

Revista Ciencia y Construcción



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

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

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

Dr. Francisco Lamas Fernández, Universidad de Granada, Spain

Dr. Eduardo Tejeda Piusseaut, Universidad Técnica de Manabí, Ecuador

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

Comité Científico

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

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

Dr. Rafael Larrúa Quevedo, Universidad de Camagüey, Cuba

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

Consejo Editorial	02
Sumario	03-04
Sección 1: Artículos de Investigación	05
Evaluación Estructural De Un Edificio De Hormigón Armado En La Zona Costera De Ecuador <i>Angie Guerrero</i> <i>Adrián Martínez</i> <i>Luis Tinerfe Hernández Rodríguez</i> <i>Edgar David Mora</i> <i>Gastón Parra</i> <i>Melisa Herrera</i> <i>María Belén Correa</i>	06-19
Asentamientos No Lineales En Suelos No Saturados En Cuba <i>Meily de la Cruz Díaz</i> <i>Gilberto Julio Quevedo Sotolongo</i> <i>Claudia María Rodríguez Rodríguez</i>	20-29
Termografía Infrarroja Para Correlacionar Temperatura De Mezcla Asfáltica Y Condiciones Ambientales De Portoviejo <i>Kelvin José Franco Mera.</i> <i>Eduardo Tejeda Piusseaut</i>	30-40
Estimación De La Velocidad De Absorción Capilar (Sorptividad) A Partir De La Porosidad Efectiva <i>Delilah Díaz Fernández</i> <i>Marietta Llanes Pérez</i>	41-53

Sumario 1

Efectos De Reducción De Dimensiones
De Losas De Hormigón Simple Bajo
Cargas De Transito Y Temperatura

*Carlos Alfonso Mejía Véliz
Eduardo Tejeda Piusseaut*

54-62

Daño en Edificaciones Aporticadas
de Hormigón Armado de 5 o Más
Pisos en la Ciudad de Portoviejo
Incluyendo Interacción Suelo-
Estructura

*Gian Pierre Mosquera Pinargote
Pablo Caiza Sánchez*

63-73

Tratamiento Con Enzimas Orgánicas De
Un Material Granular Para Uso En
Pavimentos De Carreteras

*Jonathan Rodrigo Garrido Lara
José Antonio Orlando Delgado
Eduardo Tejeda Piusseaut*

74-82

Análisis De Estabilidad De Ladera
Natural Empleando Técnicas De
Percepción Remota

*Jonathan Vásquez García
Aldo Fernández Limés
Isaida Flores Berenguer
Jenny García Tristá*

83-92

Sumario 2



Artículos de Investigación

Evaluación Estructural De Un Edificio De Hormigón Armado En La Zona Costera De Ecuador

Structural Evaluation of a Reinforced Concrete Building in the Coastal Zone of Ecuador

Autores

Angie Guerrero ¹, Adrián Martínez ², Luis Tinerfe Hernández Rodríguez ³, Edgar David Mora ⁴, Gastón Parra ⁵, Melisa Herrera ⁶, María Belén Correa ⁷

^{1,2,5 y 6} Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Centro de Investigación de la Vivienda, Quito, Ecuador

^{3,4 y 7} Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito, Ecuador

¹e-mail: guerrero.angiekarol@gmail.com, ²e-mail: adrianomarti_94@hotmail.com, ³e-mail: luis.hernandezr@epn.edu.ec,

⁴e-mail: edgar.mora@epn.edu.ec, ⁵e-mail: kgparra1@espe.edu.ec, ⁶melisa.herrera@epn.edu.ec, ⁷maria.corream@epn.edu.ec

RESUMEN

Para el caso de las edificaciones existentes en Ecuador, no todas cumplen con las especificaciones y parámetros de sismo resistencia detallados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. A partir de esto se evaluará el comportamiento estructural de un edificio de hormigón armado ubicado en Bahía de Caráquez, provincia de Manabí, el cual sufrió daños estructurales y no estructurales durante el sismo de agosto de 1998 ocurrido en esa ciudad, por lo que fue reforzado mediante encamisado de columnas e implementación de nuevos muros en el año 1999, pero a pesar de ese reforzamiento presentó daños no estructurales y fisuras en volados luego del sismo de Pedernales ocurrido en abril de 2016. La presente investigación se enfocó en un análisis dinámico no lineal de la estructura incluyendo la influencia del panel de relleno y calibración del modelo con respecto a periodos experimentales, el análisis utilizó registros sísmicos con características similares a las del sitio de estudio. La respuesta de la estructura fue valorada para el sismo de diseño mediante las derivas límites propuestas en la Norma Ecuatoriana de Construcción, determinándose que las derivas máximas obtenidas en el análisis dinámico no lineal en la dirección Y, que es el más flexible de la estructura, presentan que 5 de los 22 análisis exceden la máxima permitida, es decir, el comportamiento de la edificación para el 22.7% de los análisis no es aceptable, evidenciándose que la edificación necesita un nuevo reforzamiento.

Palabras claves: Análisis dinámico no lineal, tratamiento de señales, comportamiento estructural.

ABSTRACT

In the case of existing buildings in Ecuador, not all of them comply with the specifications and parameters of earthquake resistance detailed in the Ecuadorian Construction Standard. Based on this, the structural behavior of a reinforced concrete building located in Bahía de Caráquez, Manabí province, will be evaluated. This building suffered structural and non-structural damage during the earthquake of August 1998 that occurred in that city, so it was reinforced by casing columns and implementing new walls in 1999, but despite this reinforcement it presented non-structural damage and cracks in cantilevers after the Pedernales earthquake that occurred in April 2016. This research focused on a non-linear dynamic analysis of the structure including the influence of the infill panel and calibration of the model with respect to experimental periods. The analysis used seismic records with characteristics similar to those of the study site. The response of the structure was assessed for the design earthquake using the limit drifts proposed in the Ecuadorian Construction Standard, determining that the maximum drifts obtained in the non-linear dynamic analysis in the Y direction, which is the most flexible of the structure, show that 5 of the 22 analyses exceed the maximum allowed, that is, the behavior of the building for 22.7% of the analyses is not acceptable, showing that the building needs new reinforcement.

Keywords: Non-linear dynamic analysis, signal treatment, structural behavior

Nota Editorial: Recibido: Junio 2024 Aceptado: Septiembre 2024

1. INTRODUCCIÓN

Ecuador es un territorio sísmicamente activo por estar ubicado en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico, donde se estima que se libera el noventa por ciento de la energía sísmica del planeta definiéndose principalmente tres tipos de sismos; interplaca, intraplaca y superficiales [1]. La historia de este país ha estado marcada por varios terremotos, la zona costera ha registrado los sismos con magnitudes más importante del país, estos tienen como origen rupturas en las zonas de subducción. Entre los sismos de subducción más relevantes se pueden mencionar el de Esmeraldas en 1906, el de la costa de Manabí en 1942, los ocurridos entre Esmeraldas y el sur de Colombia en los años 1958 y 1979 y el de Bahía de Caráquez en 1998 con una magnitud de 7.1 [2]. El más reciente ocurrió en 2016, de magnitud 7.8 con epicentro en el cantón Pedernales donde más de 7000 edificios resultaron gravemente dañados o destruidos en el noroeste de Ecuador, 670 personas murieron, 6300 resultaron heridas y casi 30000 perdieron sus viviendas [3].

De manera particular, la ciudad de Bahía de Caráquez está expuesta a sufrir daños por eventos sísmicos, tanto por la presencia de fallas geológicas activas como por la mala condición de los suelos en los que se asienta esta ciudad. Gran parte de la zona noreste de la misma está constituida por depósitos de sedimentos marinos y por rellenos artificiales de tierra, lo que genera una notable amplificación de las ondas sísmicas en el suelo, y en consecuencia daño en las estructuras [4].

En el sismo de 2016 en Pedernales se pone nuevamente en evidencia las deficiencias de las edificaciones como por ejemplo losas rígidas sobre columnas esbeltas, insuficiente confinamiento transversal, pisos blandos, corrosión debido al insuficiente recubrimiento, fallas dentro y fuera del plano de los paneles de relleno [5].

En este contexto, a nivel nacional y en Bahía de Caráquez es evidente el inadecuado control en el cumplimiento de las normativas de construcción sísmo resistentes. En consecuencia, muchas de las edificaciones antiguas y recientes se han visto afectadas de manera estructural durante la ocurrencia de eventos sísmicos. Por tal motivo, garantizar un adecuado comportamiento de las estructuras, mediante un diseño óptimo en el caso de estructuras nuevas o mediante técnicas de reforzamiento y rehabilitación para el caso de estructuras existentes, es fundamental para evitar o atenuar los efectos después de eventos sísmicos en las estructuras.

Precisamente, la razón que ha impulsado la elaboración de este artículo es conocer el comportamiento de una estructura ubicada en la costa ecuatoriana que ha soportado los sismos de Bahía de Caráquez en 1998, y después de ser rehabilitada ha soportado el sismo de Pedernales en 2016, pero después de este último presentó daños no estructurales y fisuras en volados. Por lo tanto, se ha realizado un análisis no lineal dinámico empleando un modelo calibrado mediante vibraciones ambientales y siguiendo los lineamientos de escalamiento del ASCE/SEI 41-17 [6] para conocer las derivas de la edificación durante los sismos escalados.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

El edificio residencial tiene más de 20 años de construcción, posee 10 pisos, de los cuales la planta baja corresponde a bodegas, servicio de guardianía y parqueaderos; la primera planta es un área social con piscina; posee siete plantas de apartamentos y un dúplex que ocupa las dos últimas plantas. La planta baja tiene doble altura debido a que la piscina se apoya sobre la primera losa estructural. El edificio tiene un área de 2108.82 m² y una altura total de 31.49 m. Cabe mencionar que estas características se repiten en muchos edificios ubicados en la costa de Bahía. En la figura 1 se presenta una planta tipo del edificio diferenciándose los elementos estructurales reforzados en 1999 encerrados en color negro y el estado inicial de la estructura previo al reforzamiento se encuentra encerrado en color blanco punteado. Los detalles de los elementos estructurales se describen en la tabla 1 y se presentan en las figuras 2-6

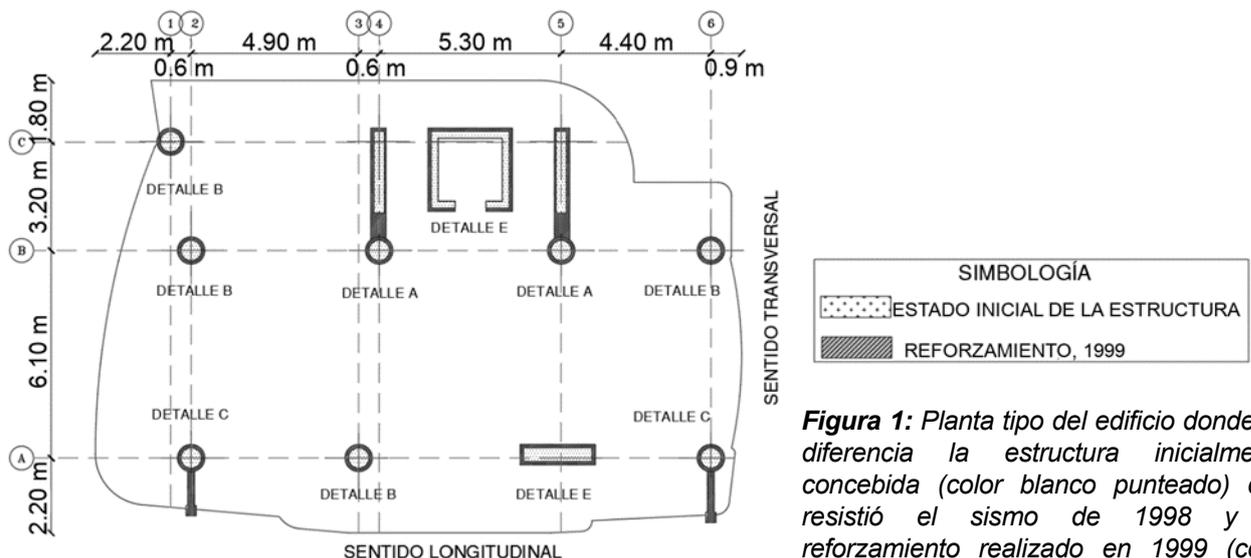


Figura 1: Planta tipo del edificio donde se diferencia la estructura inicialmente concebida (color blanco punteado) que resistió el sismo de 1998 y el reforzamiento realizado en 1999 (color negro)

El sistema de entrepiso inicial consta de losas nervadas armadas en una sola dirección (dirección transversal) con volados que superan los 200 cm en el extremo más pronunciado de la fachada frontal. Antes del reforzamiento, el sistema estructural estaba compuesto por pórticos de hormigón armado, formado por columnas de 60 cm de diámetro, vigas banda de 60 x 40 cm en dirección longitudinal y de 30 x 40 cm en dirección transversal, y muros estructurales. El reforzamiento consistió en el encamisado de columnas circulares, además de la incorporación y aumento de las dimensiones de muros de hormigón armado. En la tabla 2 y la figura 7 se presentan los daños observados en el edificio, en los sismos de Bahía de Caráquez (figura 7a) y en el sismo de pedernales (figura 7b), los que se corresponden con daños en mampostería, pérdida del recubrimiento y fisuras en columnas y losas.

Tabla 1: Resumen de dimensiones de los elementos estructurales de la edificación.

Elemento Estructural	Estructura en su estado inicial		Reforzamiento realizado en 1999		Figura
	Dimensiones	Acero de refuerzo	Dimensiones	Acero de refuerzo	
Losa alivianada en una dirección	h: 40 cm @: 75 cm b: 15 cm	As+: ϕ 16 mm	No hubo refuerzo en losas		Ver Figura 2
Vigas	b: 60 cm h: 40 cm	As-: 8 ϕ 25 mm As+: 5 ϕ 25 mm Estribos ϕ 10mm@10cm (ex) y @20cm (ce)	No hubo refuerzo en vigas		Ver Figura 2
Detalle A Columna circular	dcol: 60 cm	6 ϕ 25 mm No hay Información del refuerzo transversal	dcol: 80 cm. Se conecta columna a muro	4 ϕ 25 mm, 2 ϕ 18 mm Zuncho ϕ 12 mm@10 cm	Ver Figura 3
Detalle A Muro 1	b: 30 cm l: 240 cm	No hay Información.	b: 45 cm l: 320 cm	Ash: ϕ 12 mm@20 cm Asv: ϕ 12 mm@20 cm 2 ϕ 16 mm extremo	
Detalle B Columna circular	dcol: 60 cm.	10 ϕ 25 mm zuncho ϕ 12mm@10 cm	dcol: 80 cm	6 ϕ 25 mm más zuncho ϕ 12 mm@10 cm	Ver Figura 4 Detalle B
Detalle C Columna circular	dcol: 60 cm	6 ϕ 25 mm	col: 80 cm Se conecta a un nuevo muro	4 ϕ 25 mm, 2 ϕ 18 mm zuncho ϕ 12 mm@10 cm	Ver Figura 5
Detalle C Muro 2	No existía	No existía	b: 20 cm l: 150-200 cm (disminuye en pisos altos)	Ash: ϕ 14 mm@15cm Asv: ϕ 14 mm@30cm	
Columna	No existía	No existía	se conecta a una columna cuadrada b y h: 40 cm.	6 ϕ 25 mm	
Detalle D Muro	b: 40 cm l: 200 cm		b: 60 cm l: 220 cm	Ash: ϕ 12 mm@10 cm Asv: ϕ 14 mm@20 cm 6 ϕ 25 mm	Ver Figura 4 Detalle D
Detalle E Muro del Ascensor	b: 20 cm l: 850 cm	NI	Base 30 cm l: 910 cm	Ash: ϕ 12 mm@10-20 cm Asv: ϕ 12 mm@20 cm	Ver Figura 6

Simbología utilizada:

h: altura, @: espaciamiento, n: nervio, b: base, dcol: diámetro columna circular, l: longitud, As+: acero de refuerzo positivo, As-: acero de refuerzo negativo, Ash: acero de refuerzo horizontal, Asv: acero de refuerzo vertical, ϕ : diámetro de la varilla en milímetros, ex: armado existente en los extremos del elemento estructural, ce: armado existente en el centro del elemento estructural.

Tabla 2: Resumen de daños observados en el edificio para los dos eventos

Daños Observados	Sismo Bahía 1998	Sismo Pedernales 2016
Columnas	Rotura del recubrimiento del hormigón no confinado y fisuras	Rotura del recubrimiento del hormigón no confinado
Losas	Fisuras en losa	Fisuras en losa

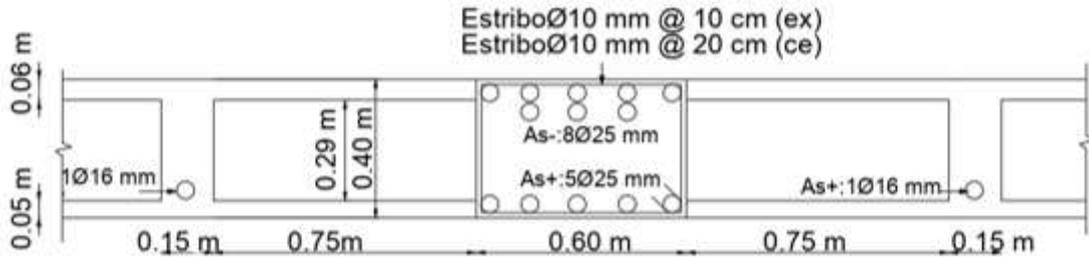


Figura 2: Elevación con dimensiones de viga y losa de la edificación

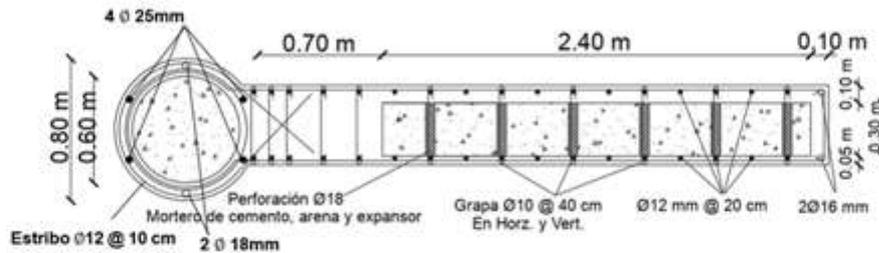


Figura 3: Planta con dimensiones Columna-Muro que fueron reforzados. Detalle A

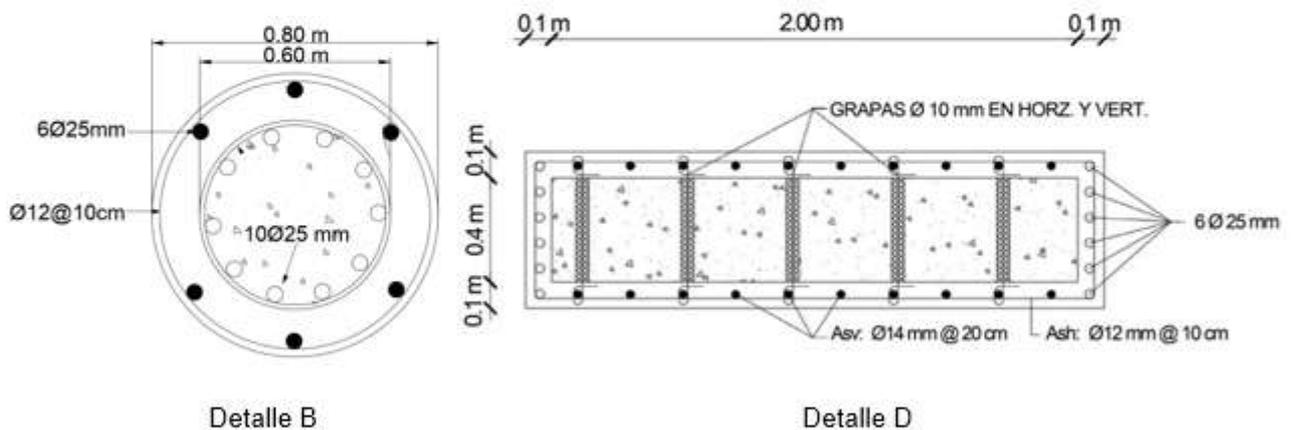


Figura 4: Sección transversal con dimensiones Columna circular y Muro ascensor que fueron reforzados.

