del suelo, dimensiones que se recomiendan en los videos tutoriales del aprendizaje de dicho programa. Recomendando que en sentido horizontal estableciendo 5 veces el ancho de la losa y el sentido vertical 2 veces la longitud del pilote, de esta manera la influencia de las tensiones y deformaciones quedan contenidas en esa área del suelo analizada [12].

Cargas sísmicas.

En el caso de las cargas horizontales se colocarán los valores de cortante basal en el nivel de la losa del muelle obtenido en la modelación en el software Robot, como se muestra en la tabla 2.

Tabla 2: Cargas horizontales

Carga horizontal en X (kN)	Carga horizontal en Y (kN)
8802,83	2834,80



Figura 2: Gráfico de cargas axiales máxima (Fuente: Elaboración propia)

En la figura 2, se muestra que el pilote del eje 9 D es el más esforzado del muelle, dicho pilote se encuentra ubicado en el eje longitudinal D, donde está la vía férrea. Debido a que las cargas mayores están en las vías de ferrocarril, se seleccionó un largo del modelo igual al ancho del muelle, es decir un área de (20 x 20 m). Para ello, se tiene en cuenta solamente el espaciamiento de los pilotes y tomando de punto central el pilote más esforzado. El volumen de suelo es (100 x 100 x 24 m) en el modelo de elementos finitos.

Se emplean la combinación de G1+0.50 Ms-32(2) para las cargas verticales, para las cargas horizontales $S_x+0.30S_y$ y para analizar la influencia de las cargas horizontales con las cargas verticales se utiliza la combinación $1.34G1+0.50 Ms-32(2)+S_x+0.30S_y+S_z$. Donde G1 son las cargas gravitacionales, con carga de cargador sobre rieles y tolva ecológica en la posición 1, MS-32 (2) la carga del vehículo rodante en la posición 2 y S_x, S_y y S_z son las cargas sísmicas que actúan en los sentidos ortogonales x,y,z respectivamente [13].

- **Suelo.**

El área de estudio se ubica en la zona marítima cercana a la costa occidental del lóbulo norte de la bahía de Santiago de Cuba. En total se perforaron 10 calas, alcanzando entre 25,80 m y 30,0 m de profundidad, los resultados del estudio de suelo se recogen en la tabla 3 [14].

Tabla 3: Parámetros resistentes del suelo.

Z (m)	Cu (kPa)	E (kPa)	Z (m)	Cu (kPa)	E (kPa)
0,50	124,60	32 397,86	6,50	258,50	67 219,29
1,00	135,80	35 299,64	7,00	269,70	70 121,07
1,50	146,90	38 201,43	7,50	280,90	73 022,86
2,00	158,10	41 103,21	8,00	292,00	75 924,64
2,50	169,30	44 005,00	8,50	303,20	78 826,43
3,00	180,40	46 906,79	9,00	314,30	81 728,21
3,50	191,60	49 808,57	9,50	325,50	84 630,00
4,00	202,70	52 710,36	10,00	336,70	87 531,79
4,50	213,90	55 612,14	10,50	347,80	90 433,57
5,00	225,10	58 513,93	11,00	359,00	93 335,36
5,50	236,20	61 415,71	11,50	370,10	96 237,14
6,00	247,40	64 317,50	12,00	381,30	99 138,93

- **Calibración.**

En este artículo se emplea los resultados de la prueba de carga estática realizada en la obra, los que permiten calibrar el modelo discreto y continuo, obteniéndose parámetros del suelo ajustados con vistas a determinar el asentamiento y los desplazamientos horizontales, así como la capacidad última del pilote que se obtiene de la curva carga deformación en el modelo continuo.

En la figura 3 se muestra una gráfica que combina el comportamiento de la carga y el asentamiento del pilote en el tiempo. En el primer ciclo, para una carga aplicada de 655 ton, el desplazamiento máximo obtenido fue de 7,09 mm, recuperándose 6,40 mm al finalizar la descarga de este ciclo, existiendo deformación residual de 0,65 mm como aparece en la figura 4, lo que representa un 90,20 % de recuperación [15].