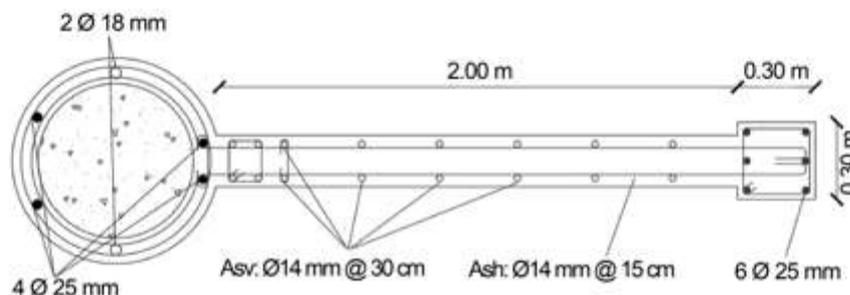


Figura 5: Planta con dimensiones Columna - Muro 2 que fueron reforzados. Detalle C

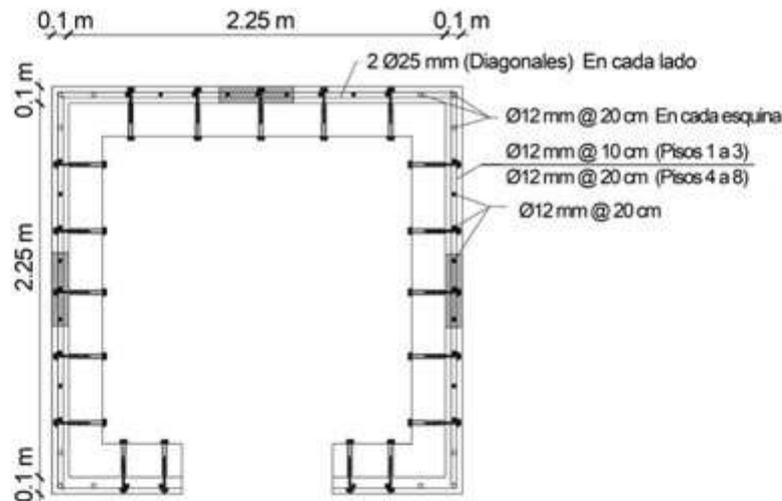


Figura 6: Planta con dimensiones de muros que fueron reforzados en metros. Detalle E

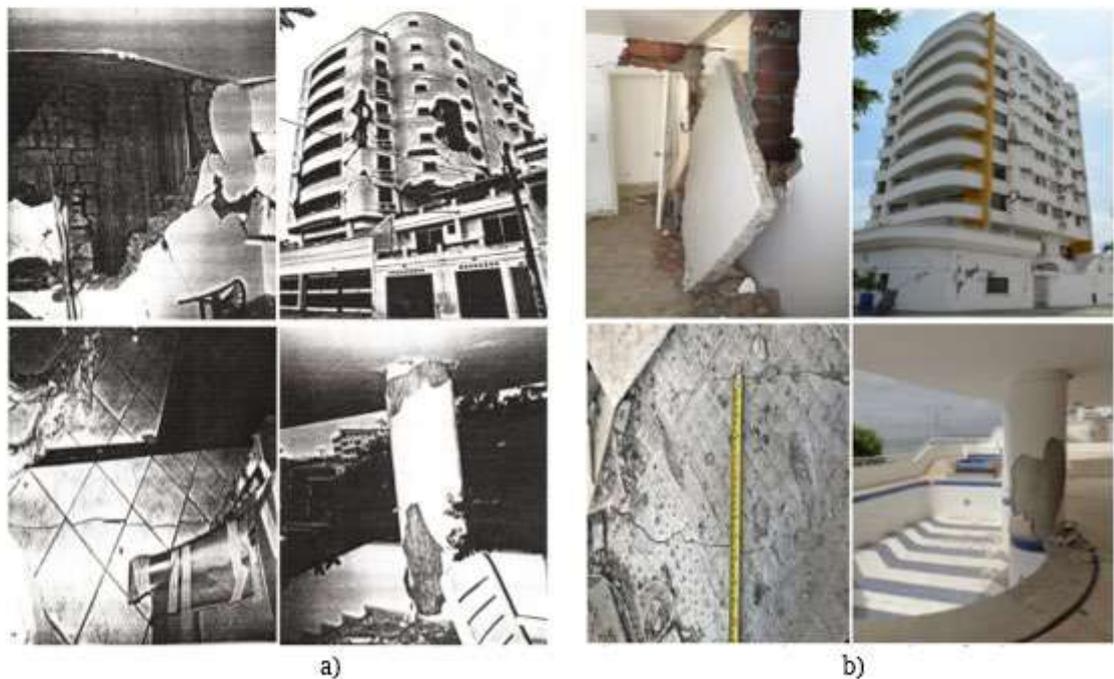


Figura 7: Daños en ocurridos en el edificio debido a los sismos a) evento 1998 b) evento 2016.

A partir de los ensayos destructivos y no destructivos en la estructura realizados después del sismo del 2016, se obtienen las características mecánicas de los materiales y del suelo donde se asienta la misma. Estas propiedades se resumen a continuación.

Para el hormigón se realizan ensayos de extracción de núcleos de acuerdo con la norma ASTM C42/C42M-20 [7] y ensayos con esclerómetro respecto a la norma ASTM C805M [8]. Luego se determina la resistencia equivalente a compresión del hormigón utilizando las muestras de ambos ensayos. La resistencia final a compresión es de 22 MPa, la cual se calcula mediante lo definido en el ACI 562M-19 [9].

Para determinar el módulo de elasticidad del hormigón se utilizó la ecuación (1) [10], en lugar de la ecuación recomendada por el ACI 318-19 [11], debido a que, el módulo de elasticidad varía dependiendo las propiedades de los agregados, experimentalmente se ha evidenciado que la calidad de hormigón en el Ecuador es menor en comparación que en Estados Unidos [10].

$$E_c = 3920 \sqrt{f'_c} \text{ [MPa]} \tag{1}$$

Dónde:

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón (MPa).

f'_c = Resistencia a compresión del hormigón (MPa).

El acero de refuerzo presente en los elementos estructurales se determina mediante escáner, y según las consideraciones del ASCE/SEI 41-17 [6] se calcula la resistencia real de fluencia del acero multiplicando la fluencia del acero estimado por un factor de 1,25. Es decir, se considera la fluencia del acero de 515 MPa.

La resistencia a compresión del muro de mampostería de ladrillo utilizada es 2 MPa, y se determina con base en la calibración del modelo respecto a los resultados de vibraciones ambientales, así como corresponden a la realidad del país. Adicional, el módulo de elasticidad se obtiene según la ecuación (2) expuesta en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo Mampostería Estructural [12].

$$E_m = 750 \cdot f'_m \leq 200 \text{ [MPa]} \quad (2)$$

Donde:

E_m = Módulo de elasticidad del mampuesto (MPa).

f'_m = Resistencia a compresión del mampuesto (MPa).

Para el análisis de suelo se realizan ensayos de Penetración Estándar (SPT) y efecto de sitio, y sus resultados determinan que la capacidad admisible del suelo es de 478 kPa, la velocidad de onda medida es de 270 m/s y el periodo fundamental del suelo de 0,95 s. El tipo de Suelo se estableció como D.

Para determinar el periodo fundamental de la edificación se realizaron mediciones de vibraciones ambientales ya que es un método no destructivo que permite registrar oscilaciones naturales de una estructura. La prueba consistió en colocar un velocímetro-acelerómetro en dos puntos de la planta alta del edificio (lugar donde se presentan las mayores deformaciones) por un tiempo de 15 minutos. Este equipo cuenta con un sensor triaxial que registra velocidades y aceleraciones en tres componentes ortogonales (dos horizontales y una vertical) en función del tiempo, permitiendo conocer el periodo en la dirección longitudinal y transversal simultáneamente. Las señales medidas con el equipo se procesan utilizando la metodología de Guillier et al. [13] con la finalidad de obtener el espectro de frecuencias, y posteriormente poder determinar el periodo de la estructura. Para este apartado se utilizó el software de código abierto GEOPSY [14] aplicando la transformada rápida de Fourier en el rango de [1-25] Hz, siendo éste un rango adecuado para las frecuencias que puede tener el edificio. Además, se seleccionan los picos con mayor amplitud de la curva para encontrar las frecuencias dominantes de la estructura [15].

Los periodos obtenidos experimentalmente se utilizan para la calibración de modelos computacionales tridimensionales, con el propósito de comprobar que el modelo tenga la misma rigidez y modos de vibración que la edificación.

Para el estudio de la edificación se utilizaron las Normas internacionales vigentes como ASCE/SEI 41-17 [6], ASCE/SEI 7-22 [16], las Normas Ecuatorianas de la Construcción [12], [17] teniendo en cuenta las condiciones específicas y normativas del país, así como los criterios presentados por Gombosuren et al. [18], Wei et al. [19], Arroyo et al. [20] y Cando [21].

Los resultados obtenidos de las mediciones de vibraciones ambientales se presentan en la tabla 3 y en las figuras 8 y 9

Tabla 3: Periodos obtenidos de los resultados de vibraciones ambientales

Tipo de Movimiento	Frecuencia (Hz)	Periodo (segundos)
Desplazamiento transversal	0.879	1.137
Desplazamiento longitudinal	0.976	1.025
Torsión	1.318-1.343	0.744-0.758

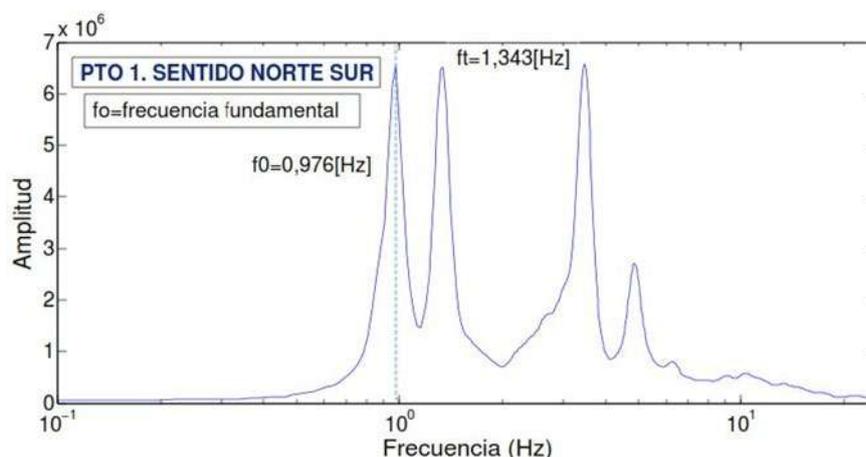


Figura 8: Frecuencias en sentido norte sur obtenidas del ensayo de vibraciones ambientales

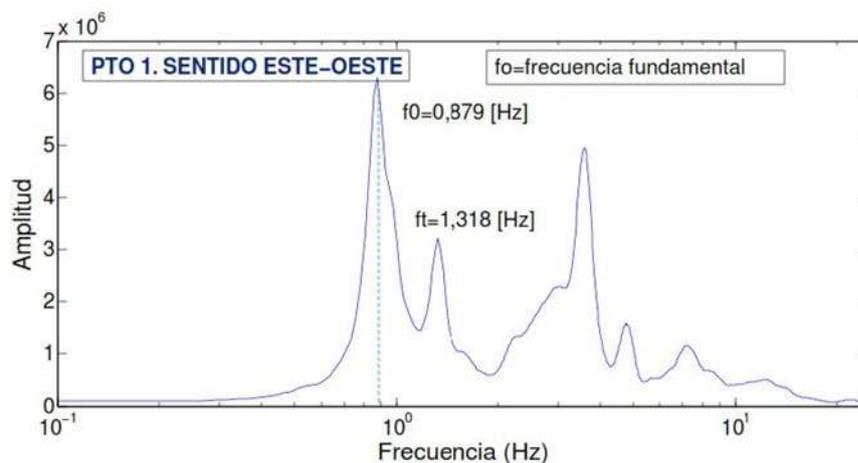


Figura 9: Frecuencias en sentido este oeste obtenidas del ensayo de vibraciones ambientales.

Se puede observar que el edificio tiene un primer modo de vibración traslacional con una frecuencia igual a 0,879 Hz o un periodo igual a 1,137 s para el sentido transversal (Sentido Este / Oeste) y posee un segundo modo de vibración con una frecuencia igual a 0,976 Hz o un periodo igual a 1,025 s para el sentido longitudinal (Sentido Norte – Sur), además el tercer modo tiene una frecuencia igual a 1,343 Hz periodo de 0,75 s en modo torsional. Los picos presentados entre los 3 Hz y 8 Hz o picos en las altas frecuencias (bajos periodos), provienen de vibraciones externas.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La modelación no lineal de la estructura se realiza mediante el software estructural ETABS, y para garantizar que el modelo represente el comportamiento real de la estructura se calibró el mismo.

Para calibrar el modelo se buscó que la rigidez de la estructura modelada teóricamente sea la misma que la edificación real, es decir que, los periodos del modelo computacional coincidan con los medidos experimentalmente. Los aspectos considerados para esta calibración fueron:

- Definir las propiedades mecánicas de los materiales (hormigón, acero, mampostería) de acuerdo con los resultados obtenidos de los ensayos experimentales, mismos que se presentan en la tabla 4.
- Incluir la presencia de la mampostería en el modelo, para lo cual, se utilizó dos puntales diagonales a compresión colocados en ambas direcciones del marco [22].
- Considerar la interacción suelo estructura, mediante el ingreso de resortes en la cimentación.

Tabla 4: Propiedades mecánicas de los materiales para obtener del modelo calibrado

Material	Resistencia a compresión [MPa]	Esfuerzo de fluencia [MPa]	Peso esp. [kN/m ³]	Módulo de elasticidad [MPa]	Módulo de cortante [MPa]	Radio de Poisson
Hormigón	22	-	24	18386	7660	0.20
Acero	-	515	78.5	200000	77000	0.30
Mampostería	2	-	19	1500	600	0.25

Para incluir un comportamiento no lineal del mampuesto se define a los puntales como elementos “multilinear plastic links” y se considera el modelo de histéresis de Pivot simplificado. Los puntos de la curva de histéresis se determinan utilizando parámetros propios de la mampostería, y del ancho del puntal (200 cm) obtenido con la ecuación (3) propuesta por Holmes [23].

$$a = r_{int}/3 \quad (3)$$

Donde:

r_{int} = Longitud de la diagonal de relleno (cm).

a = Ancho equivalente del puntal diagonal (cm).

En la figura 10a se evidencia el modelo de la estructura, en la figura 10b y 10c se observa la colocación e inclusión de los parámetros para los elementos tipo links.

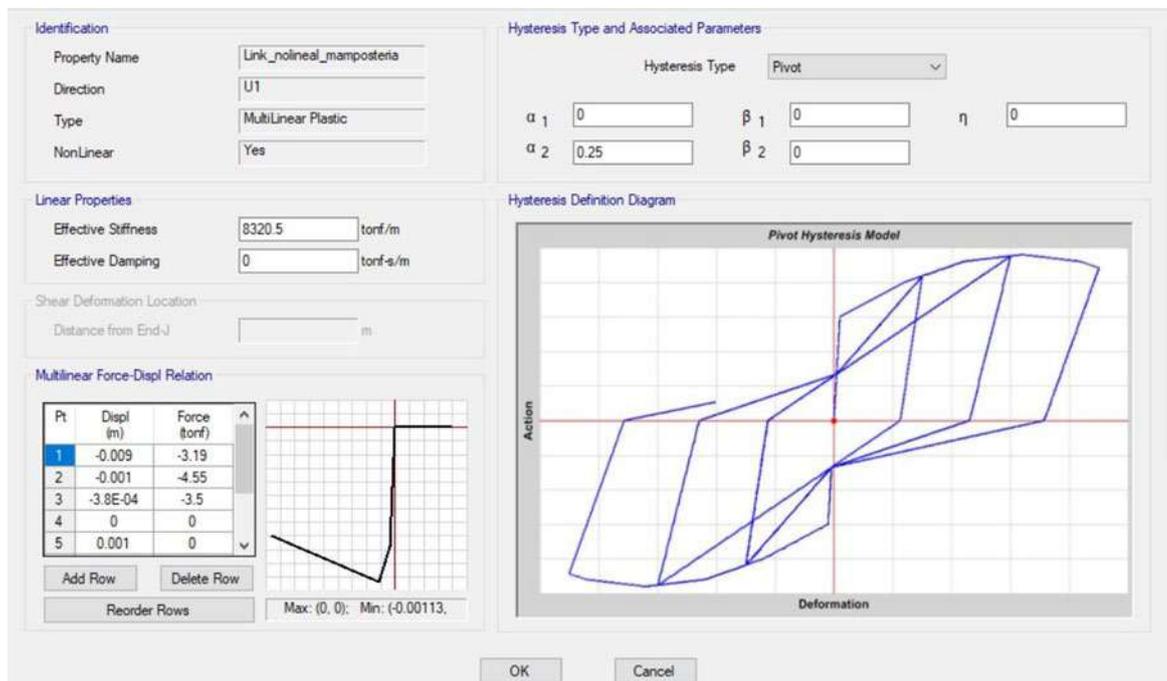
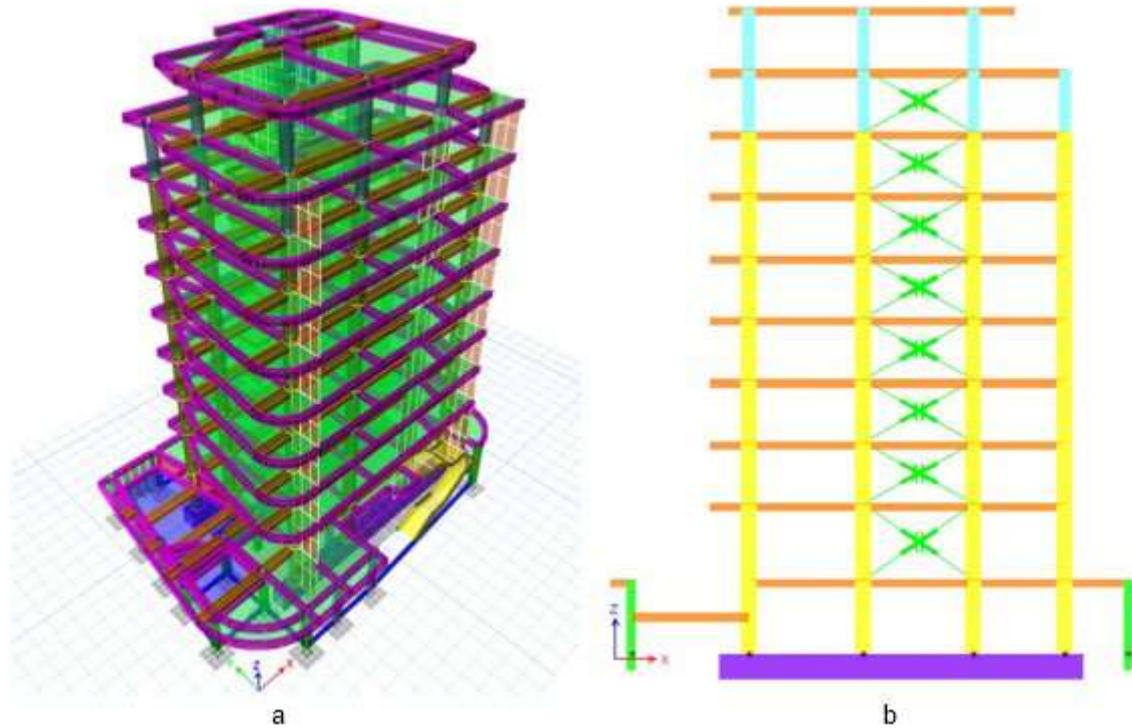


Figura 10: a) Modelo de la estructura reforzada b) Colocación de links que representan la mampostería c) configuración de parámetros en la curva de histéresis de elementos links

Para representar la interacción suelo estructura, se ingresaron resortes con un coeficiente de balasto de 55950 kN/m³, valor obtenido con la ecuación (4).

$$K = 40 \cdot FS \cdot \sigma_{adm} \text{ [kPa]} \quad (4)$$

Donde:

K= coeficiente de balasto [kPa]

σ_{adm} = esfuerzo admisible del suelo [kPa]

FS= factor de seguridad que varía entre 2 y 3.

Se tomó un valor de FS de 3 ya que es un valor más conservador [24].

Adicionalmente para el modelo se considera la rigidez real de los elementos y se define la masa dinámica con carga muerta y carga muerta adicional, y el efecto P-Delta con carga muerta adicional.

En la tabla 5 se presentan los periodos fundamentales de vibración obtenidos experimentalmente con la medición de vibraciones ambientales, y los obtenidos con el programa computacional.

Tabla 5: Periodos fundamentales de vibración

	UY To (s)	UX T1 (s)	UZ T2 (s)
Experimental	1.137	1.025	0.744-0.758
Modelo Numérico	1.151	1.024	0.754

Se puede evidenciar que la variación de periodos obtenidos experimentalmente y con el programa computacional son menores al 1 % por lo cual, se toma como calibrado el modelo.

Por otra parte, se puede observar que, el modo fundamental de vibración de la estructura se encuentra en el sentido Y, que coincide con el sentido más corto de la estructura.

Para la selección de señales el código ASCE/SEI 7-22 [16] establece utilizar mínimo 11 registros para un análisis tiempo historia. Una ventaja de usar un mayor número de registros es que al encontrar una respuesta inaceptable en más de uno de los 11 movimientos, el edificio no tendrá un comportamiento adecuado de acuerdo con los criterios de aceptación de este código. Se toma como referencia el sismo del 16 de abril del 2016 y los parámetros locales de Bahía que se presentan en la tabla 6.

Tabla 6: Parámetros necesarios para selección de señales sísmicas.

Parámetros	
Régimen tectónico:	Falla de subducción
Dirección acelerogramas:	N-S y E-W
Distancia epicentral-estación:	170 km.
Magnitud cercana:	7.8 Mw.
Profundidad:	20 km.
Forma espectral:	(Norma Ecuatoriana de la Construcción) [15]

Para la selección de los registros sísmicos la sección C16.2.2 del ASCE/SEI 7-22 [16] consideran parámetros importantes tales como: mecanismo de origen, distancia del sitio al origen, magnitud, PGA y frecuencia de muestreo. Los acelerogramas escogidos deben ser tratados para reducir las afecciones generadas por las características propias del instrumento de medición o agentes externos del lugar donde se ubican. Este tratamiento consiste en una corrección y filtrado de los acelerogramas a fin de obtener señales aproximadas a la realidad, además se aplica el concepto de la Integral de Áreas, para obtener el intervalo significativo del evento sísmico en el que ocurre la máxima disipación de energía, que optimice el tiempo de procesamiento.

Una vez terminado el tratamiento de acelerogramas se selecciona el conjunto final de registros de acuerdo con los criterios del ASCE/SEI 7-22 [16]. La forma espectral de la señal tratada debe aproximarse al espectro objetivo, el espectro de la señal y el espectro objetivo no deben estar muy distantes en el punto donde se encuentra el periodo de la estructura, los factores de escala estarán en el rango de (0.25 a 4). Finalizado el proceso de selección, en la Tabla 7 se resumen los registros seleccionados para este análisis.

Para el escalamiento de señales se considera el procedimiento de escalamiento del ASCE/SEI 7-22 [16] donde se utilizan 22 registros sísmicos (11 en Dirección "x" y 11 en Dirección "y"), perteneciente a 11 movimientos sísmicos con características similares a las del sitio de estudio, considerando un amortiguamiento crítico del 5 %. Para el escalamiento se consideran los periodos traslacionales del edificio, los cuales son: $T_x=1.02$ s; $T_y=1.15$ s. El periodo promedio del edificio es igual a 1.09 s. El período límite inferior es igual a 0.2 veces el periodo promedio de la edificación 0.219 s y el límite superior es considerado como 2 veces el periodo promedio de la edificación 2.18 s. Los factores finales de escala SF utilizados fueron [1.55; 2.71; 3.48; 1.99; 1.41; 1.79; 1.93; 1.92; 2.24; 2.33; 0.84], considerando las recomendaciones del Código los factores calculados SF, están dentro del rango limitante de (0.25 a 4). En la figura 11 se observa que el espectro objetivo (color terracota), se encuentra por encima del espectro escalado (color azul), dentro de los rangos del periodo establecido.

Para el procedimiento final se usan los registros sísmicos corregidos, filtrados y recortados y se crean los casos de cargas no lineales gravitacionales y dinámicos de acuerdo con ASCE/SEI 41-17 [6].

Finalmente, en un programa computacional, de elementos finitos, se asignan rótulas plásticas en los elementos estructurales (vigas, columnas) a una distancia 5% y 95% de la longitud de cada elemento. Se puede obtener una buena estimación de la longitud efectiva de la articulación plástica a partir de la ecuación (5) de Paulay y Priestley [25].

$$L_p = 0.008 \cdot L + 0.022 \cdot d_v \cdot f_y \quad (5)$$

Donde:

L_p = Longitud de plastificación (m).

L = Longitud del elemento (m).

d_v = Diámetro de la varilla con mayor área (m).

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (MPa).

Tabla 7: Registros de sismos seleccionados

Estación		Fecha	Epicentro	Magnitud (Mw)	Distancia (km)	Profundidad (km)	PGA (cm/s ²)
Código	Lugar						
APO1	Portoviejo, Ecuador	16-04-2016	Pedernales, Ecuador	7.8	168	20.0	373.07 (N)
							311.62 (E)
AMNT	Manta, Ecuador	16-04-2016	Pedernales, Ecuador	7.8	170	20.0	514.26 (N)
							397.12 (E)
ICA2	Ica, Perú	15-08-2007	Pisco, Perú	8.0	123	39.0	334.11 (N)
							272.21 (E)
IBR007	Nakaminato, Japón	11-03-2011	Honshu, Japón	7.7	279	43.0	460.49 (N)
							469.92 (E)
GO07	Quellón, Chile	25-12-2016	Quellón, Chile	7.6	124	30.0	344.91 (N)
							265.44 (E)
FSK007	Ohkuma, Japón	11-03-2011	Honshu, Japón	9.0	184	24.0	613.96 (N)
							687.89 (E)
FSK001	Sohma, Japón	11-03-2011	Honshu, Japón	9.0	174	24.0	615.40 (N)
							560.55 (E)
SANTIAGO-MAIPU	Santiago, Chile	27-02-2010	Cobquecura, Chile	8.8	260	30.1	549.54 (N)
							478.60 (E)
GO04	Vivuña, Chile	16-09-2015	Canela Baja, Chile	8.4	86	11.0	337.00 (N)
							233.10 (E)
LLOLLEO	Valparaiso, Chile	27-02-2010	Cobquecura, Chile	8,8	262	30.1	546.62 (N)
							318.97 (E)
CONSTITUCIÓN	Constitución, Chile	27-02-2010	Cobquecura, Chile	8.8	72	30.1	613.81 (N)
							527.30 (E)

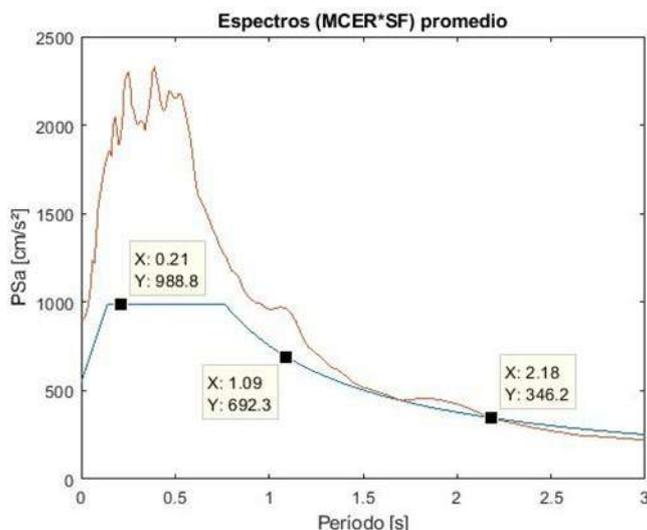
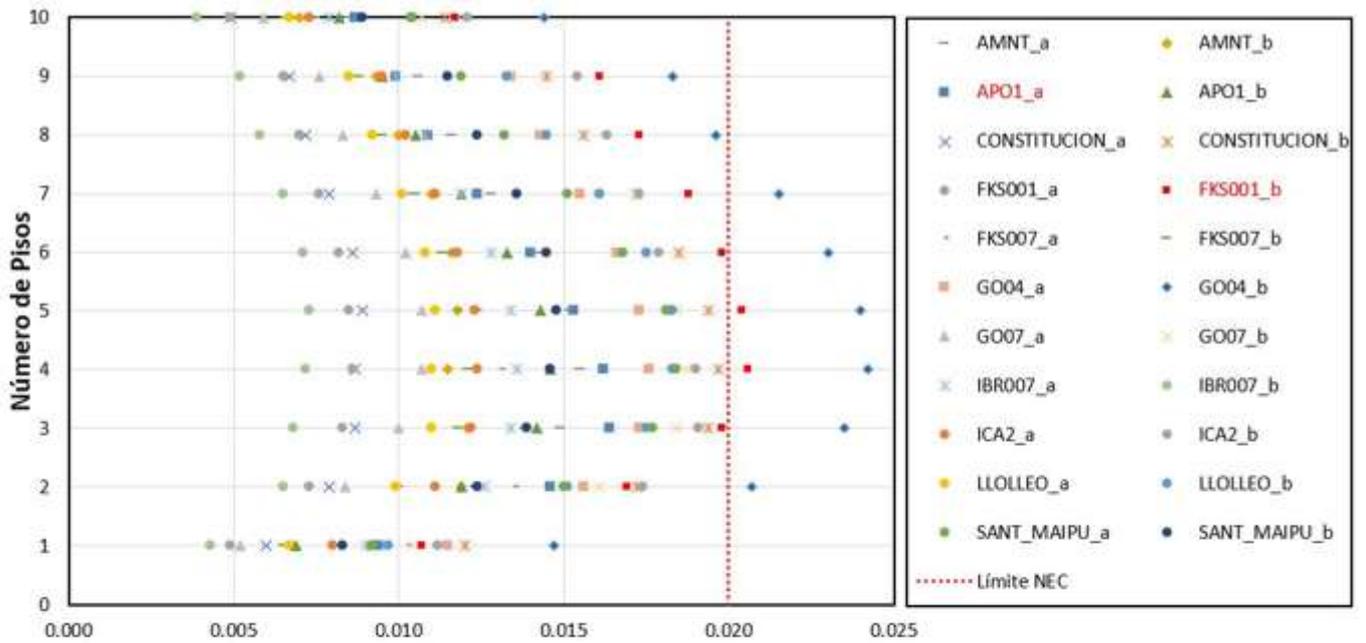


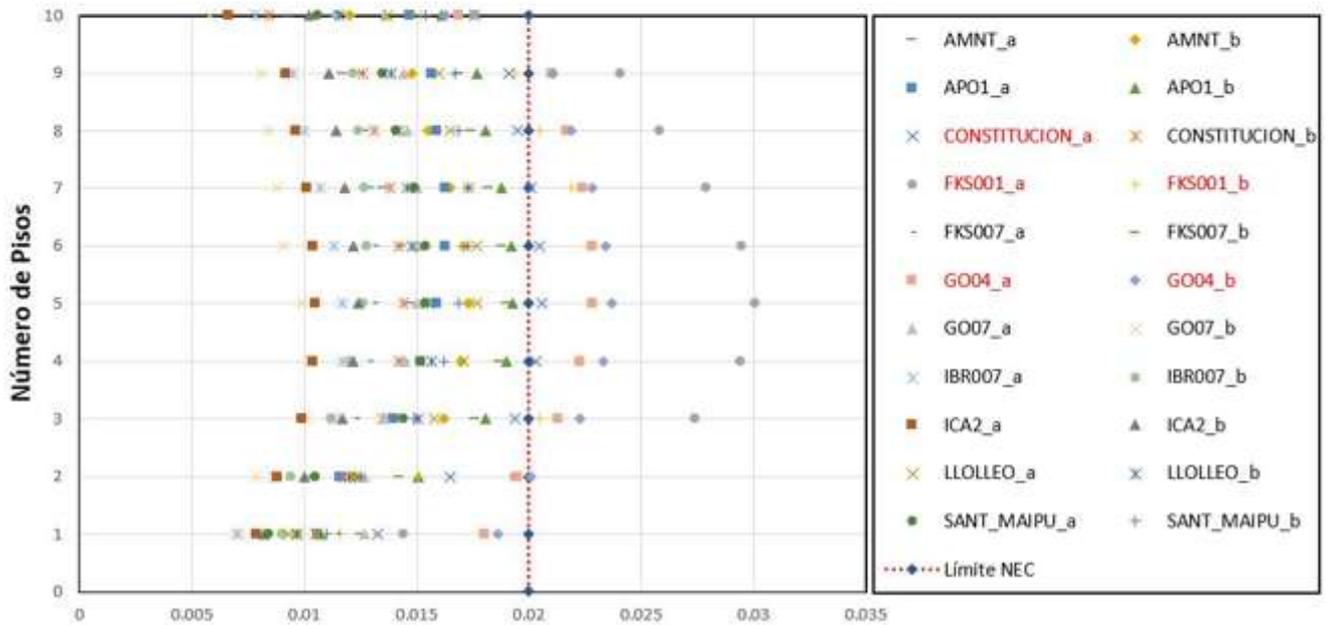
Figura 11: Espectro escalado (azul) y Espectro objetivo (terracota).

En las figuras 12 y 13 se presentan las derivas máximas obtenidas en cada piso para ambas direcciones de las señales sísmicas. Para el sentido X, existen 2 sismos de los 22 en donde se excede el valor del límite de deriva del 0,02 recomendado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción [17], es decir, existe un 10% que no cumple. En cambio, para el sentido Y, existen 5 sismos de los 22 en donde se excede el valor del límite de deriva recomendado por esta Norma, es decir, existe un 22,7% que no cumple. En la parte derecha de la imagen se resalta en rojo a los sismos que ocasionan que la edificación supere el límite de la normativa Norma Ecuatoriana de la Construcción. Las derivas máximas alcanzadas en el análisis dinámico no lineal se obtienen con la señal de la estación APO1_a (0,0242) para la dirección X, y con la señal de la estación FKS001_a (0,0301) para la dirección Y.



Deriva máxima de piso en el sentido X para cada sismo

Figura 12: Derivas máximas por piso en dirección X



Deriva máxima de piso en el sentido Y para cada sismo

Figura 13: Derivas máximas por piso en dirección Y

4. CONCLUSIONES

Las derivas máximas alcanzadas en el análisis dinámico no lineal se obtienen con el sismo de Pedernales en estación de Portoviejo APO1_a (0.0242) para la dirección X, y con la señal del sismo de Honshu de estación Sohma FKS001_a (0.030) para la dirección Y. Estas derivas superan el límite establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción [17].

Las derivas máximas obtenidas en el análisis dinámico no lineal en el sentido más flexible (dirección Y) de la estructura presentan que 5 de los 22 análisis exceden la máxima deriva permitida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción para el sismo de diseño, es decir, el comportamiento de la edificación para el 22.7% de los análisis no son aceptables, lo que deja en evidencia que es una estructura flexible en ese sentido, cuyas consecuencias se reflejan en los daños severos generados a nivel de elementos no estructurales, después del sismo de abril del 2016. Durante el estudio se evidenció que la edificación necesita una rehabilitación enfocada en incrementar la rigidez del sentido más flexible.

El reforzamiento fue realizado con la normativa vigente en el año 1999, el cual fue el Código Ecuatoriano de Construcción publicado en el año 1993, el cual es menos estricto que la normativa actual Norma Ecuatoriana de la Construcción [17] debido a los avances en ingeniería civil que se ven reflejados en cada actualización de la normativa, por lo que se explica que el edificio no cumpla con los límites establecidos por la norma actual aun cumpliendo la normativa de esa época. Pero se resalta que la intervención inmediata después del sismo de Bahía de Caráquez logró que la estructura no colapse ante el sismo de Pedernales.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer el apoyo del Centro de Investigaciones de la Vivienda. Así como al Instituto Geofísico por proveer los equipos para la instrumentación del ensayo de vibraciones ambientales. Ambos pertenecientes a la Escuela Politécnica Nacional.