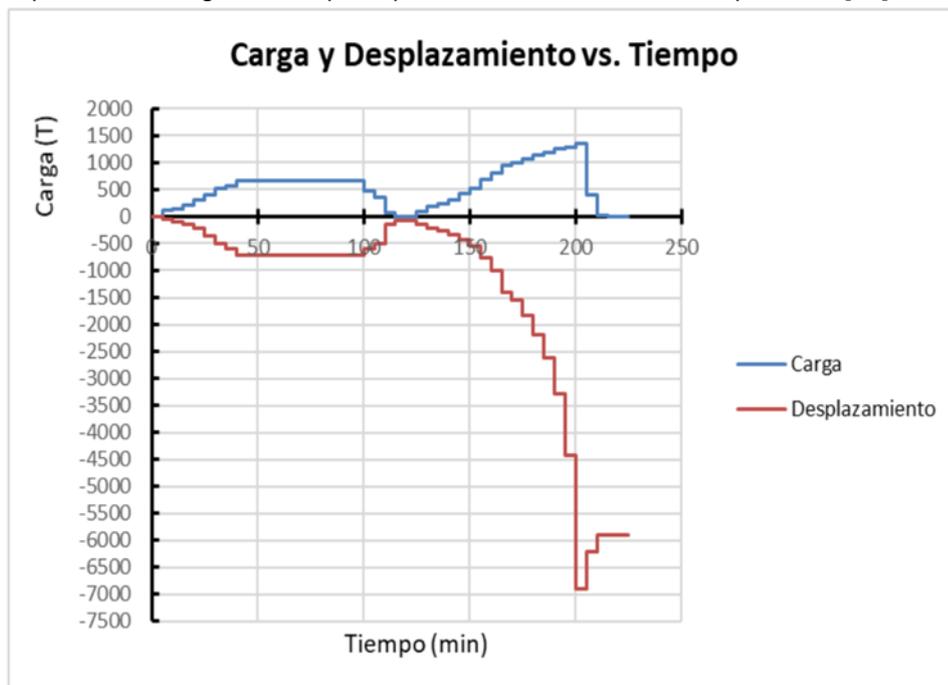


Figura 3: Gráfica resumen de prueba de carga estática que relaciona las variables carga (t) y deformación (mm x 100), [15]

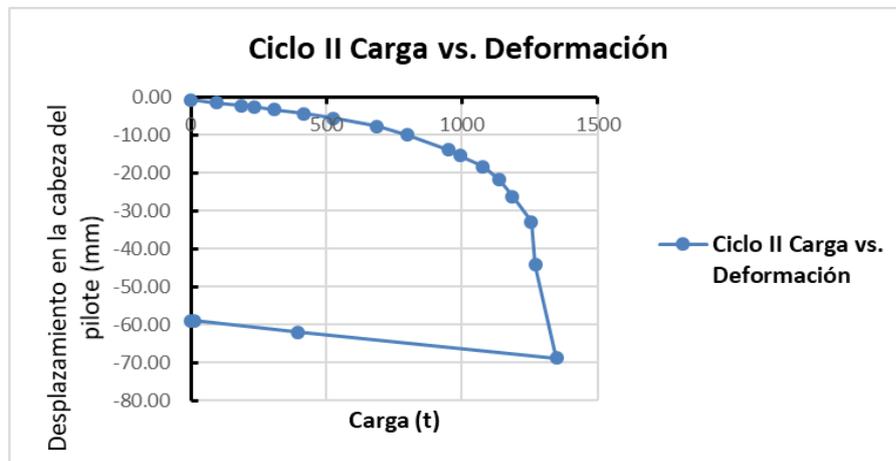


Figura 4: Gráfica del desplazamiento del cabezal del pilote en función de la carga,[15]

La prueba de carga se simula en un área de estudio de (30x30 m), y una profundidad de estrato de 15,00m, el diámetro exterior del pilote de 1,016 m y 0,02 m de espesor del tubo, la longitud de análisis es 8,0 m, con carga puntual de 7800 kN en dirección Z hacia abajo, tal como se muestra en la figura 5.

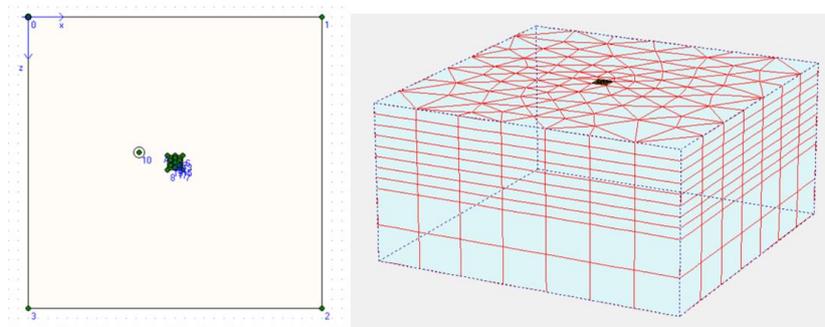


Figura 5: Modelo de prueba de hinca en el Plaxis.

En el modelo continuo implementado en software *Plaxis 3D foundation* se reproducen los asentamientos obtenidos por la prueba de carga para diferentes densidades de mallas de elementos finitos, y a partir de la curva carga deformación aplicando el método de Davisson se determina la carga capacidad de carga [16].

$$S_u(mm) = 0.012 \times D_r + 0.10 \times \left(\frac{D}{D_r}\right) + \frac{Q_u \times L}{A_p \times E_p} \quad (5)$$

Se despeja Q_u para obtener la capacidad última en la ecuación 5

$$Q_u = \frac{[S_u(mm) - 0.012 \times D_r - 0.10 \times \left(\frac{D}{D_r}\right)] \times A_p \times E_p}{L} \quad (6)$$

Donde:

- Q_u Carga última en kN
- D Diámetro del pilote en mm
- D_r Diámetro relativo (300 mm)
- L Longitud del pilote en mm
- A_p Área de la sección transversal del pilote en mm²
- E_p Módulo de Young del material pilote en kN/mm²

Siguiendo el método de Davisson y partiendo del gráfico del desplazamiento del cabezal del pilote en función de la carga de la figura 4 se determinó la resistencia última a compresión (RUC), siendo igual a 12000 kN, con una carga admisible de 11390 kN, utilizando el criterio de asentamiento permisible de Holanda, código de Nueva York, restringiendo que el asentamiento no exceda los 25,40 mm. La calibración se obtuvo igualando los resultados en el modelo de elementos finitos y los obtenidos en la prueba de carga[16]

Aplicando el modelo continuo (*Plaxis 3D foundation*)

Luego, se representan las modelaciones utilizando el M.E.F, donde se aplican las cargas verticales (Figura 6), las cargas horizontales (Figura 7) y la acción de ambas cargas (Figura 8), para determinar los desplazamientos y asentamientos que generan estas acciones.

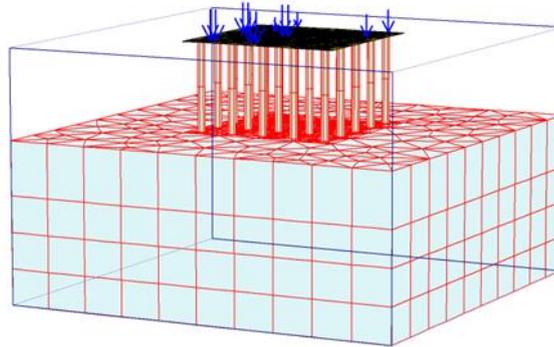


Figura 6: Modelo continuo del muelle bajo la acción de las cargas verticales (Fuente: Elaboración propia)

En la figura 7 se muestra el modelo numérico de la zona más cargada del muelle, donde se representa la posición de las cargas sísmicas introducidas con los valores de cortante basal determinado utilizando el método estático.

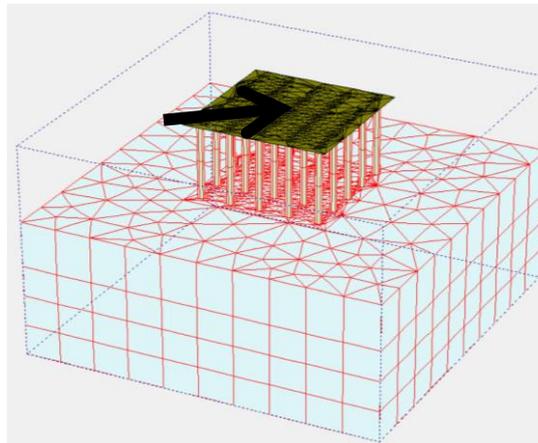


Figura 7: Modelo continuo del muelle acción de la carga horizontal (Fuente: Elaboración propia)

En la figura 8 se muestra la posición de las cargas sísmicas introducidas con los valores de cortante basal y las cargas gravitacionales.