1. H. Aguirre and M. Gallegos, "Estructuras Aportadas de Hormigón Armado que Colapsaron en el Terremoto del 16 de abril de 2016 en Tabuga– Ecuador," *Revista Politécnica*, vol. 42, pp. 37–46, 2018. <https://doi.org/10.33333/rp.v42i1.961>.
2. F. Rivadeneira, M. Segovia, A. Alvarado, J. Egred, L. Troncoso, S. Vaca, *et al.*, "Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador," Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, Corporación Editora Nacional, 2007, pp. 1-93.
3. F. Yépez and O. Yépez, "Role of construction materials in the collapse of R/C buildings after Mw 7.8 Pedernales – Ecuador earthquake, April 2016," *Case Studies in Structural Engineering*, vol. 7, pp. 24–31, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.csse.2016.12.001>.
4. A. Vizconde, M. Cortez, and F. Macas, "Daños y comportamiento estructural de edificación irregular en bahía de Caráquez – Ecuador debido al sismo del 16 de abril de 2016," presented at XXI Congreso Nacional de Ingeniería sísmica, Guadalajara, México, 2017.
5. A. Kagermanov, P. Ceresa, E. Morales, J. Poveda, and J. O'Connor, "Seismic performance of RC buildings during the MW7.8 Muisne (Ecuador) earthquake on April 2016: field observations and case study," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 15, pp. 5167–5189, 2017. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0182-y>.
6. ASCE/SEI 41-17, "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Virginia, USA, 2017.
7. ASTM C42/C42M-20, "Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete, American Society of Testing Materials, 2020.
8. ASTM C805/C805M-18, "Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete", American Society of Testing Materials, 2019.
9. ACI 562-19, "Code requirements for assessment, repair, and rehabilitation of existing concrete structures and commentary," American Concrete Institute, USA, 2019.
10. Sánchez D., Chiliquina J., Flores E., Orozco M., "Módulo Estático de Elasticidad del Hormigón Fabricado con Agregados de la Mina de San Roque, Imbabura, Ecuador.", *Revista Politécnica*, vol. 46 (1) pp. 29-38, 2020, Ecuador. <https://doi.org/10.33333/rp.vol46n1.03>.
11. ACI 318-19, "Building Code requirements for Structural Concrete," American Concrete Institute, USA, 2019.
12. NEC-SE-MP, "Mampostería Estructural," Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, MIDUVI, Ecuador, 2015.
13. B. Guillier, J.L. Chatelain, H. Tavera, H. Perfettini, A. Ochoa, and B. Herrera, "Establishing empirical period formula for RC buildings in Lima, Peru: Evidence for the impact of both the 1974 Lima earthquake and the application of the Peruvian seismic code on high-rise buildings," *Seismological. Research. Letter*, vol. 85(6), pp. 1308–1315, 2014. <https://doi.org/10.1785/0220140078>.
14. M. Wathélet, J. Chatelain, C. Cornou, G. Di Giulio, B. Guillier, M. Ohrnberger, *et al.*, "Geopsy : A User-Friendly Open- Source Tool Set for Ambient Vibration Processing," *Seismological. Research. Letter*, vol 91(3). pp. 1878–1889, 2020. <https://doi.org/10.1785/0220190360>.
15. R. Brincker, L. Zhang, and P. Andersen, "Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition," presented at The International Modal Analysis Conference, pp. 625-630, San Antonio, Texas, United States, 2000.
16. ASCE/SEI 7-22, "Minimum Design Loads and Associate Criteria for Buildings and Other Structures," American Society of Civil Engineers, Virginia, USA, 2022.
17. NEC-SE-DS, "Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente," Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, MIDUVI, Ecuador, 2015.
18. D. Gombosuren, and T. Maki, "Effect of Joint Flexibility on Seismic Performance of a Reinforced Concrete Ductile Moment-Resisting Frame," *Advances in Materials Science and Engineering*, Article ID 6858283, 2022, <https://doi.org/10.1155/2022/6858283>.
19. F. Wei, H. Chen, and Y. Xie, "Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete shear walls with low shear span ratio. *Journal of Building Engineering*," Article ID 103602, vol. 45, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103602>
20. O. Arroyo, D. Feliciano, J. Carrillo, and M. Hube, "Seismic performance of mid-rise thin concrete wall buildings lightly reinforced with deformed bars or welded wire mesh," *Engineering Structures*, vol. 241, Article ID 112455, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112455>

21. M.A. Cando, "Efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios estructurados con muros de hormigón armado," PhD Thesis, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, 2020. Available from: <https://doi.org/10.7764/tesisUC/ING/57974>
22. L. Cavaleri and F. Di Trapani, "Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 65, pp. 224–242, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.06.016>.
23. D. Paez, "Influencia de muros de mampostería en el comportamiento de edificios de Manta durante el terremoto de 16 de abril del 2016, Pedernales-Ecuador," presented at Third Annual State-of-the-Art in Civil Engineering Structures and Materials, Universidad Central del Ecuador and Universidad de las Fuerzas Armadas, Quito, Ecuador, 2017. <https://www.researchgate.net/publication/319182048>
24. Cortez J., " Estudio Exploratorio para la Determinación del Coeficiente de Balasto a partir de Ensayos de Laboratorios de Suelos Cohesivos," Escuela de ingeniería en Construcción del Instituto Tecnológico de Costa Rica (ICO TEC), 2010.
25. T. Paulay and M.J.N. Priestly, "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, Inc., USA, 2013. pp. 142.

SOBRE LOS AUTORES

Angie Guerrero y Adrián Martínez son Ingenieros Civiles graduado en 2020 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. Edgar Mora es Profesor Titular de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la EPN, Ingeniero Civil graduado en 2012 en Pontificia Universidad Católica del Ecuador y Master en Estructuras graduado en 2016 en la EPN y actualmente está haciendo estudios de doctorado en Universidad de Hiroshima, Japón. Gastón Parra es Ingeniero Civil en Estructuras graduado en 2016 en la EPN, Master en Ingeniería Civil en Estructuras en 2023 en la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, y actualmente se encuentra realizando sus estudios de doctorados en Ciencias de la Ingeniería en la Universidad de los Andes, Chile. Melisa Herrera es Especialista del Centro de Investigación de la Vivienda de la EPN desde el año 2014. Ingeniera Civil Mención Estructuras graduada en la EPN, Master en Estructuras en 2023 en la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. María Correa es Profesora de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la EPN, Ingeniera Civil graduada en 2012 en EPN y Master en Estructuras graduada en 2016 en la EPN.

Non-linear Settlements in Unsaturated Soils in Cuba

Autores

Meily de la Cruz Díaz¹, Gilberto Julio Quevedo Sotolongo², Claudia María Rodríguez Rodríguez³

¹ Ingeniera civil, Máster en Ciencias, Universidad Central Marta Abreu de las Villas, Carretera a Camajuaní Km. 5 y 1/2, Santa Clara, Villa Clara. Cuba. E-mail: mdelacruz@uclv.cu

² Ingeniero civil, Doctor en Ciencias. (Dr. Cs.), Universidad Central Marta Abreu de las Villas, Universidad Central Marta Abreu de las Villas, Carretera a Camajuaní Km. 5 y 1/2, Santa Clara, Villa Clara. Cuba. E-mail: quevedo@uclv.edu.cu

³ Ingeniera civil, Máster en Ciencias, Universidad Central Marta Abreu de las Villas, Carretera a Camajuaní Km. 5 y 1/2, Santa Clara, Villa Clara. Cuba. E-mail: claudiamrr@uclv.cu

RESUMEN

Los suelos no saturados actualmente presentan un auge en su estudio, que se encuentra dado por el desarrollo de las técnicas de laboratorio, ya sea directas o indirectas; que permiten medir la succión como parámetro que modifica el estado tenso deformacional del suelo. En las condiciones cubanas la técnica indirecta del papel de filtro brinda resultados satisfactorios, pues dentro de los métodos empleados para medir la succión, es el único que mide la succión total y matricial del suelo, además constituye un aspecto clave para estudiar el comportamiento tenso deformacional de los suelos no saturados. En la presente investigación se emplean las propiedades físico mecánicas del suelo no saturado en el diseño geotécnico de una cimentación aislada con carga vertical centrada por el método de los estados límites; con la finalidad de lograr una disminución del área de la base de la cimentación, con respecto al suelo saturado. Por otra parte, a partir de realizar un ajuste al método analítico de Malishev y Nikitina para las características de los suelos no saturados, se determinarán los asentamientos no lineales.

Palabras claves: Asentamientos no lineales, método analítico de Malishev y Nikitina, suelos no saturados

ABSTRACT

Unsaturated soils are currently experiencing a boom in their study, which is due to the development of laboratory techniques, whether direct or indirect; that allow measuring suction as a parameter that modifies the tense-deformational state of the soil. In Cuban conditions, the indirect filter paper technique provides satisfactory results, since among the methods used to measure suction, it is the only one that measures the total and matrix suction of the soil, and it is also a key aspect to study the deformational stress behavior of unsaturated soils. In the present investigation, the physical-mechanical properties of unsaturated soil are used in the geotechnical design of an isolated foundation with vertical load centered by the limit state method; with the purpose of achieving a decrease in the area of the foundation base, with respect to the saturated soil. On the other hand, by making an adjustment to the analytical method of Malishev and Nikitina for the characteristics of unsaturated soils, non-linear settlements will be determined.

Keywords: Nonlinear settlements, analytical method of Malishev and Nikitina, unsaturated soils

1. INTRODUCCIÓN

La Mecánica de Suelos en sus inicios presentó un mayor desarrollo en el estudio de los suelos saturados, debido a limitaciones tecnológicas que existían en aquel momento para estimar o determinar la succión, como parámetro que modifica el estado tenso deformacional del suelo no saturado. Por su parte, la Mecánica de Suelos Saturados presenta evidentes dificultades a la hora de explicar las deformaciones en suelos no saturados o estructuras apoyadas sobre estos suelos (carreteras, terraplenes, cimentaciones, entre otros) sometidos a cargas de servicio o a estados tensionales totales presentes in situ [1]. Por este motivo, la investigación de los suelos no saturados está experimentando actualmente un importante crecimiento.

Teniendo en cuenta su origen los suelos no saturados pueden ser naturales o artificiales, dentro de los suelos artificiales se encuentran los suelos compactados, extensamente utilizados en obras de tierra (presas, terraplenes, etc.) [2]. Un suelo no saturado presenta la tendencia a recibir agua y aumentar su grado de saturación, cuando ocurre esto se requiere cierta fuerza para remover el agua del espacio poroso y disminuir el grado de saturación del suelo, estos efectos se pueden explicar mediante la succión, pues se refiere a la energía de absorción [3].

Entre los métodos de medición de succión, la técnica de papel filtro es la única donde la succión total y matricial puede inferirse. El contacto directo entre el papel y el suelo permite que el agua y materiales disueltos se intercambien libremente. La absorción del agua por parte del papel filtro por capilaridad, permite obtener la succión matricial a través de la humedad del papel. La medición de la succión total se realiza mediante la obtención de la humedad del papel que no está en contacto directo con el suelo, ocasionado por el flujo que ocurre en la transferencia de vapor incorporando las fuerzas osmóticas y capilares que retiene a la molécula de agua [4]. Como resultado del método se obtiene la curva característica de succión que representa la genuina expresión de la relación que existe entre el grado de saturación y la succión en el suelo, directamente asociada con su granulometría y estructura [5]. Adicionalmente, la curva característica no es única para un suelo, su forma y posición varían para las trayectorias de humedecimiento y secado, fenómeno denominado "histéresis" [6].

Mediante la determinación de la curva de retención de agua es posible establecer parámetros deformacionales del suelo, permitiendo aplicar los métodos de cálculo de asentamientos que se basan, fundamentalmente, en el análisis del comportamiento deformacional del suelo a través de variables como la relación de vacíos (e), o el espesor de los estratos que van a soportar al cimiento, entre otros. Se encuentra dentro de ellos el método de la sumatoria de capas, el cual se puede emplear para la determinación del asentamiento absoluto lineal en los puntos característicos de la base de un cimiento [3].

Por otra parte, se han desarrollado procedimientos de cálculo de asentamientos basados en métodos no lineales, pues de esta forma el área de la base no está limitada a tener que garantizar un comportamiento lineal del suelo, sino que alcanza dimensiones menores, siempre y cuando cumpla con las deformaciones límites permisibles. En la presente investigación se emplea el método no lineal propuesto por Malishev y Nikitina [7], el cual plantea inicialmente trabajar con un comportamiento lineal del suelo hasta que este se encuentre trabajando a la tensión límite de linealidad, y para esta tensión, calcular los asentamientos lineales que se producen en la base, considerando entonces que a partir de ese punto el suelo se va a comportar como un medio no lineal (como sucede en la realidad), a continuación se presenta su metodología con las adecuaciones para el análisis de suelos no saturados.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

El análisis del método de cálculo a emplear para determinar los asentamientos, si por métodos lineales o no lineales, resulta determinante para la metodología a seguir. Primeramente, debe conocerse que entre los suelos predominantemente cohesivos y los predominantemente friccionales existen diferencias marcadas de comportamiento, en la generalidad de los casos, en cuanto a la respuesta de los suelos ante una relación tensión- deformación, como puede apreciarse en las gráficas que se muestran en las figuras 1 y 2 [8].

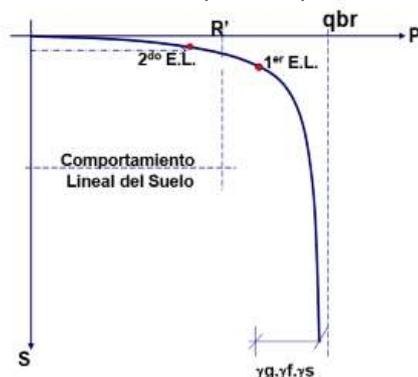


Figura 1: Comportamiento P vs S , en suelos predominantemente cohesivos [8].

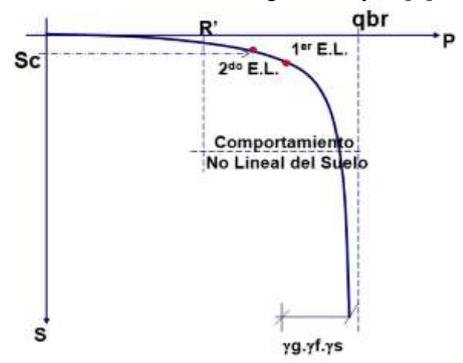


Figura 2: Comportamiento P vs S , en suelos predominantemente friccionales [8].

Considerar el cálculo de los asentamientos no lineales se recomienda fundamentalmente para los casos donde las bases constituidas por suelos predominantemente friccionales, presentan valores de excentricidad no considerables en la combinación de carga para el diseño por el primer estado límite. Asimismo, se puede emplear en cualquier otro tipo de suelo, cuando las combinaciones de carga empleadas en el diseño, generen un estado tensional actuante en el segundo estado límite que sobrepase la tensión límite de linealidad del suelo [9]. En los últimos años, varios autores como González Cueto-Vila [10], han investigado métodos no lineales para calcular asentamientos, lo que supone cambios elementales en la metodología del diseño por Estados Límites, además de evaluar la influencia de la Teoría de la Seguridad, como uno de los métodos de mayor eficacia y rigor científico, en la estimación del nivel de seguridad en un diseño; por su componente probabilístico y estadístico.

En la investigación se propone trabajar en la zona de comportamiento no lineal de un suelo no saturado predominantemente cohesivo, donde la succión tiene una gran influencia en sus propiedades mecánicas, estabilidad y capacidad de carga, a diferencia su comportamiento en los suelos friccionales. También es importante mencionar que se diseña para cargas verticales que permiten aprovechar el comportamiento del suelo en la zona de no linealidad, pues los valores de presiones actuantes superan la presión límite de linealidad del suelo R' , para lo cual se realizan los ajustes pertinentes al método analítico de Malishev y Nikitina [7], adaptado a las condiciones del suelo no saturado.

2.1. Metodología Para El Cálculo De Asentamientos No Lineales A Partir De Ajustes Al Método De Malishev Y Nikitina [7] En Suelos No Saturados

1. Cálculo del valor límite inferior P'_1 , determinado por la tensión límite de linealidad (R')

Para los suelos no saturados R' :

$$R' = \frac{\gamma_{c1} \times \gamma_{c2}}{K} \left(M'_{\gamma} \times K_Z \times b \times \gamma_{2k} + M'_q \times (\gamma_{1k} \times D_f + q_{sc}) + M'_c \right) \times (c'_{sat} + (u_a - u_{\omega})_b \times (\tan \varphi_{sat} - S_r^{\Psi} \times \tan \varphi_{sat}^*) + (u_a - u_{\omega})_{AVR} \times S_r^{\Psi} \tan \varphi_{sat}^*) \quad (1)$$

Donde: γ_{c1} y γ_{c2} son los coeficientes que dependen de las condiciones de trabajo del suelo y tipo de estructura; K es el coeficiente de fiabilidad; K_Z es el coeficiente que toma en cuenta el ancho b de la cimentación; γ_{2k} es el peso específico húmedo por debajo del nivel de cimentación; k es el valor característico; M'_{γ}, M'_q, M'_c son los coeficientes adimensionales que dependen del ángulo de fricción interno φ^* (afectado por la succión) del terreno que yace bajo la cimentación, obtenidos con la corrección por excentricidad; γ_{1k} es el peso específico húmedo por encima del nivel de cimentación; D_f es la profundidad de cimentación; q_{sc} es la sobrecarga circundante alrededor del cimiento en la superficie del terreno; c'_{sat} es la cohesión efectiva y minorada según la condición del estado límite de deformación; $(u_a - u_{\omega})_b$ es el valor de la entrada de aire de la curva de retención de agua del suelo; $(u_a - u_{\omega})_{AVR}$ es la succión del intervalo a analizar; φ_{sat}^* es el ángulo de fricción efectiva, que representa la máxima inclinación de la envolvente de falla cuando las tensiones son efectivas; S_r es el grado de saturación y Ψ es el parámetro de ajuste del modelo [11].

2. Determinar P'_1 , que está dado por

$$P'_1 = P_1 - \gamma_1 \times D_f \quad (2)$$

Donde: P_1 es el valor de la presión crítica inferior, puede estar dada por $R'; 1,2R'$ o por otro valor predeterminado, que prefija un límite de comportamiento lineal del suelo; γ_1 es el peso específico en estado natural del suelo por encima del nivel de cimentación y D_f es la profundidad de cimentación.

3. Calcular el asentamiento lineal que se produce cuando está actuando una presión P_1

Para lo cual se emplea el método lineal de sumatoria de capas, según plantea la norma NC-1321, 2019 para el cálculo de los asentamientos lineales [9].

4. Obtener el valor de la profundidad media en la que se considera se desarrollarán los asentamientos h_{media}

$$h_{media} = \frac{S_{lineal} \times E_0(1 - \mu)}{P'_1(1 + \mu)(1 - 2\mu)} \quad (3)$$

Donde: S_{lineal} es el asentamiento lineal del suelo; E_0 es el módulo general de deformación del suelo y μ es el coeficiente de Poisson del suelo.

Para determinar el módulo general de deformación del suelo E_0 en la condición no saturada se parte de la curva de compresibilidad resultado del ensayo de consolidación para el suelo saturado, posteriormente se emplea el modelo de comportamiento volumétrico planteado por Alanís y Rojas [12], [13] donde se obtienen los valores de κ y λ para la zona de comportamiento elástico y plástico del suelo, con el objetivo de trazar la curva de compresibilidad para cada grado de saturación que se analiza. A partir de dichas curvas se calculan las propiedades deformacionales del suelo (a_v coeficiente de compresibilidad y m_v coeficiente de variación volumétrica) y de esa forma el módulo de deformación para cada grado de saturación objeto de estudio.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma' } = \frac{e_0 - e_f}{\sigma'_f - \sigma'_0} \quad (4)$$

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (5)$$

$$E_0 = \frac{1}{m_v} \quad (6)$$

Donde: a_v es el coeficiente de compresibilidad; Δe es la variación del índice de poros del suelo no saturado; $\Delta \sigma'$ es la variación de las tensiones efectivas; e_0 es el índice de poros inicial; e_f es el índice de poros final; σ'_0 es la tensión efectiva inicial; σ'_f es la tensión efectiva final; m_v es el coeficiente de variación volumétrica y E_0 es el módulo general de deformación del suelo.