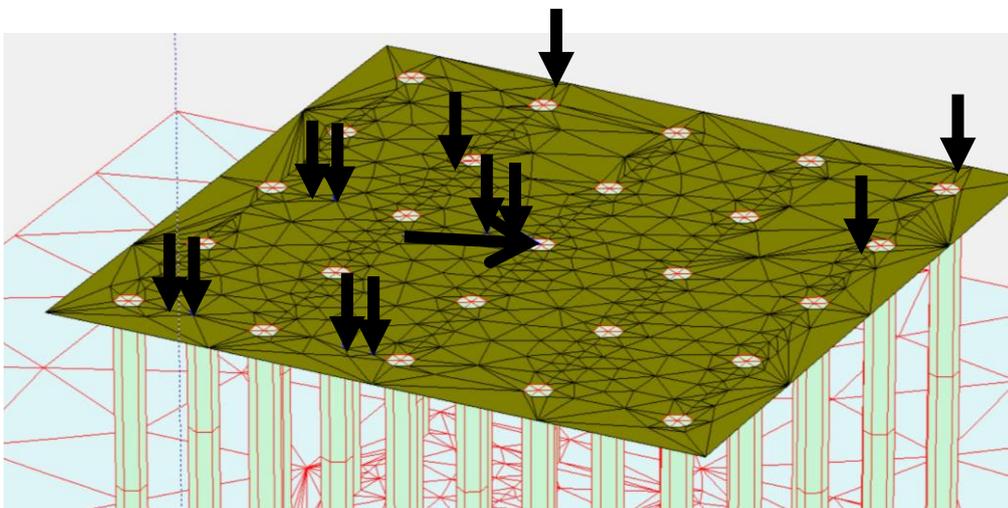


Figura 8: Modelo continuo del muelle bajo la influencia de las cargas vertical y horizontal (Fuente: Elaboración propia)

Resultados y discusión

Los resultados de los asentamientos de los modelos discreto y continuo se muestran en las figuras del 9 al 11, siendo menores sus valores al criterio de asentamiento total (25.4 mm) para el caso de las cargas verticales y siguiendo el criterio de J. O. Bowles con valores inferiores a 10mm para el caso de las cargas horizontales [2].

En la figura 9 se presentan los asentamientos a lo largo del pilote sometido a cargas verticales, tanto para modelo discreto como para el continuo, siendo menores los que se determinan aplicando este último modelo. En ambos modelos los asentamientos calculados son menores que el valor de asentamiento permisible.

Los asentamientos producidos por las fuerzas horizontales en el modelo continuo son pequeños y prácticamente nulos a partir de los 5 m de penetración del pilote, mientras que en el modelo discreto su distribución en la profundidad es constante y se relaciona fundamentalmente con el asentamiento elástico del pilote, estos resultados se representan en la figura 10.

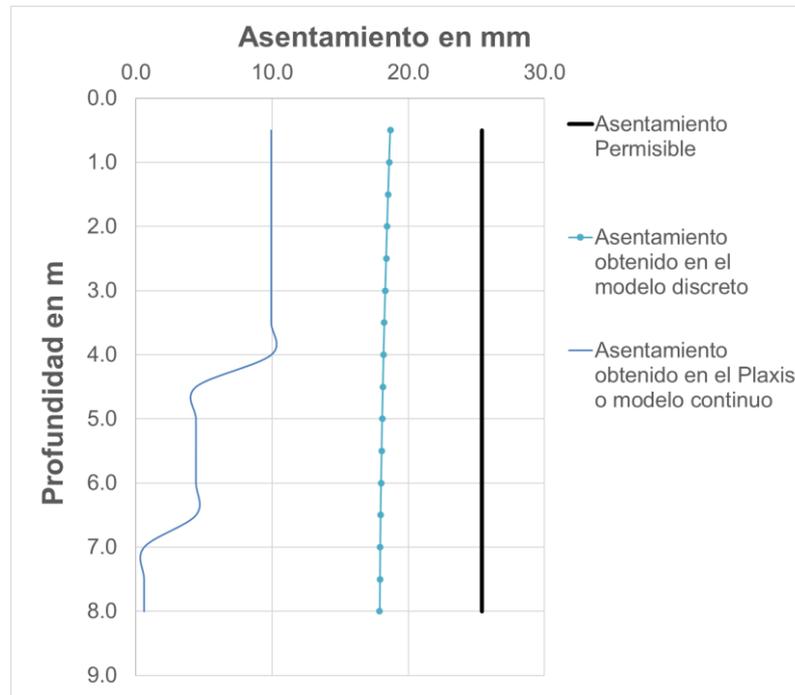


Figura 9: Asentamientos de un pilote de 8.0 m debido a las cargas verticales. (Fuente: Elaboración propia)

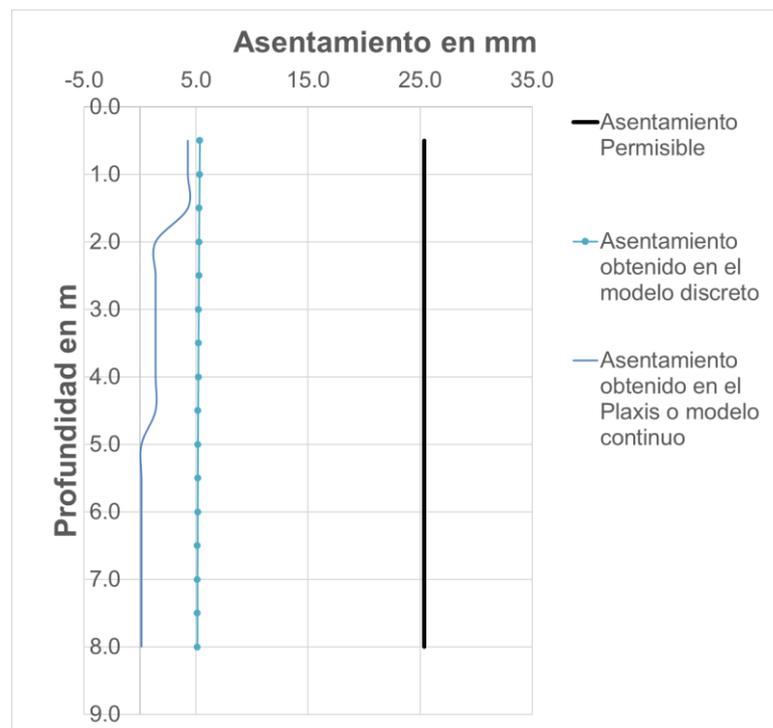


Figura 10: Asentamientos de un pilote de 8.0 m debido a las cargas horizontales. (Fuente: Elaboración propia)

La acción conjunta de cargas verticales y horizontales producen asentamientos en los pilotes como aparecen en la figura 11. Los asentamientos que se tienen lugar no son la suma de los efectos que producen la actuación de cada una de estas cargas por separado. Quedando demostrado que el modelo continuo es capaz de representar las deformaciones que tienen lugar en el pilote y el suelo en función de la interacción que tiene lugar entre los materiales que conforman ambos elementos.

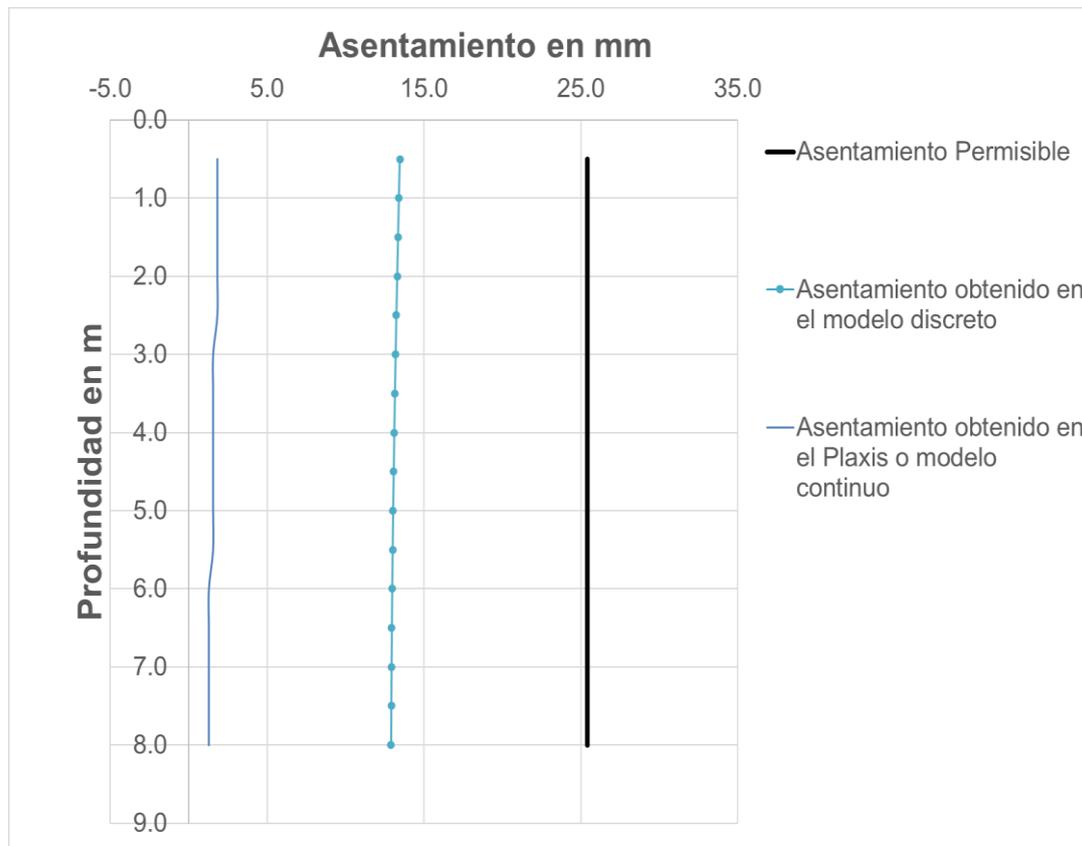


Figura 11: Asentamientos debido a la influencia de las cargas horizontales sobre las cargas verticales. (Fuente: Elaboración propia)