5. Determinar el valor de q_1 , que representa el estado de reposo del suelo, por la siguiente expresión

$$q_1 = \frac{\mu}{1 - \mu} \times P_1 \quad (7)$$

6. Calcular el valor del límite superior de tensiones P_2

Determinado por el valor de q_{br}^* en función de las características físico mecánicas medias del suelo.

$$P_2 = q_{br}^*(\varphi, \gamma)$$

Para los suelos no saturados q_{br}^* se calcula como

- Para suelos $c - \varphi$

$$q_u = [c' + (u_a - u_\omega)_b (\tan \varphi_{sat}^* - S_r^\Psi \times \tan \varphi_{sat}^*) + (u_a - u_\omega)_{AVR} \times S_r^\Psi \tan \varphi_{sat}^*] N_c S_c i_c d_c g_c + \gamma_1^* D_f N_q S_q i_q d_q g_q + 0,5 \gamma_2^* B N_\gamma S_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma \quad (8)$$

$$\Psi_d = 1 + 0,34(IP) - 0,0031(IP^2) \quad (9)$$

$$\varphi_{unsat} = \varphi_{sat} + \Psi_d \quad (10)$$

Donde: c' es la cohesión efectiva; $(u_a - u_\omega)_b$ es el valor de la entrada de aire de la curva de retención de agua del suelo; φ_{sat}^* es el ángulo de fricción interna efectiva del suelo saturado; S_r es el grado de saturación; Ψ es el parámetro de ajuste del modelo; $(u_a - u_\omega)_{AVR}$ es la succión del intervalo a analizar; γ_1^* es el peso específico húmedo por encima del nivel de cimentación; γ_2^* es el peso específico húmedo por debajo del nivel de cimentación; D_f es la profundidad de cimentación; B es el ancho del cimiento; N_c, N_q, N_γ son los factores de capacidad de carga; S_c, S_q, S_γ son los factores de forma; i_c, i_q, i_γ son los factores de inclinación de la carga; d_c, d_q, d_γ son los factores que valoran el efecto de la profundidad del cimiento dentro del estrato resistente D ; g_c, g_q, g_γ son los factores de inclinación del terreno; Ψ_d es el parámetro de ajuste del modelo que depende del índice de plasticidad del suelo; IP es el índice de plasticidad del suelo; φ_{unsat} es el ángulo de fricción interna del suelo no saturado [11].

- Para los suelos cohesivos puros ($\varphi = 0$)

En el caso de los suelos cohesivos puros se emplea la formulación planteada por Brinch – Hansen, que utiliza la norma NC-1321,2019 [9], con modificaciones a los parámetros de resistencia del suelo no saturado, según los ajustes propuestos por Vanapalli [11].

$$q_u = 5,14 c_{u(unsat)} (1 + S'_c + d'_c - i'_c - g'_c) + q' \quad (11)$$

$$q' = \gamma_1^* \times D_f + q_{sc}^* \quad (12)$$

Donde: $c_u(unsat)$ es la cohesión para el suelo no saturado; S'_c es el factor de forma; d'_c es el factor que valora el efecto de la profundidad del cimiento dentro del estrato resistente D ; i'_c es el factor de inclinación de la carga; g'_c es el factor de inclinación del terreno; γl^* es el peso específico de cálculo por encima del nivel de cimentación, Df es la profundidad del cimiento, q_{sc}^* es la sobrecarga circundante alrededor del cimiento en la superficie del terreno.

Vanapalli lleva a cabo un modelo para predecir la variación de la resistencia al corte en un suelo no saturado cohesivo puro para cinco valores diferentes de succión matricial usando la resistencia al corte derivada de resultados de la prueba de compresión no confinada para suelos saturados [14], resultando:

$$c_{u(unsat)} = \frac{q_{u(unsat)}}{2} \quad (13)$$

$$c_{u(unsat)} = c_{u(sat)} \left[1 + \frac{u_a - u_w(S_r)^v}{P_a/100^\mu} \right] \quad (14)$$

Donde: $c_{u(unsat)}$ y $c_{u(sat)}$ son la resistencia a compresión bajo la condición no saturada y saturada, respectivamente; P_a es la presión atmosférica siendo igual a 101,3kPa; S_r es el grado de saturación y v, μ son parámetros de ajustes.

$$v = 2$$

$$\mu = 9 \text{ para } 8 \leq IP(\%) \leq 15,5$$

$$\mu = 2,10880e^{0,0903(IP)} \text{ para } 15,5 < IP(\%) < 60$$

Donde: IP es el índice de plasticidad del suelo.

7. Determinar la tensión máxima de confinamiento actuando lateralmente q_2

$$q_2 = \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} \times P_2 - \frac{2 \times c_{u(unsat)} \times \cos \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} \quad (15)$$

Donde: q_2 es la tensión máxima de confinamiento actuando lateralmente; φ es el ángulo de fricción interna del suelo; P_2 es el valor de la presión crítica superior, y va a estar dada por la expresión de capacidad de carga q_{br}^* evaluada para los valores medios de las características físico mecánicas del suelo y $c_{u(unsat)}$ es la cohesión del suelo en estado no saturado.

8. Calcular el valor de K que está expresada como

$$K = \frac{E_0}{1 - 2\mu} \quad (16)$$

Donde: E_0 es el módulo general de deformación del suelo, determinado para los suelos no saturados a través de la curva de índice de poros para cada grado de saturación del suelo y μ es el coeficiente de Poisson del suelo.

9. Comprobar la siguiente condición $P_1 \leq P \leq P_2$

Es importante que el valor de P , referente a la presión media real actuante en el suelo, para la cual se determinan los asentamientos no lineales se encuentre entre los valores de P_1 , considerado como la presión crítica inferior, la cual fija un límite de comportamiento lineal del suelo y P_2 , determinado por el valor de la presión crítica superior de falla del suelo, que se toma como la capacidad de carga, de no ser así no se está trabajando en la zona de comportamiento no lineal del suelo y no sería válido aplicar el método. Es preciso señalar que si por ejemplo $P \leq P_1$, el suelo se encuentra en la zona de comportamiento lineal para lo cual es necesario aplicar un método lineal en la determinación de los asentamientos, además nunca $P > P_2$ pues eso significa que el suelo se encuentra en inminente falla ya que la presión actuante sobrepasa la resistencia de rotura del suelo.

10. Cálculo del asentamiento no lineal para la presión media real actuante del suelo P

$$S_{no \text{ lineal}} = h_{media} \times \frac{P - P_1}{3E_0} \left\{ \frac{2(1 + \mu)}{P_2 - P} [P_2 - P_1 - (q_2 - q_1)] + \frac{1 - 2\mu}{P_2 - P_1} [P_2 - P_1 + 2(q_2 - q_1)] \right\} + S_{lineal} \quad (17)$$

Ecuación simplificada

$$S_{no \text{ lineal}} = S_{lineal} \frac{P(P_2 - P_1) - (P - P_1)P_1}{P_1(P_2 - P_1)} \quad (18)$$

2.2. Caracterización Físico-Mecánica. Suelo De Ciego De Ávila

El estudio experimental corresponde a muestras de suelo pertenecientes al poblado Venezuela en la provincia de Ciego de Ávila. Para la caracterización físico mecánica del suelo se procede a realizar los ensayos de granulometría [15], peso específico [16], límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad [17], compactación con la energía del ensayo Proctor estándar [18], y el ensayo de corte directo [19], todos ellos a partir de las orientaciones de las normas actualmente vigentes, además se clasificó el suelo por los sistemas: (SUCS) Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos y (AASHTO) American Association of State Highway and Transportation Officials, respectivamente. Por otra parte, se obtiene la curva de retención de agua del suelo (S_r vs S_u) mediante la técnica indirecta del papel de filtro para la medición de la succión del suelo, a partir de la norma ASTM vigente [20]. Los resultados de los ensayos físicos y mecánicos fueron extraídos de Rodríguez [21] y se muestran a continuación.

- **Granulometría, límite de consistencia, peso específico, compactación y parámetros de resistencia del suelo**

En la figura 3 se aprecia la curva granulométrica promedio de las muestras de suelo analizadas [15].

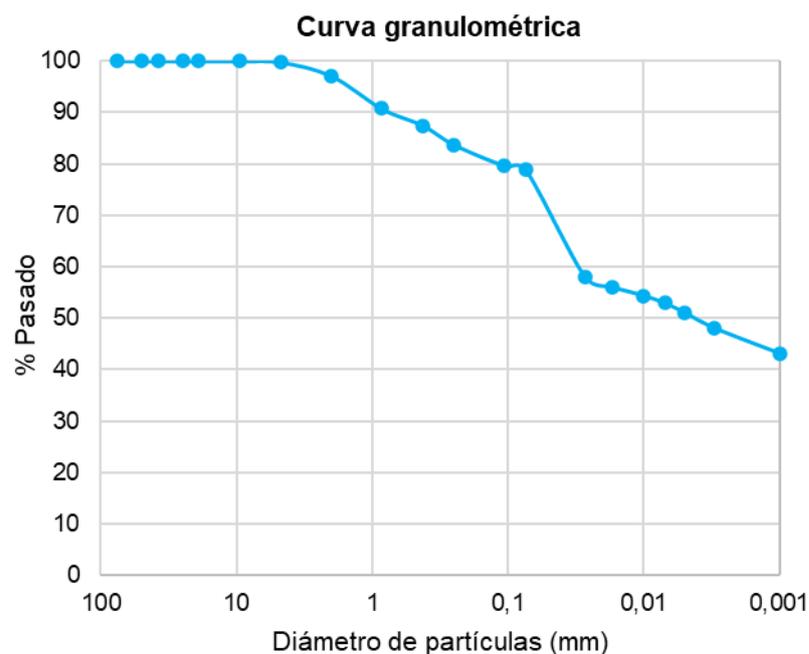


Figura 3: Curva granulométrica promedio del suelo en el poblado Venezuela, Ciego de Ávila [21].

El ensayo de corte directo se realizó con el objetivo de determinar los parámetros de resistencia del suelo (c y ϕ), teniendo en cuenta la norma NC-325,2004 correspondiente a: "Geotecnia. Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante directo (aparato de caja de corte pequeño)" [19]. Para la realización de este ensayo se utilizó muestras compactadas, con la energía del Proctor estándar, a cada una de ellas se le aplicó una carga vertical de 50, 100, 200 y 400 kPa respectivamente [18].

Es necesario señalar que en suelos no saturados la obtención de los parámetros de resistencia se pueden alcanzar de forma experimental o mediante el empleo de formulaciones empíricas. De forma experimental se pueden obtener los mismos del ensayo Triaxial Bajo Succión Controlada para distintos valores de succión fijados por el proyectista o investigador según corresponda, utilizando dicho ensayo en condiciones muy específicas y para obras de marcada importancia. Por otra parte, es válido trabajar con ecuaciones empíricas, por ello se emplean en la investigación las planteadas por Vanapalli descritas anteriormente, que parten de considerar dentro de su formulación los parámetros de resistencia del suelo en su condición saturada [11]. A continuación, se resumen en la tabla 1 los resultados correspondientes a los límites de consistencia, el peso específico relativo a los sólidos, el ensayo de compactación, los parámetros de resistencia del suelo y su clasificación por los sistemas empleados.

Tabla 1: Propiedades del suelo en el poblado Venezuela, Ciego de Ávila [21].

Parámetros								Métodos de clasificación	
LL (%)	LP (%)	IP (%)	G _s	Y' _{d máx} (kN/m ³)	ω _{óptima} (%)	c (kPa)	φ (°)	(SUCS)	(AASHTO)
51,8	25,3	26,4	2,82	15,64	24,7	49,56	14,53	CH (Arcilla de alta compresibilidad)	A-7-6(22)

LL-Límite líquido; LP-Límite plástico; IP-Índice de plasticidad; G_s-Peso específico relativo a los sólidos; Y'_{d máx} -Peso específico seco máximo; ω_{óptima} - Humedad óptima; c-cohesión; φ-ángulo de fricción interna; SUCS- Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos; AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials.

Como se aprecia en la tabla 1 el suelo objeto de estudio es predominantemente cohesivo, específicamente una arcilla de alta compresibilidad. En estos suelos la forma y el tamaño de las partículas provoca que se unan entre sí influyendo significativamente en la variación de la succión, contrario a los suelos friccionales que presentan una composición y estructura diferentes lo cual genera una menor sensibilidad a la succión. Es válido destacar que es posible aplicar el método no lineal propuesto por Malishev y Nikitina [7] con los ajustes para los suelos no saturados que se describen anteriormente, porque el estado tensional actuante en el segundo estado límite sobrepasa la tensión límite de linealidad del suelo.

2.3. Curva Característica Del Suelo Estudiado

Se implementó la técnica indirecta del papel de filtro para la determinación de la curva de retención de agua del suelo, pues dentro de los métodos empleados para obtener la succión es el único que mide la succión total y matricial, además, dado su sencillo proceder es posible realizarlo en las condiciones de los laboratorios cubanos. Para medir la succión se tomó como base la norma ASTM-D5298, 2010 del correspondiente a: "Determinación de la succión en los suelos", en la figura 4, se presentan los resultados experimentales obtenidos [20].

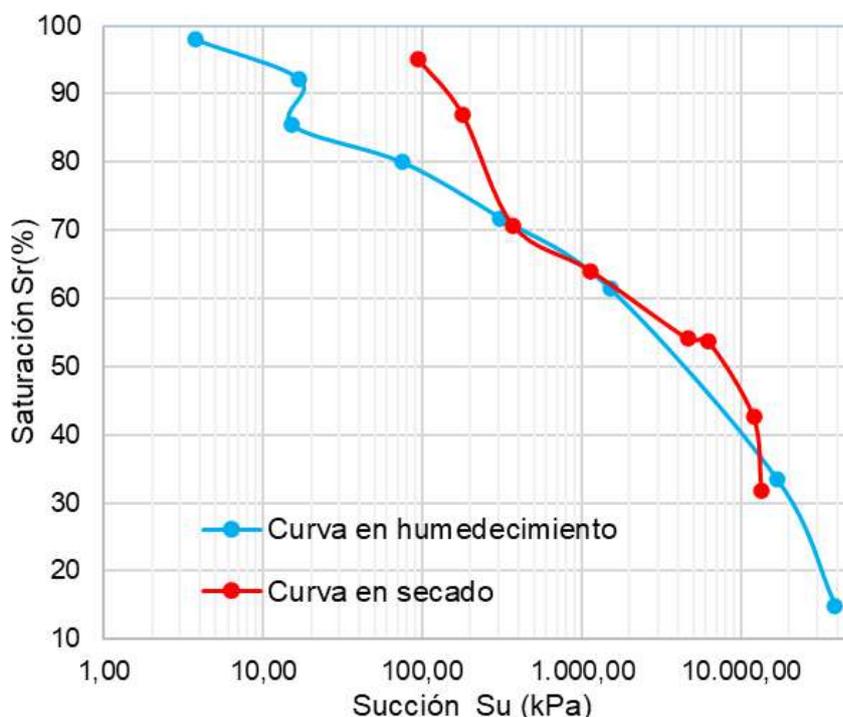


Figura 4: Curvas características del suelo en el poblado Venezuela, Ciego de Ávila [21].

3. RESULTADOS

El caso de estudio corresponde a una cimentación superficial cuadrada, de un edificio de varias plantas con pórticos de hormigón sin arriostramiento. Es importante señalar que el cimientno no presenta profundidad dentro del estrato que le sirve de apoyo $D=0\text{m}$ y tiene 1,5m de profundidad de cimentación. Se encuentra sometido a una carga vertical centrada, la cual está apoyada sobre el suelo en el poblado Venezuela, provincia de Ciego de Ávila. Inicialmente se procede a realizar el diseño geotécnico según las especificaciones que plantea la norma NC-1321,2019 cuyas áreas de la base se pueden apreciar en la tabla 2 [9].

Tabla 2: Áreas de la base de las cimentaciones por el Método de los Estados Límites.

Saturado		No saturado					
Su=0kPa, Sr=100%		Su=3,76 kPa, Sr=98 %		Su=17 kPa, Sr=92 %		Su=75 kPa, Sr=85%	
b=l(m) 1 ^{er} EL	b=l(m) 2 ^{do} EL						
1,65	1,85	1,55	1,7	1,45	1,6	1,25	1,35

Su-Succión; Sr-Grado de saturación; b=l- lados de la cimentación

A partir de las áreas obtenidas por el Método de los Estados Límites, se procede a la determinación de los asentamientos no lineales del suelo al ocurrir variaciones en el grado de saturación. Mediante el método analítico de Malishev y Nikitina [7] según los ajustes referidos inicialmente para las condiciones del suelo no saturado.

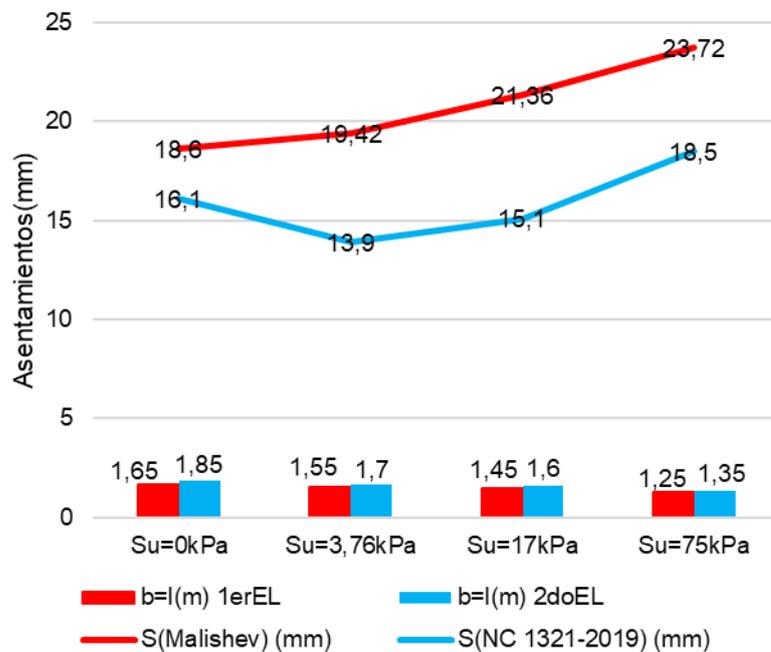


Figura 5: Comparación de asentamientos.

En la figura 5 se observa como a medida que aumenta la succión del suelo se produce una disminución del área de la base de la cimentación para un mismo valor de carga aplicada, predominando en el diseño geotécnico el segundo estado límite. Para proponer un diseño racional se consideró el área de la base del primer estado límite con el propósito de aprovechar la zona de comportamiento no lineal de suelo pues como se aprecia los valores de asentamientos lineales según el método de sumatoria de capas son menores a 2cm, valor que se encuentra alejado del límite permisible ($S_{permisible} = 8\text{cm}$) según la NC-1321,2019 [9], para este tipo de cimentación, según el tipo de estructura. Los asentamientos absolutos obtenidos por el método de Malishev y Nikitina presentan una diferencia menor de 7mm con respecto a los alcanzados por el método de sumatoria de capas, lo que se considera insignificante desde el punto de vista ingenieril.

El suelo estudiado se clasificó como una arcilla de alta compresibilidad mediante la evaluación de sus propiedades físico-mecánicas. Se consideró la succión y su efecto en la capacidad de carga y la tensión límite de linealidad del suelo para el diseño geotécnico de la cimentación.

Se empleó el método no lineal propuesto por Malishev y Nikitina, que ha sido demostrado internacionalmente, presentando adecuados resultados en suelos saturados, ajustado a las características de los suelos no saturados, a partir de la modificación de los parámetros de resistencia y deformación por el método de Vanapalli, con el objetivo de determinar los asentamientos en un suelo predominantemente cohesivo, esto permitió obtener un diseño racional del área de la base de las cimentaciones.

Los resultados muestran una disminución del 32% de las áreas de la base de las cimentaciones cuando se considera las características del suelo no saturado y la zona de comportamiento no lineal en comparación con su estado saturado y comportamiento lineal, bajo la misma carga aplicada.

1. I. Flores Berenguer, B. Burgos Perodín, J. García Tristán y Y. González Haramboure, «Estabilidad de taludes en Presas de tierra bajo diversas condiciones de carga con suelos no saturados,» *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 1, pp. 34-43, 2020.
2. I. Flores Berenguer, J. García Tristán y Y. González Haramboure, «Relación entre la compactación y la succión en presas de tierra con suelos tipo CH,» *Obras y proyectos*, pp. 15-25, 2020.
3. J. García Tristán, W. D. Cobelo Cristía, G. J. Quevedo Sotolongo, I. Flores Berenguer y C. M. Rodríguez Rodríguez, «Análisis del comportamiento tenso-deformacional de un suelo parcialmente saturado para un cimiento circular bajo carga axial,» *Ingeniería y desarrollo*, 2020.
4. I. Méndez-Herrada y M. d. I. L. Pérez-Rea, «Metodología para encontrar la deformación volumétrica de un suelo expansivo y parcialmente saturado con la menor cantidad de ensayos posible,» *Ingeniería, investigación y tecnología*, vol. 23, nº 2, 2022.
5. I. Flores Berenguer, I. Castro Martínez, J. García Tristán y Y. González Haramboure, «Influencia de la permeabilidad del suelo no saturado en los taludes de presas de tierra,» *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, pp. 86-100, 2019.
6. I. Flores Berenguer, J. García Tristán y Y. González Haramboure, «Estabilidad de taludes durante un desembalse rápido en presas de tierra con suelos parcialmente saturados,» *Ingeniería y Desarrollo*, vol. 38, nº 1, pp. 13-31, 2020.
7. M. Malishev y N. Nikitina, «Cálculo de asentamientos de cimentaciones para condiciones no lineales entre las tensiones y las deformaciones del suelo,» *Revista Trabajos NI Bases y Construcciones Subterráneas*, vol. 2, pp. 21-25.
8. A. V. González Cueto-Vila, G. J. Quevedo Sotolongo, E. Fleite González y Y. Barceló, «Análisis y propuesta de métodos para el cálculo de los asentamientos en los suelos de Cuba,» de *II Convención Científica Internacional UCLV. XII Simposio Internacional de Estructuras, Geotecnia, Vías y Obras Hidráulicas*. Cuba, 2019. <https://www.researchgate.net/publication/334373173>
9. NC-1321, Norma para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales., Oficina Nacional de Normalización, 2019.
10. A. V. González Cueto-Vila, *Diseño de cimentaciones superficiales en arenas*.(Tesis de Doctorado;Universidad Central Marta Abreu de las Villas). 2000.
11. J. García Tristán, *Estudio del comportamiento tenso-deformacional de suelos parcialmente saturados en Cuba*.(Tesis de Doctorado;Universidad Central "Marta Abreu" de las Villas.) 2015. <http://tesis.cujae.edu.cu:8080/xmlui/handle/123456789/5336>
12. A. O. Alanis Araiza, *Deformación volumétrica en suelos no saturados*(Tesis de Maestría,Universidad de Querétano). 2012. <https://ri-ng.uaq.mx/xmlui/handle/123456789/231>
13. E. Rojas González, «La última pieza del rompecabezas: el comportamiento volumétrico de los suelos no saturados,» *Ciencia@ UAQ*, pp. 1-16, 2013.
14. W. T. Oh y S. K. Vanapalli, «A simple method to estimate the bearing capacity of unsaturated fine-grained soils,» de *Proc.*, 62nd Canadian Geotechnical Conf, 2009.
15. NC-20, *Determinación de la granulometría de los suelos*., Oficina Nacional de Normalización, 1999, pp. 1-16.
16. NC-19, *Determinación del peso específico de los suelos*., Oficina Nacional de Normalización, 1999, pp. 1-11.
17. NC-58, *Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de los suelos*, Oficina Nacional de Normalización, 2000, pp. 1-12.
18. NC-54-142, *Compactación estática*, Oficina Nacional de Normalización, 1985.
19. NC-325, *Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante directo (aparato de caja de corte pequeño)*, Oficina Nacional de Normalización, 2004, pp. 1-41.
20. ASTM-D 5298, *Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (suction) using Filter Paper*.American Society for Testing and Materials, vol. 11, Barr Harbor, 2010, pp. 1-6.
21. C. M. Rodríguez Rodríguez, *Evaluación del comportamiento tenso-deformacional en suelos parcialmente saturados con problemas de inestabilidad volumétrica*.(Tesis de Maestría;Universidad Central Marta Abreu de Las Villas). 2017. DOI: 10.13140/RG.2.2.31751.61606

Termografía Infrarroja Para Correlacionar Temperatura De Mezcla Asfáltica Y Condiciones Ambientales De Portoviejo

Infrared Thermography To Correlate Asphalt Mixture Temperature And Environmental Conditions In Portoviejo

Autores

Kelvin José Franco Mera¹, Eduardo Tejeda Piusseaut²

¹Estudiante de Posgrado. Maestría Académica con trayectoria profesional en Ingeniería Civil, Mención Vialidad. Facultad de Posgrado. Universidad Técnica de Manabí, Ecuador. email: kfranco2884@utm.edu.ec

²Docente Titular Principal Nivel 1. Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas. Universidad Técnica de Manabí, Ecuador. email: eduardo.tejeda@utm.edu.ec

RESUMEN

La termografía infrarroja es una técnica que permite medir la temperatura de objetos a distancia mediante la detección de la radiación infrarroja que emiten, sin necesidad de luz visible. El objetivo del siguiente estudio es determinar la temperatura superficial del pavimento asfáltico en varias calles de Portoviejo, Ecuador aplicando la termografía. Se recopilaron datos de temperatura ambiente y humedad relativa para desarrollar un modelo de correlación entre la temperatura de la mezcla asfáltica y estas variables ambientales. Tras un análisis estadístico, se evaluaron modelos polinómicos y lineales, determinándose que el modelo lineal era el más adecuado, al explicar el 66.6% de la variabilidad en la temperatura del pavimento. Este modelo resulta útil para identificar la temperatura crítica de la capa asfáltica y ajustar su resistencia en el diseño de pavimentos de acuerdo con las condiciones climáticas locales. Los resultados demuestran que la termografía infrarroja es una herramienta eficaz para la evaluación no destructiva de pavimentos, aportando mejoras significativas en el diseño de pavimentos flexibles y la gestión de la conservación vial.

Palabras clave: Termografía infrarroja, temperatura superficial del pavimento, pavimento flexible.

ABSTRACT:

Infrared thermography is a technique that allows measuring the temperature of objects at a distance by detecting the infrared radiation they emit, without the need for visible light. In this study, it was used to record the surface temperature of the asphalt pavement in several streets in Portoviejo, Ecuador. In addition, ambient temperature and relative humidity data were collected to develop a correlation model between the temperature of the asphalt mixture and these environmental variables. After a statistical analysis, polynomial and linear models were evaluated, determining that the linear model was the most suitable, explaining 66.6% of the variability in pavement temperature. This model is useful for identifying the critical temperature of the asphalt layer and adjusting its resistance in the design of pavements according to local climatic conditions. The results demonstrate that infrared thermography is an effective tool for the non-destructive evaluation of pavements, providing significant improvements in the design of flexible pavements and road maintenance management.

Keywords: Infrared thermography, pavement surface temperature, flexible pavement.

Nota Editorial: Recibido: Agosto 2024 Aceptado: Octubre 2024

Un pavimento está compuesto por un conjunto de capas superpuestas, dispuestas de manera relativamente horizontal, diseñadas y construidas con materiales apropiados y debidamente compactados. Estas estructuras estratificadas descansan sobre la subrasante, que se obtiene mediante el movimiento de tierras durante el proceso de construcción, y deben resistir eficazmente los esfuerzos generados por las cargas repetidas del tránsito a lo largo de su vida útil [1].

Según [2], un pavimento flexible está compuesto por sub-base, base y capa asfáltica. La capa asfáltica debe proporcionar una superficie uniforme que pueda resistir el tráfico y las condiciones climáticas, distribuyendo eficazmente las cargas vehiculares para minimizar tensiones. Las características fundamentales de un pavimento flexible incluyen resistencia estructural, capacidad de deformación, durabilidad y confort.

La temperatura se identifica como uno de los factores ambientales que afectan directamente el comportamiento de los pavimentos flexibles o asfálticos, alterando su rigidez debido a las propiedades termoplásticas de las capas asfálticas superficiales que los componen. Según las investigaciones de [3], es crucial considerar la temperatura ambiente al diseñar y mantener pavimentos flexibles, ya que los cambios en la rigidez pueden tener un impacto significativo en su desempeño. Además, se enfatiza la importancia de diseñar considerando esta influencia térmica para asegurar la resistencia de las mezclas incluso en condiciones adversas.

La termografía infrarroja (**TI**) es una técnica que permite medir la temperatura de diferentes objetos y materiales a distancia, captando la intensidad de radiación infrarroja que emiten los cuerpos. Es una tecnología avanzada que utiliza cámaras para capturar imágenes de la radiación infrarroja emitida por los cuerpos, sin necesidad de luz visible. Esta radiación está directamente relacionada con la temperatura de la superficie del objeto, lo que permite a la cámara calcular y mostrar dicha temperatura.

Según [4], la termografía infrarroja permite examinar grandes áreas en cortos períodos de tiempo, por lo que esta tecnología es crucial en diversas aplicaciones por su capacidad para detectar anomalías imperceptibles al ojo humano.

La energía térmica es una propiedad esencial de los cuerpos y objetos, siendo fundamental en diversas aplicaciones industriales donde se requiere su medición [5]. Por ejemplo, en ingeniería civil se emplea para medir la temperatura del concreto antes de su colocación, estimar la evaporación del agua en embalses mediante la temperatura ambiental, y calcular gradientes de temperatura para prever deformaciones en elementos estructurales.

En la década de mediados del siglo XX, se crearon las primeras cámaras capaces de detectar esta radiación para aplicaciones militares. Sin embargo, no fue hasta principios del siglo XXI que, gracias al rápido avance en microtecnología, se diseñaron cámaras infrarrojas mucho más simples, livianas y compactas. En un futuro cercano, es probable que esta tecnología esté presente en una amplia gama de dispositivos electrónicos [6].

La termografía infrarroja se fundamenta en el principio de que todo objeto cuya temperatura supere el cero absoluto emite radiación infrarroja. Una cámara termográfica detecta esta radiación y la convierte en una imagen térmica que muestra la distribución de temperatura en la superficie del objeto. Para interpretar correctamente estas imágenes, es crucial entender las limitaciones de resolución y conocer las capacidades específicas de las cámaras termográficas.

Por lo tanto, la medición del calor ha sido y seguirá siendo una actividad importante tanto en la ingeniería civil como en la vida cotidiana. En la actualidad, se disponen de varios tipos de termografía que se utilizan como herramientas de diagnóstico en la ingeniería civil. Estas técnicas permiten identificar los materiales utilizados en la construcción de edificaciones y detectar anomalías tanto estructurales como térmicas. Sin embargo, es fundamental tener en cuenta la principal limitación de la termografía [1].

En obras civiles, es posible detectar anomalías mediante el análisis del comportamiento y estado térmico de las estructuras, considerando la relación entre fenómenos mecánicos y efectos térmicos. Los daños se identifican por las alteraciones en las propiedades térmicas locales, como la conducción y la capacidad de calor. Recientemente, se han introducido nuevos materiales para tuberías, principalmente polímeros compuestos, lo que permite inspeccionarlas con el uso de la Termografía [7].

En el contexto específico de los pavimentos flexibles, esta técnica es especialmente relevante debido a la notable influencia que la temperatura ambiente tiene en el comportamiento de estas superficies. La termografía infrarroja es una herramienta eficaz para el análisis de fisuras en pavimentos flexibles, ya que permite obtener información que no es visible a simple vista, como la identificación de la sección crítica, el epicentro de la fisura y la trayectoria de las fisuras. Estos datos son importantes para comprender el comportamiento de las fisuras y aplicar tratamientos correctivos adecuados, contribuyendo así a una gestión más eficiente de las vías [8]. Ofrece una oportunidad innovadora, la permitir correlacionar la temperatura ambiente con la del pavimento, proporcionando datos esenciales para mejorar el diseño y el mantenimiento eficiente de las vías.

La termografía infrarroja (TI) presenta como principal limitación su dependencia de las condiciones ambientales, particularmente la temperatura y la humedad, que pueden influir en la precisión de las mediciones térmicas. Estos factores afectan la radiación infrarroja captada por la cámara, complicando la interpretación de las imágenes térmicas. Además, la distancia al objeto, el ángulo de visión y la reflexión de la radiación también pueden impactar la exactitud de los resultados obtenidos mediante esta técnica.

El objetivo de esta investigación es desarrollar un modelo estadístico que relacione la temperatura de la superficie del pavimento asfáltico con la temperatura ambiente y con la humedad relativa. Este modelo se empleará para determinar la temperatura crítica de la capa superficial para una determinada probabilidad, lo cual permitirá ajustar la resistencia de la mezcla en el diseño estructural, adaptándolo específicamente a las condiciones de Portoviejo.

Para lograr este objetivo, se realizaron mediciones de la temperatura de la mezcla asfáltica en la superficie, utilizando termografía infrarroja. Se buscaba obtener valores de temperatura en la mezcla, que reflejaran las condiciones locales, simultáneamente registrando la temperatura ambiente y humedad relativa en esos puntos, localizados en lugares previamente escogidos dentro de la ciudad. Los lugares seleccionados para estudio estuvieron ubicados en las calles: Wilfrido Loo, Reales Tamarindos, Paso Lateral Manabí – Guillen y Avenida Urbina. Estos datos fueron utilizados para desarrollar un modelo matemático sólido y confiable que relacione la temperatura del pavimento, con las variables temperatura ambiente y humedad relativa.

2. LA TEMPERATURA EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

La temperatura es un factor fundamental en el diseño de pavimentos, ya que influye directamente en las propiedades mecánicas de los materiales utilizados y en el comportamiento del pavimento bajo cargas y condiciones ambientales variables. En el método de diseño de pavimentos de la Guía AASHTO (Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y de Transporte) [9]. La temperatura se considera principalmente a través de dos factores:

○ **Viscosidad del asfalto**

La temperatura influye significativamente en la viscosidad de los materiales asfálticos utilizados en la construcción de pavimentos. A temperaturas más altas, el asfalto se vuelve más fluido, mientras que, a temperaturas más bajas, se vuelve más rígido y frágil. Esto afecta directamente la capacidad del pavimento para soportar cargas y deformaciones. El método ajusta los parámetros del diseño, como el espesor de la capa asfáltica, basándose en las temperaturas esperadas en la vida útil del pavimento.

○ **Variación estacional de la temperatura ambiente**

La temperatura ambiental varía a lo largo del año, y esta variación estacional puede tener un impacto significativo en el comportamiento del pavimento. Por lo tanto, en el diseño de pavimentos, se consideran las temperaturas máximas y mínimas esperadas durante el año en la ubicación específica del proyecto. Estos datos se utilizan para calcular los esfuerzos y deformaciones que experimentará el pavimento bajo diferentes condiciones climáticas, permitiendo dimensionar adecuadamente los materiales y la estructura del pavimento para resistir estas variaciones.

En resumen, la AASHTO 93 tiene en cuenta la temperatura en el diseño de pavimentos mediante la consideración de sus efectos en las propiedades de los materiales utilizados y en la variación estacional de la temperatura para estimar el comportamiento del pavimento bajo diferentes condiciones climáticas. Esto garantiza que los pavimentos diseñados de acuerdo con este método sean capaces de soportar adecuadamente las condiciones térmicas a las que estarán expuestos durante su vida útil [9].

3. MODULO DINÁMICO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS.

El módulo dinámico de una mezcla asfáltica (M_d), módulo de elasticidad (E_a), es una medida de su rigidez o resistencia a la deformación bajo carga y condiciones dinámicas, como las del tráfico vehicular. Existe una relación inversa entre la temperatura del pavimento y el módulo dinámico de la mezcla asfáltica. A medida que la temperatura del pavimento aumenta, el módulo dinámico disminuye debido a la reducción en la viscosidad del asfalto y a la mayor flexibilidad de la mezcla. Por el contrario, a temperaturas más bajas, el módulo dinámico aumenta, lo que indica que la mezcla se vuelve más rígida y menos deformable [10].

El procedimiento cubre un amplio intervalo tanto de temperatura como de frecuencia de carga. La serie de ensayos mínima recomendada incluye temperaturas de 5, 25 y 40°C (42, 77 y 104°F) y frecuencias de cargas de 1, 4 y 16Hz para cada temperatura [10].

4. PRINCIPIOS DE LA TERMOGRAFÍA INFRARROJA

Todos los objetos con temperatura por encima del cero absoluto (0 K) emiten radiación en la banda infrarroja del espectro electromagnético. Esta radiación infrarroja se extiende desde 0.75 hasta 1000 μm (micrómetros), ubicándose entre la banda visible y las microondas.

La termografía utiliza la banda espectral del infrarrojo. En el extremo de longitud de onda corta, la frontera se encuentra justo en el límite de la percepción visual, en el rojo profundo, mientras que en el extremo de longitud de onda larga se superpone con las longitudes de onda de las microondas, en el intervalo del milímetro.

Frecuentemente, la banda del infrarrojo se divide en cuatro bandas menores con límites arbitrarios: infrarrojo cercano (0.75-3 μm), infrarrojo medio (3-6 μm), infrarrojo lejano (6-15 μm) e infrarrojo extremo (15-100 μm) (Figura 1).

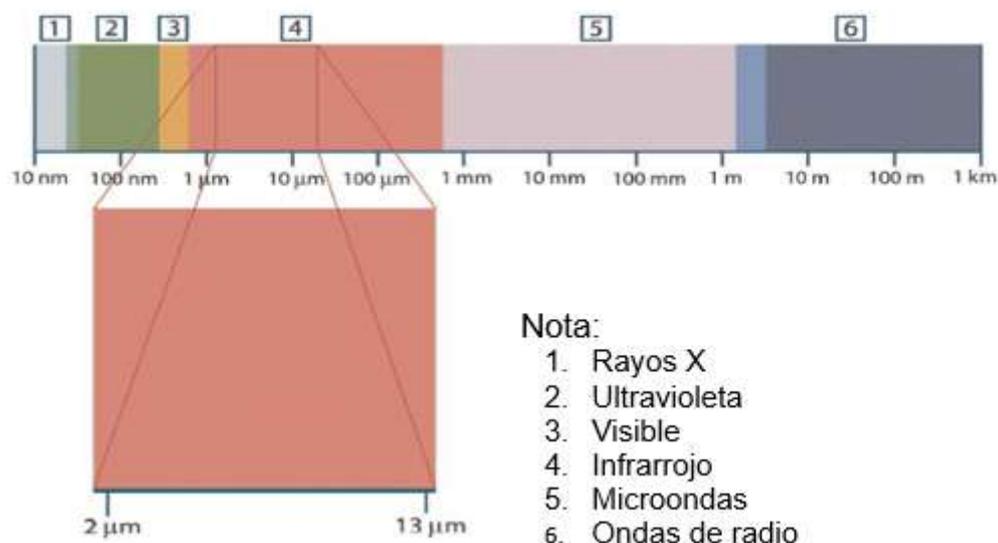


Figura 1. Espectro electromagnético [11].

La energía térmica irradiada por un objeto se expresa en función de la energía emitida por un radiador perfecto conocido como cuerpo negro o ideal [2]. La cámara convierte la radiación infrarroja en una imagen visible de temperatura, conocida como termograma.

La termografía infrarroja (TI) se clasifica en dos tipos: activa y pasiva. En el modo activo, se aplica un estímulo externo para generar calor en un objeto que no lo produce por sí mismo, mientras que, en el modo pasivo, el dispositivo de investigación genera calor por conducción, convección o por radiación. En el caso de pavimentos, la TI se clasifica como pasiva, ya que el calor que se detecta en el pavimento es producto de la radiación solar [12].