De los resultados antes expuesto en las figuras del 9 al 11 se destaca que los asentamientos determinados en el modelo continuo son menores que los alcanzados mediante el modelo discreto, lo que indica la necesidad de hacer análisis de interacción suelo estructura mediante este tipo de modelos que refleja con mayor precisión el comportamiento geotécnico de la solución de cimentación y la interacción que se produce entre los elementos que la componen.

La figura 12 refleja los resultados obtenidos mediante la aplicación del M.E.F, bajo los tres estados de carga, mostrando que las cargas horizontales influyen sobre los asentamientos que se produce en la punta de pilote, incrementando el valor del asentamiento. El análisis del comportamiento deformacional de la solución de cimentación propuesta para el muelle objeto de estudio, considerando los efectos de interacción suelo estructura permite definir la profundidad de penetración de los pilotes en el lecho marino garantizando cumplir con las exigencias de diseño adecuadamente. El análisis de la interacción suelo estructura implementando modelos continuos redundan en diseños seguros y económicos.

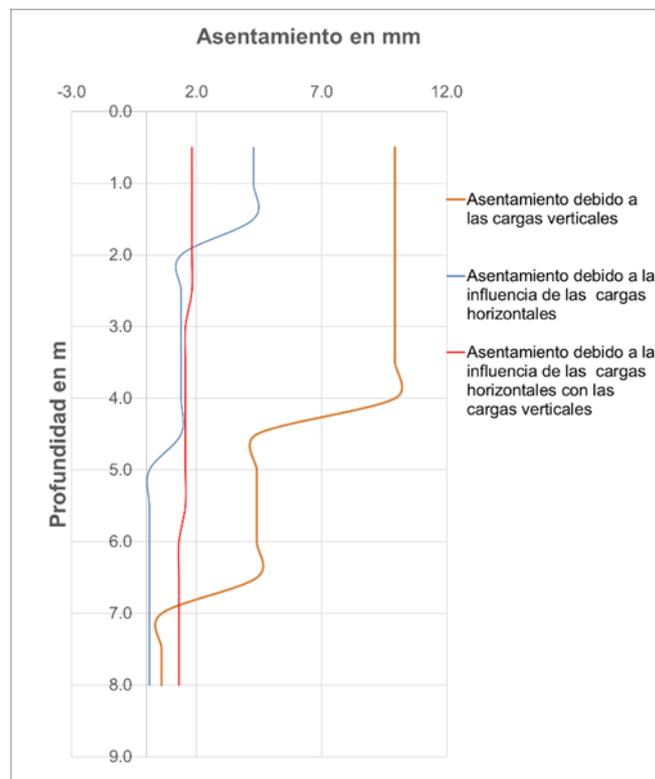


Figura 12: Comparación entre asentamientos en el modelo continuo. (Fuente: Elaboración propia)

El comportamiento de los desplazamientos horizontales en pilote también presenta la misma tendencia que los verticales, siendo menores en el modelo continuo de interacción suelo estructura con relación a los que se determinan con el modelo discreto como se muestra en la figura 13.