La Emisividad (ϵ) define la capacidad de un material para emitir energía, y está fuertemente correlacionada con sus características superficiales. Los valores de emisividad pueden variar entre 0 (reflector/espejo perfecto) y 1 (emisor/cuerpo negro perfecto). Esta puede definirse como la relación entre la radiación emitida por la superficie (R_t) y la radiación emitida por un cuerpo negro a la misma temperatura. Por consiguiente, el flujo de energía emitido por un cuerpo real siempre será una fracción de la energía emitida por un cuerpo negro a esa misma temperatura [13].

La emisividad de una mezcla asfáltica puede variar dependiendo de varios factores, como la composición del asfalto, la textura superficial, la presencia de agregados o aditivos, y las condiciones ambientales. Es importante tener en cuenta que la emisividad puede ser influenciada por la contaminación superficial, la suciedad, la humedad o el envejecimiento del pavimento, lo que podría alterar la capacidad de la superficie para emitir radiación térmica de manera eficiente.

La emisividad de una mezcla asfáltica puede variar dependiendo de varios factores, como la composición del asfalto, la textura superficial, la presencia de agregados o aditivos, y las condiciones ambientales. Es importante tener en cuenta que la emisividad puede ser influenciada por la contaminación superficial, la suciedad, la humedad o el envejecimiento del pavimento, lo que podría alterar la capacidad de la superficie para emitir radiación térmica de manera eficiente.

5. METODOLOGÍA

La investigación se ha desarrollado siguiendo varios pasos.

- a) Selección de puntos para la toma de datos. Identificación de ubicaciones representativas en la ciudad que cubran diferentes tipos y edades de pavimento asfáltico. En la figura 2 se muestran los puntos seleccionados en la ciudad para las mediciones.
- b) Medición de temperatura del pavimento y variables ambientales.
 - Utilización de una cámara termográfica para mediciones periódicas de la temperatura del pavimento variando el momento del día. Para la obtención de las imágenes termográficas se utilizó una cámara FLUKE, modelo Tis65 (tabla 1) y las imágenes fueron procesadas y analizadas mediante el programa SmartView 3.10,
 - Registro de la temperatura ambiente con un termómetro digital y captura de la humedad relativa simultáneamente.
- c) Análisis de datos. Utilizar herramientas gráficas para explorar y describir las relaciones entre la temperatura del pavimento y las variables ambientales.
- d) Modelos de correlación. Evaluar modelos lineales y no lineales para establecer las relaciones entre la temperatura del pavimento (variable dependiente) y la temperatura ambiente junto con la humedad relativa (variables independientes). Selección del modelo estadístico más adecuado, destacando los coeficientes de correlación y la significancia estadística.
- e) Interpretación y recomendaciones.
 - Interpretar los resultados para entender cómo las variables ambientales afectan la temperatura del pavimento.
 - Proporcionar recomendaciones prácticas basadas en los hallazgos para mejorar el diseño urbano, la gestión del pavimento, o medidas de adaptación al clima.



Figura 2. Ubicación de los lugares de toma de temperatura.

Tabla 1. Especificaciones Cámara infrarroja Fluke TiS65

Características principales	
CDVI (resolución espacial)	2.4 mRad
Resolución de detector	260 x 195
Campo de visión	35.7 ° x 26.8 °
Distancia hasta el punto de exploración	417:1
Conectividad inalámbrica	Sí
Compatible con la aplicación Fluke Connect®	Sí (donde esté disponible)
Medición de temperatura	
Precisión	±2 °C o 2 % (a 25 °C nominales, lo que sea mayor)
Corrección de emisividad en pantalla	Sí (tanto valor como tabla)
Compensación de la temperatura de fondo reflejada en la pantalla	Sí
Corrección de transmisión en pantalla	Sí
Especificaciones generales	
Alarmas de colores (alarmas de temperatura)	Temperatura alta, temperatura baja, isotermas
Banda espectral infrarroja	7.5 µm a 14 µm
Temperatura de funcionamiento	-10 °C a +50 °C
Temperatura de almacenamiento	-20 °C a +50 °C (-4 °F a 122 °F)
Humedad relativa	10 % a 95 %, sin condensación

6. RESULTADOS Y ANÁLISIS.

La figura 3 muestra una imagen termográfica de uno de los puntos de medición de temperatura, ofreciendo un ejemplo visual de los resultados capturados por la cámara.

En general, la emisividad de superficies asfálticas típicas suele estar en el rango de 0.90 a 0.95, lo que indica que estas superficies absorben y emiten aproximadamente entre el 90% y el 95% de la radiación térmica que emitiría un cuerpo negro a la misma temperatura. Según el manual del usuario del programa SmartView 3.10, se recomienda un valor de emisividad de 0.93 para aplicaciones generales, que se encuentra dentro del rango característico de las mezclas asfálticas.

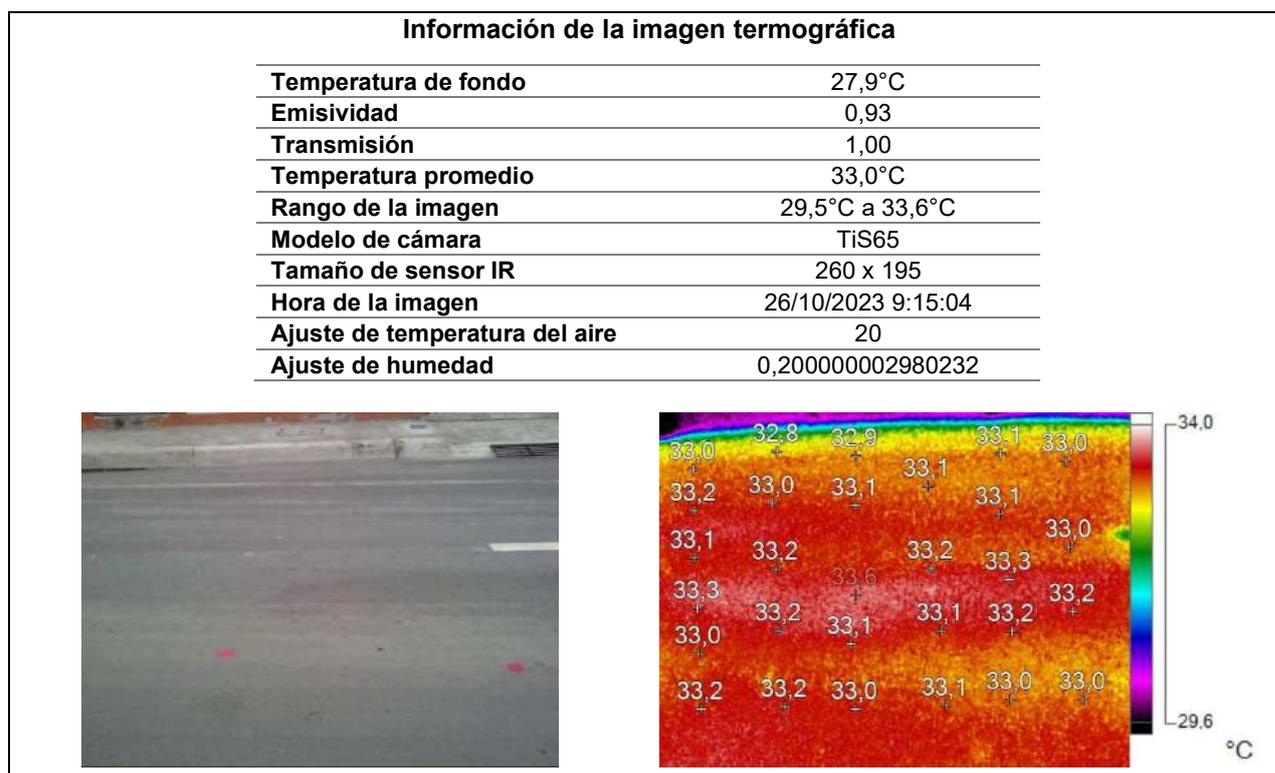


Figura 3. Imagen con la luz visible e imagen termográfica de una captura, con la información arrojada por el programa SmartView 3.10. Emisividad de 0,93.

La Tabla 2 presenta los valores registrados de temperatura ambiente y porcentaje de humedad relativa, los cuales fueron considerados como variables independientes en el modelo de regresión.

Tabla 2. Datos de toma de muestras de temperaturas ambiente y humedad relativa.

Item	Dirección	Fecha	Hora	Temperatura ambiente (°C)	Humedad (%)
Toma 1		26/10/2023	9:15 A.M.	27,9	74,6
Toma 2	Calle Wilfrido Loor y Luis Villacreces	1/11/2023	12:24 P.M.	36,5	49,7
Toma 3		16/11/2023	11:50 A.M.	30,2	66,5
Toma 4		23/11/2023	12:00 M	38,4	47,6
Toma 1		26/10/2023	9:23 A.M.	30,4	70,6
Toma 2	Av. Reales Tamarindos y Calle Atanasio Santos.	1/11/2023	12:32 P.M.	36,1	50,8
Toma 3		16/11/2023	12:05 P.M.	36,1	59,2
Toma 4		23/11/2023	12:18 P.M.	32,7	49,7
Toma 1		26/10/2023	9:37 A.M.	29,8	65,8
Toma 2	Paso Lateral Manabí - Guillen (Intersección Av. Reales Tamarindos)	1/11/2023	12:41 P.M.	35,1	51,9
Toma 3		16/11/2023	12:12 P.M.	31,5	56,5
Toma 4		23/11/2023	12:28 P.M.	31,4	57,2
Toma 1		26/10/2023	9:57 A.M.	30,6	62,8
Toma 2	Av. Urbina (Sentido Portoviejo - Crucita) Semáforo Parque Rotonda.	1/11/2023	12:59 P.M.	32,9	60,6
Toma 3		16/11/2023	12:32 P.M.	35,6	58,3
Toma 4		23/11/2023	13:55 P.M.	30,5	61,6

Análisis de datos.

Las figuras 4(a) y 4(b) muestran las tendencias de las variables independientes temperatura ambiente y humedad relativa, respectivamente, correlacionadas con las temperaturas medidas en el pavimento. Se observa que a medida que aumenta la temperatura ambiente, también lo hace la temperatura registrada en el pavimento. Por otro lado, con la humedad relativa ocurre lo contrario: a medida que esta aumenta, la temperatura del pavimento disminuye.

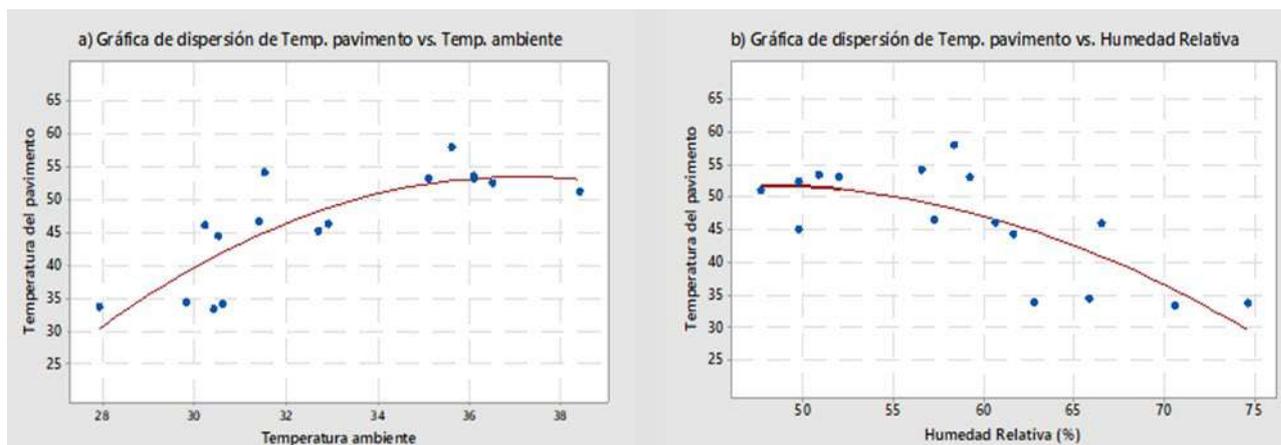


Figura 4. Gráficos que relacionan las temperaturas medidas en el pavimento con la cámara termográfica y con las variables (a) temperaturas ambientes y (b) humedad relativa.

En la figura 4a, la línea de tendencia polinómica de orden 2 muestra una buena relación entre la temperatura del pavimento y la temperatura ambiente, con un valor de R^2 igual a 0,6504. Asimismo, la relación entre la temperatura del pavimento y la humedad relativa también sugiere una cierta dependencia entre las variables, con un valor de R^2 igual a 0,6239. Por lo tanto, ambas variables independientes influyen en la temperatura registrada en el pavimento de manera opuesta.

Modelo de Regresión.

Se utilizó el software Minitab 18 para realizar el análisis de regresión, generando ecuaciones que describen la relación entre uno o más predictores y la variable de respuesta. Se midió la temperatura del pavimento en grados centígrados como variable dependiente y se utilizaron dos predictores: la temperatura ambiente en grados centígrados y la humedad relativa en porcentaje.

Se evaluaron tanto un modelo polinómico como uno lineal, concluyendo que el modelo lineal es suficiente, ya que el modelo polinómico no mostró diferencias significativas respecto al modelo lineal. En la regresión lineal, se emplea el método de mínimos cuadrados ordinarios para estimar la ecuación, minimizando la suma de los cuadrados de los residuos. Este método es crucial para obtener una ecuación que modele adecuadamente la relación entre las variables analizadas. Los resultados obtenidos se muestran en las tablas 3, 4 y 5.

Tabla 3. Análisis de Varianza

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Regresión	2	1615,62	807,812	35,89	0,000
Temperatura ambiente	1	184,43	184,435	8,19	0,007
Humedad relativa	1	76,31	76,314	3,39	0,074
Error	36	810,33	22,509		
Falta de ajuste	13	791,35	60,873	73,73	0,000
Error puro	23	18,99	0,826		
Total	38	2425,96			

Tabla 4. Resumen del Modelo

S	R-cuad.	R-cuad. (ajustado)	R-cuad. (pred)
4,744	66,60%	64,74%	60,69%

Tabla 5. Coeficientes del modelo de regresión

Término	Coef	EE del coef.	Valor T	Valor p	FIV
Constante	22,6	25,1	0,90	0,373	
Temperatura ambiente	1,321	0,461	2,86	0,007	3,50
Humedad relativa	-0,340	0,185	-1,84	0,074	3,50

El modelo lineal obtenido queda de la forma:

$$T_{pav} = 22.6 + 1.321 * T_{amb} - 0.340 * H_r$$

Donde:

T_{pav} : Temperatura superficial del pavimento (°C)

T_{amb} : Temperatura ambiente (°C)

H_r : Humedad Relativa (%)

Los resultados de la regresión indican que ambos predictores son estadísticamente significativos debido a que los valores del estadígrafo p son inferiores a 0,05. Juntos, los dos predictores explican el 66.60% de la varianza de la temperatura del pavimento. Un análisis del modelo lineal obtenido permite señalar los siguientes puntos:

- Por cada aumento de 1 grado centígrado en la temperatura ambiente, se espera que la temperatura del pavimento aumente en 1,321 grados centígrados.
- Los resultados del análisis de regresión destacan la dirección, el tamaño y la significancia estadística de la relación entre cada predictor y la respuesta. Por lo tanto, el signo positivo asociado a la temperatura ambiente indica que conforme esta aumenta, también lo hace la temperatura del pavimento. En contraste, el signo negativo relacionado con la humedad relativa sugiere que un aumento en esta variable está asociado con una disminución en la temperatura del pavimento.
- El valor p de cada coeficiente evalúa la hipótesis nula de que el coeficiente es igual a cero (sin efecto). Por lo tanto, los valores de p obtenidos indican que los predictores son significativos en el modelo analizado, ya que la probabilidad de que la relación observada entre el predictor y la variable dependiente sea debida al azar es muy pequeña, para un nivel de significancia de **0,10** (10%).
- Los coeficientes reflejan el cambio medio en la respuesta por cada unidad de cambio en el predictor, manteniendo constantes los demás predictores incluidos en el modelo. Se observa que la temperatura ambiente tiene una influencia más significativa en la temperatura del pavimento que la humedad relativa medida en el momento.

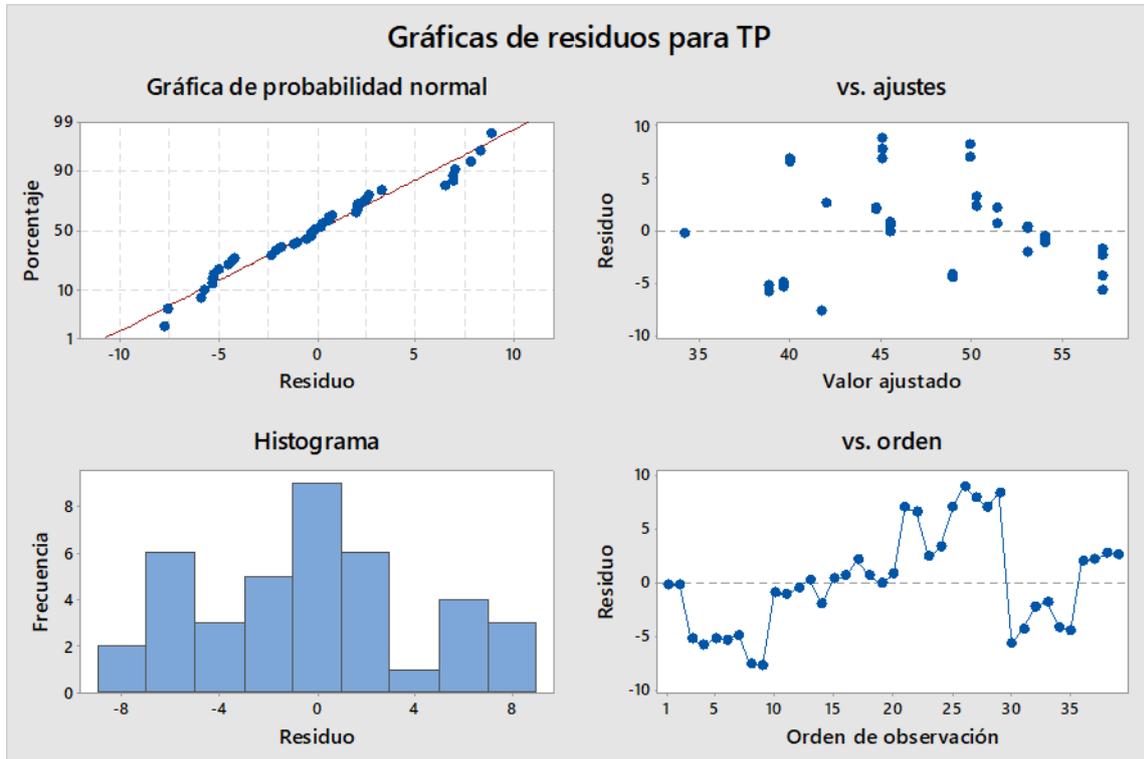


Figura 5. Gráficas de residuos para temperatura del pavimento.

De la figura 5 de probabilidad normal de los residuos para verificar el supuesto de que los residuos están distribuidos normalmente, la gráfica de probabilidad normal de los residuos debe seguir aproximadamente una línea recta, los patrones demostrados con el supuesto de que los residuos están distribuidos normalmente.

En la investigación se empleó la termografía infrarroja para hallar cómo se correlacionan las temperaturas del pavimento flexible en Portoviejo con las condiciones ambientales. Se realizaron mediciones de temperatura en diferentes pavimentos asfálticos de la ciudad y en varios momentos del día, utilizando una cámara termográfica. Estos datos, junto con las temperaturas ambiente y la humedad relativa, fueron utilizados para desarrollar un modelo matemático que relaciona la temperatura del pavimento con la temperatura ambiente.