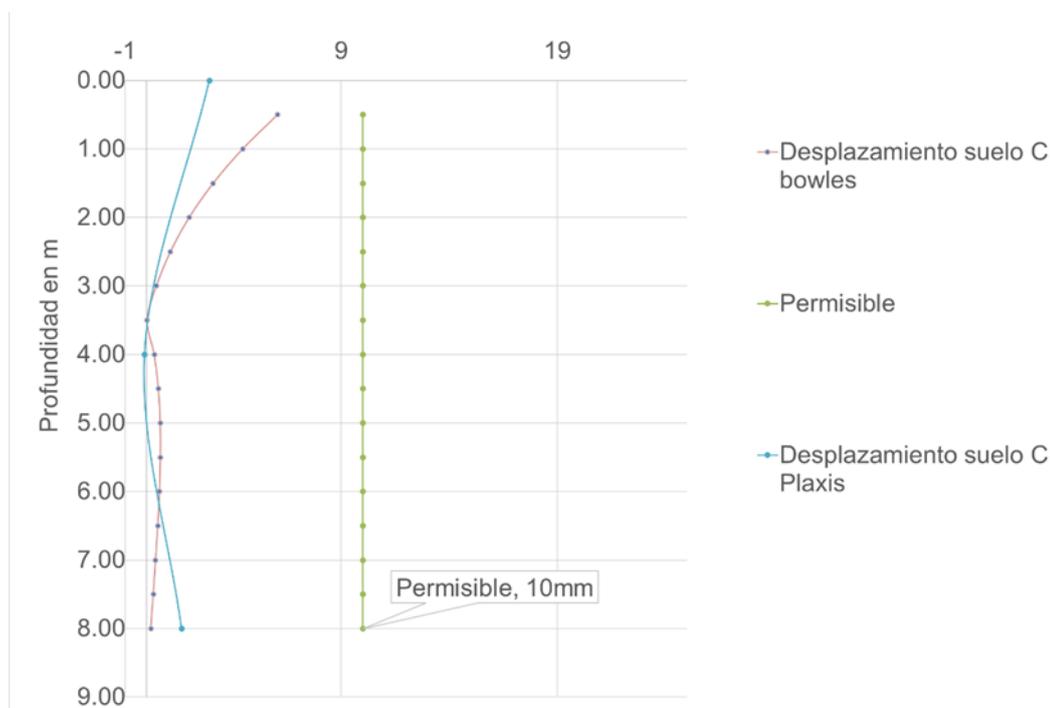


Figura 13: Desplazamientos horizontales (Fuente: Elaboración propia)

En la tabla 5, se refleja la relación de asentamientos obtenidos para ambos modelos. La mayor diferencia entre los modelos se obtiene cuando se aplican las cargas horizontales a partir de la profundidad de 5,0 m. Para las cargas verticales a partir de los 7,0 m, no siendo así en el caso de la influencia de la carga horizontal con las cargas verticales, con una diferencia promedio de 8 veces en toda la profundidad.

Esta última relación indica que, si se emplea la modelación discreta para la evaluación del comportamiento deformacional de la solución de cimentación con pilotes, se tiene que realizar la determinación de las rigideces de los resortes a partir de calcular los desplazamientos que tienen lugar en el modelo continuo o implementar un modelo acoplado de la estructura, la subestructura y el suelo. Los softwares utilizados presentan limitaciones para realizar este tipo de análisis, pero son ampliamente utilizados en la práctica profesional para el diseño de estructuras donde se encuentran sus mejores prestaciones. Existen en el mercado otros softwares que combinan diferentes módulos que permiten la creación de modelos integrados de superestructura, subestructura y suelo, pero requieren de equipamiento de cómputo de altas prestaciones para disminuir el costo computacional y mayor nivel de especialización para la conformación de los modelos y la integración de los módulos de trabajo. Ejemplos de estos softwares son el MIDAS Gen, MIDAS GTS, ABAQUS.

Tabla 5: Asentamientos en mm (Relación de asentamientos entre los modelos).

Prof.	Modelo continuo	Modelo Discreto	Relación	Modelo continuo	Modelo discreto	Relación	Modelo continuo	Modelo Discreto	Relación
m	Debido a las cargas verticales		Discreto/ Continuo	Debido a las cargas horizontales		Discreto/ Continuo	Debido a la influencia de las cargas horizontales con respecto a las verticales		
0,50	9,94	18,68	1,88	4,28	5,32	1,24	1,82	13,46	7,40
1,00	9,94	18,59	1,87	4,28	5,30	1,24	1,82	13,40	7,36
1,50	9,94	18,52	1,86	4,28	5,28	1,23	1,82	13,35	7,33
2,00	9,94	18,44	1,85	1,38	5,25	3,81	1,82	13,29	7,30
2,50	9,94	18,37	1,85	1,38	5,23	3,79	1,82	13,24	7,28
3,00	9,94	18,30	1,84	1,38	5,21	3,78	1,56	13,19	8,46
3,50	9,94	18,24	1,83	1,38	5,20	3,76	1,56	13,15	8,43
4,00	9,94	18,18	1,83	1,38	5,18	3,75	1,56	13,11	8,40
4,50	4,42	18,12	4,10	1,38	5,16	3,74	1,56	13,07	8,38
5,00	4,42	18,07	4,09	0,11	5,15	46,80	1,56	13,03	8,35
5,50	4,42	18,03	4,08	0,11	5,14	46,68	1,56	13,00	8,33
6,00	4,42	17,99	4,07	0,11	5,12	46,58	1,30	12,97	9,98
6,50	4,42	17,96	4,07	0,11	5,12	46,50	1,30	12,95	9,96
7,00	0,61	17,93	29,44	0,11	5,11	46,43	1,30	12,93	9,95
7,50	0,61	17,91	29,41	0,11	5,10	46,37	1,30	12,91	9,93
8,00	0,61	17,89	29,38	0,11	5,10	46,34	1,30	12,90	9,93

4. CONCLUSIONES

La modelación computacional de la interacción dinámica suelo estructura para la determinación de los desplazamientos y asentamiento de los elementos de cimentación permite considerar el trabajo conjunto de todas las partes que conforman la solución de cimentación y la estructura y las rigideces relativas de los materiales componentes (hormigón y suelo de soporte).

El empleo de modelos continuos permite abordar con mayor precisión que los discretos los efectos tridimensionales de la interacción suelo-pilote-estructura. Los asentamientos verticales y los desplazamientos horizontales que se obtienen con los modelos continuos son menores a los que se alcanzan aplicando un modelo discreto.

La implementación de modelos continuos exige su calibración a partir de resultados de pruebas de carga que permiten verificar la precisión y confiabilidad del modelo computacional para el estudio de soluciones de cimentación económicas y seguras.

5. AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Empresa de Proyectos de Obras de Transporte (EPOT) donde se realizó el proyecto del caso de estudio y la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA) por los resultados de los parámetros del suelo para el diseño geotécnico de los pilotes de dicho proyecto.

1. G. Á. R. Yosuary Almaguer Miranda 1 , Willian Cobelo Cristiá "Método Discreto En Pilotes Para la Obtención De Los Desplazamientos Verticales Y Horizontales, Aplicando La Interacción Dinámica Suelo Estructura," vol. Vol.3 No.2 p. 14, Abril - Junio 2022.
2. J. O. Bowles, *Foundation Analysis and Design*. Fifth Edition. Illinois: The McGraw-Hill Companies, Inc., 1997.
3. S. L. Arevalo Borbor and P. A. Villegas Flores, "Análisis de suelos arcillosos para el diseño de cimentaciones piloteadas en Malecón San José, Laguna Yarinacocha, Ucayali-2020," *Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil*, 2021.
4. D. L. Arcentales Tutivén and A. A. Rodríguez Abad, "Tesis de grado: Análisis de interacción suelo-pilote Estructura en tramo central de paso elevado cimentado sobre suelos blandos ubicado en la ciudad de Guayaquil," *Universidad de Guayaquil-Facultad Ciencias Matemáticas y Físicas*, 2021.
5. A. F. Uribe Santa, "Análisis tridimensional de pilas considerando el comportamiento no lineal del suelo," *Magister en Ingeniería Geotécnica, Facultad de Minas Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia*, 2012.
6. C. Gómez de Santos, "Comportamiento geotécnico de suelos arcillosos compactados, respuesta a cargas estáticas y dinámicas," *Tesis Doctoral, Facultad de Ciencias Geológicas, Universidad Complutense de Madrid*, 2019.
7. A. T. Colunga, "Interacción suelo-estructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos," *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 24, no. 2, pp. 141-165, 2019.
8. Á. P. B. Maya, "Evaluación comparativa de la capacidad de carga en cimentaciones profundas. Fórmulas analíticas y ensayos de carga," *Facultad de Minas, Escuela de Ingeniería Civil. Medellín, Colombia, Universidad Nacional de Colombia*, 2011.
9. M. Tomlinson and J. Woodward, *Pile Design and Construction Practice*. Sixth Edition. Florida: CRC Press. Taylor & Francis Group, 2015.
10. H. G. J. J. o. t. S. M. Poulos and F. Division, "Behavior of laterally loaded piles: I-single piles," vol. 97, no. 5, pp. 711-731, 1971.
11. W.-F. Chen and W. O. McCarron, "Bearing capacity of shallow foundations," in *Foundation engineering handbook*: Springer, 1991, pp. 144-165.
12. I. S. F. Sosa, "Análisis del comportamiento de Balsas de Cimentación combinadas con Pilotes por el Método de los Elementos Finitos en 3D," *Departamento de Ingeniería Civil, ISPJAE, La Habana*, 2010.
13. NC 46:2017 *Construcciones sismo resistentes — Requisitos básicos para el diseño y construcción*, 2017.
14. (2019). *Estudio geotécnico para terminal portuaria mineralera "Buena Vista"*.
15. (Septiembre de 2022). *Informe técnico. Grupo de diagnóstico y patología*.
16. D. I. J. E. A. Hurtado, "Diseño de cimentaciones," *PT-35*. Instituto de la Construcción y Gerencia: PT-35, 2010, p. ^pp. Pages