El estudio concluyó que un modelo lineal es adecuado para explicar las variaciones de temperatura del pavimento, siendo más sencillo de aplicar que un modelo polinómico y sin diferencias significativas en los resultados. Se determinó que la temperatura ambiente influye más en la temperatura del pavimento que la humedad relativa.

El modelo lineal desarrollado permitirá ajustar el diseño de las mezclas asfálticas a las condiciones específicas de Portoviejo, mejorando su desempeño y vida útil, y estableciendo la temperatura crítica de la capa superficial para definir un módulo de rigidez representativo de las condiciones climáticas locales.

La investigación también demostró que la termografía infrarroja es una herramienta efectiva para la evaluación no destructiva de pavimentos flexibles. Además, se subrayó la importancia de considerar la emisividad de la mezcla asfáltica, que puede variar según su composición, textura, agregados, aditivos, y condiciones ambientales. Factores como la contaminación, suciedad, humedad y envejecimiento del pavimento también afectan su capacidad para emitir radiación térmica, lo que resalta la necesidad de incluir una mayor variedad de mezclas asfálticas en futuros estudios para mejorar la precisión del modelo estadístico.

1. Y. P. Caicedo, P.A. Martínez. (2021). "Diseño estructural de pavimento flexible entre la calle 26 y 27 con carrera tercera del barrio Claret en la ciudad de Ibagué". Universidad Cooperativa de Colombia, Posgrado, Ingeniería Civil, Ibagué. pp 14. <https://hdl.handle.net/20.500.12494/34248>
2. Pecara Copa, M. (2019). "Análisis Superficial de una Fisura en Pavimento Flexible con Termografía Infrarroja". *Revistas de la Universidad Privada del Valle*. vol.15 no 47. pp 2-3. <https://revistas.univalle.edu/index.php/ciencias/article/view/304/310>
3. G. Valdés, F. E. Pérez, & A. Martínez. (2012), "Influencia de la temperatura y tipo de mezcla asfáltica en el comportamiento a fatiga de los pavimentos flexibles". *Revista de la Construcción* vol.11 no.1. pp 3-5 https://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S0718-915X2012000100009&script=sci_arttext
4. R. J. Pacara M & J. S. Ledezma (2019). Termografía Infrarroja como Alternativa no Destructiva para la evaluación de deterioros en pavimentos flexibles. XV Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción, Chiapas – México, p. 11. DOI: [10.21041/CONPAT2019/V2PAT17](https://doi.org/10.21041/CONPAT2019/V2PAT17)
5. H. D. Benítez, C. Ibarra-Castanedo, A. Bendada, Abdelhakim, X. Maldague, H. Loaiza, E. Caicedo. (2007) "Nuevo contraste térmico para el ensayo termográfico no destructivo de materiales". *Revista Ingeniería y Competitividad*, pp 3-4. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=291323498003>
6. F. I. Pérez de Azpeitia (2016). "La termografía infrarroja: un sorprendente recurso para la enseñanza de la física y la química". *Revista Eureka sobre Enseñanza y Divulgación de las Ciencias*. pp 4. <https://rodin.uca.es/handle/10498/18501>
7. Aux, J. H. E., Correa, H. L., & Girón, A. D. R. (2022). El ensayo no destructivo usando termografía infrarroja en el mundo y en América Latina: Una Revisión. *Scientia et Technica*, 27(1), 15-27.
8. Copa, M. P. (2019). Análisis Superficial de una Fisura en Pavimento Flexible con Termografía Infrarroja. *Journal Boliviano de Ciencias*, 15(47), 25-32.
9. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures." AASHTO, 1993. <https://www.academia.edu/8963834>
10. F. Leiva Villacorta. (2004). Módulo dinámico de mezclas asfálticas. Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (UCR). pp 2-3. <https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/handle/50625112500/1449>
11. J. H. A. Rocha, y. V. Póvoas (2017), "La termografía infrarroja como un ensayo no destructivo para la inspección de puentes de concreto armado: Revisión del estado del arte", *Revista ALCONPAT*, pp. 4, DOI: <https://www.scielo.org.mx/pdf/alconpat/v7n3/2007-6835-alconpat-7-03-200.pdf>
12. del Angel, C. N. E., & Díaz, A. F. (2021). Termografía infrarroja pasiva aplicada a sistemas de detección de fallas: Una revisión. *Digital Ciencia@ UAQRO*, 14(2), 28-40.
13. Barreira, E., Almeida, R. M., & Simões, M. L. (2021). Emissivity of building materials for infrared measurements. *Sensors*, 21(6), 1961.

Conflictos de intereses:

Los autores declaran que no existen conflictos de intereses.

Declaración de autoría:

Kelvin José Franco Mera: Investigación e idea, recolección, interpretación y análisis de los datos, traducción, redacción del manuscrito y aprobación en su versión final, elaboración del resumen y traducción al inglés, elaboración de las conclusiones, adecuaciones a las normas de la revista y envío.

Estimación De La Velocidad De Absorción Capilar (Sorptividad) A Partir De La Porosidad Efectiva

Estimation Of The Capillary Absorption Rate (Sorptivity) From The Effective Porosity

Autores

Delilah Díaz Fernández¹, Marietta Llanes Pérez²

¹ Ministerio de la Construcción (MICONS). La Habana, Cuba. Calle 35 y Avenida Carlos Manuel de Céspedes, Plaza de la Revolución, La Habana, Cuba. Teléfonos: 52865249, 78816487, 78815376. Email: delilah@oc.micons.gob.cu. Estudiante de la maestría de Ingeniería Civil de la Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría, CUJAE.

² Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias Técnicas, Profesora Titular, Universidad Tecnológica de La Habana José Antonio Echeverría, CUJAE, Calle 114, No. 11901, e/ Ciclovía y Rotonda. Marianao. La Habana. Cuba, marietta@civil.cujae.edu.cu, marietallanes67@gmail.com

RESUMEN

Esta investigación correlaciona a los parámetros porosidad efectiva, resistencia a la penetración del agua y coeficiente de absorción capilar, aprovechando la relación en el comportamiento que existe entre estas y entre estas y la sorptividad, con el objetivo de diseñar y validar una ecuación matemática para estimar un parámetro desconocido a partir de tres parámetros conocidos. El análisis de regresión es la herramienta estadística que se ha considerado adecuada para este fin. Teniendo en cuenta que la porosidad efectiva y la sorptividad, como características del hormigón endurecido, son indicadores con una significativa importancia para la evaluación de la durabilidad de las estructuras de hormigón armado. La ecuación diseñada logra un modelo casi perfecto de la interacción con un error de estimación igual a cero. Lo cual es corroborado con la validación.

Palabras claves: Sorptividad, porosidad efectiva, análisis de regresión

ABSTRACT

This research correlates the parameters effective porosity, resistance to water penetration and the capillary absorption coefficient, taking advantage of the relationship in the behavior that exists between these and between these and sorptivity. With the objective of designing and validating a mathematical equation to estimate an unknown parameter from three know parameters. Regression analysis is the sta tool that has been considered appropriate for this purpose. Taking into account that effective porosity and sorptivity as characteristics of hardened concrete, are indicator with significant importance for the evaluation of the durability of reinforced concrete structures. The designed equation achieves an almost perfect model of the interaction with an estimation error equal to zero. Which is corroborated with the validation.

Keywords: Sorptivity, effective porosity, regression analysis

Nota Editorial: Recibido: Febrero 2024 Aceptado: Septiembre 2024

1. INTRODUCCIÓN

Cuba a consecuencia de ser una isla con una configuración geográfica estrecha y alargada, presenta una elevada agresividad del medio ambiente, estando sus edificaciones potencialmente expuestas a afectaciones a la durabilidad por incidencia del ion cloruro [1] [2]

Según el último censo de población y viviendas realizado en septiembre de 2012, de 32 ciudades importantes con poblaciones superiores a los 20.000 habitantes, 13 se consideran ciudades costeras, incluyendo La Habana y Santiago de Cuba [3], ciudades caracterizadas por una alta participación del hormigón armado como solución a los elementos estructurales con que están construidas sus edificaciones [4] [5] [6] [7].

La absorción de agua por capilaridad y la sorptividad son ensayos que se realizan al hormigón endurecido, con una significativa importancia cuando de evaluar la durabilidad de las estructuras de hormigón armado se trata [8].

La porosidad efectiva, está reconocida en el mundo como uno de los parámetros de mayor influencia en los mecanismos de transporte de agentes agresivos hacia el interior de las estructuras de hormigón, en Cuba se determina por el método de Göran Fagerlund descrito en la NC 345 Determinación de la absorción de agua por capilaridad [9], ensayo en el que se determinan tres parámetros porosidad efectiva, penetración del agua y el coeficiente de absorción capilar.

La porosidad efectiva es la porción del espacio vacío total de un material poroso que es capaz de transmitir un fluido. La resistencia a la penetración del agua, es la medida en que tarda en recorrer un volumen de agua estandarizada, una longitud de la masa de hormigón también estandarizada y se determina a través del cociente entre el tiempo en el punto crítico (s) y la altura o espesor total del espécimen (m); mientras el coeficiente de absorción capilar, es la medida del tiempo en que avanza un volumen de agua estandarizado en una masa de hormigón también estandarizada y se determina a través del cociente de la diferencia entre los pesos inicial y final del espécimen en el punto crítico (Kg/s), multiplicado por el inverso del área de succión del espécimen ($1/m^2$) según NC-345:2011 [9]. Estos como parte de esta investigación han sido objeto de análisis; por lo que aporta su interrelación en la obtención del parámetro a estimar [10] [11].

La sorptividad por otro lado, expresa la tendencia de un material de absorber y transmitir el agua y otros líquidos por capilaridad, según NC-967:2013 depende no solo del porcentaje de porosidad efectiva sino de la tortuosidad de los cambios de sección y de la interconectividad de los poros capilares [12]. Este último ensayo ofrece algunas ventajas con respecto al de la porosidad efectiva, fundamentalmente por el tamaño de la probeta ($50\pm 3\text{mm}$) lo cual permite caracterizar mejor la velocidad de absorción [13] [14], de ahí que haya tomado más fuerza en las últimas décadas su realización.

Teniendo en cuenta que la velocidad de absorción de agua del hormigón en la superficie difiere de la velocidad de absorción de agua en su interior y que la superficie exterior esta frecuentemente sujeta a un curado deficiente y expuesta a las condiciones potencialmente más adversas, para el caso de esta investigación se utiliza la velocidad secundaria de absorción de agua ($\text{mm/s}^{1/2}$), la cual según [8] se determina como la pendiente de la línea de mejor ajuste a la absorción (I) planteado contra la raíz cuadrada del tiempo ($\text{s}^{1/2}$) utilizando todos los puntos desde 1 día a 7 días.

Los cuatro parámetros antes descritos, identifican la mayor o menor propensión del hormigón al ingreso de sustancias hacia el interior de su masa volumétrica, el cual tiene lugar a través de poros interconectados, principalmente en la pasta de cemento hidratado. Las principales sustancias a transportar son gases, agua o iones en disolución acuosa [10] [15].

En los informes de diagnóstico y patología de estructuras realizados por la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas a la Construcción en los laboratorios de la Unidad de Investigación de la Habana de 5 años consecutivos (entre los años 2015 y 2020) que se han consultado, la causa del deterioro por ataque de iones cloruro es una de las más recurrentes, especialmente en la zona de estudio, La Habana, ubicada en la costa norte de Cuba; como consecuencia del nivel de exposición al ambiente marino a que están sometidas las edificaciones ubicadas en esta zona y las condiciones de sus elementos estructurales en cuanto a absorción capilar del hormigón [1].

Después de analizar estos informes según [16], donde se ha observado que el ensayo para determinar la sorptividad a pesar de ser muy necesario [8] [9] [17] [18], no fue incluido. Se decide realizar esta investigación que tiene el objetivo de salvar este vacío de información, a través de la obtención de una ecuación para estimar la sorptividad con un nivel de confianza aceptable [6], basada en la hipótesis de que existe una relación entre los ensayos de absorción por capilaridad y el de sorptividad. El tratamiento estadístico del tipo regresión lineal múltiple, ha sido la herramienta seleccionada para lograr este propósito, teniendo en cuenta que permite generar modelos para predecir el valor de una variable a partir de la otra. Lo novedoso de esta investigación radica en que después de una exhaustiva búsqueda, no se ha encontrado indicios, ni información de que se hayan realizado estimaciones de este tipo con anterioridad para este parámetro.

2. DESARROLLO

2.1. Obtención Y Validación De La Ecuación

Para esta investigación se han utilizado resultados de los ensayos de determinación de la absorción por capilaridad y el de determinación de la sorptividad a hormigones con áridos calizos cubanos, tomados de la investigación realizada por el Dr. Juan José Howland y Ana Rosa Martín [10], para dar solución a la obtención de la ecuación necesaria para determinar el parámetro sorptividad de 139 elementos estructurales de 21 edificaciones de La Habana, ubicados en los municipios Habana Vieja, Plaza y Playa, algunos de estos en la zona cercana al Malecón (ver Figuras 2 y 3) a fin de aportar a la información técnica de los estudios de diagnóstico realizados por la ENIA, entre los años 2015 al 2021, que han sido abordados, bajo el protocolo de un laboratorio de materiales de construcción, cumpliendo requerimientos que se establece en [19]. En la figura 1 se muestra un mapa con la ubicación de dichas edificaciones.

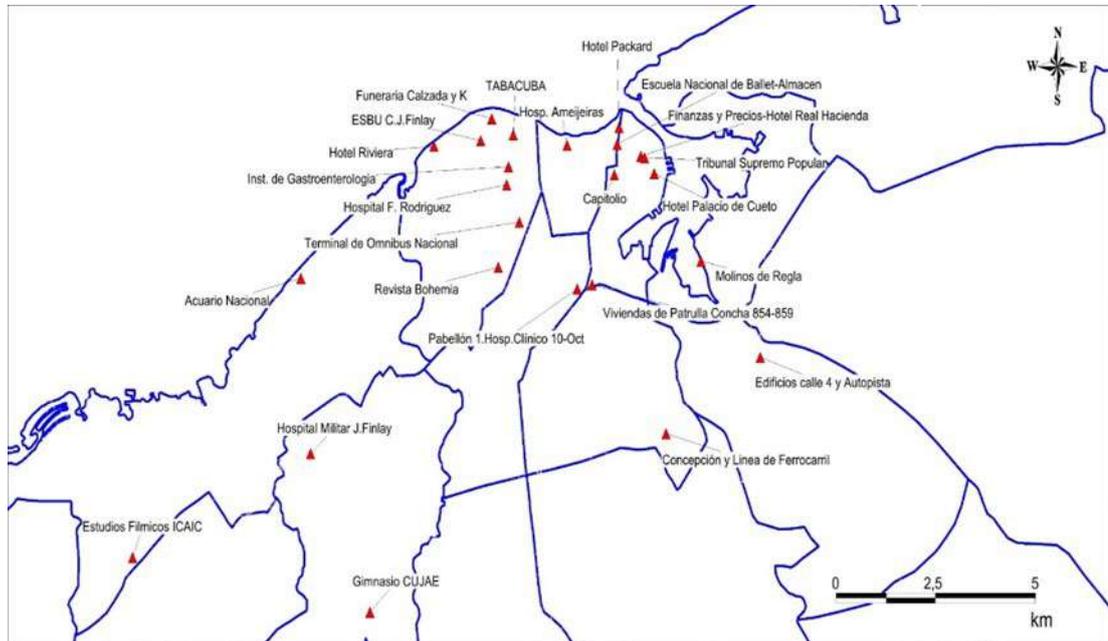


Figura 1: Ubicación de los edificios donde se han seleccionado las 139 muestras. [Fuente: Autor 2019]

En la zona objeto de estudio (Ver figura 2), el 95% de las sales de iones cloruro de mayores pesos y tamaños en forma de solución salina, se depositan en las franjas de la ciudad más cercanas al malecón habanero [1] [20]. Estas zonas se han identificado como las que presentan el fondo edificado más deteriorado [20] [21], dada su cercanía al mar (Ver figura 3).



Figura 2. La Habana, ciudad costera. Fuente [1]

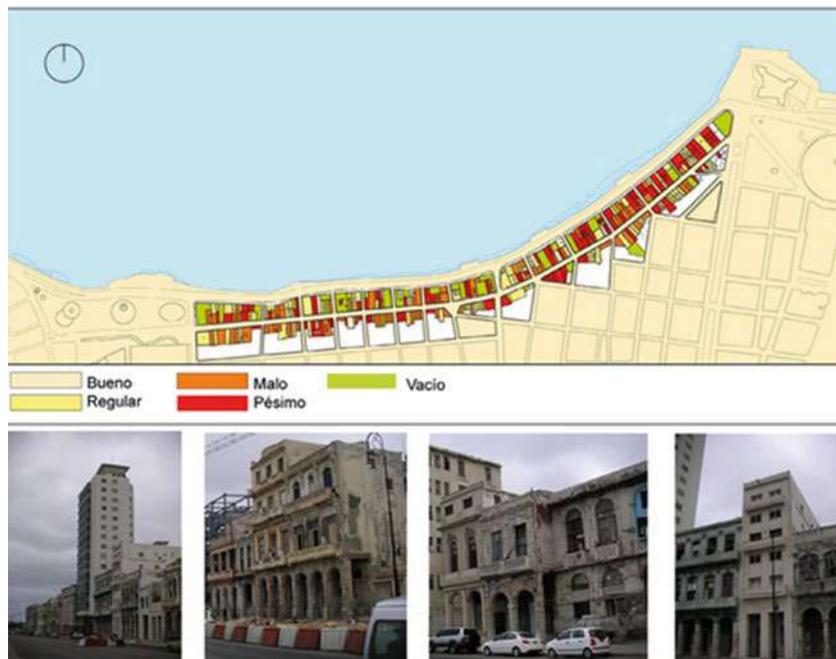


Figura 3: Mapa de los estados constructivos en el Malecón Tradicional donde se observa el gran número de inmuebles en pésimo y mal estado. Fuente [1]

Se observa que las patologías presentes en la muestra estudiada son del tipo que aparecen por la incidencia de iones cloruro, condición que sustenta la pertinencia de esta investigación [22] [21].

Los resultados de los ensayos de porosidad efectiva realizados en dichas estructuras no cumplen con los valores máximos establecidos por la norma vigente NC-120:2018 establecidos para la zona donde se encuentran emplazados [23]. La norma establece según los niveles de agresividad un valor máximo admisible, en el caso de Cuba se asume un valor de 10% para los niveles de agresividad alto y muy alto y un valor máximo de 15% para los niveles de agresividad de medio y bajo. En la tabla 1, se muestra a modo de ejemplo un edificio de los casos seleccionados, todos los elementos ensayados poseen niveles de porosidad por encima del 10% entre el 12,1% y 21,2%.

Tabla 1. Muestra de datos de porosidad efectiva, resistencia a la penetración del agua y coeficiente de absorción capilar de uno de los edificios objeto de estudio, informes de diagnóstico de la ENIA.

Identificación de la edificación	Elemento	Resistencia a la penetración del agua (m)(s/m ²)	Coefficiente de absorción capilar (k)(kg/m ² .S ^{1/2})	Porosidad efectiva (ξ) (%)
Edificio 8	Losa de cubierta	422500	0,022114	14,4
	Viga 1	105625	0,037372	12,1
	Losa de alero	1904413	0,043457	19
	Panel de cierre	696862	0,015323	12,8
	Viga 2	207936	0,037989	17,3
	Viga 3	234852	0,034116	16,5
	Viga 4	250000	0,037159	18,6
	Panel de fachada	665856	0,01557	12,7
	Viga soporte	973440	0,055522	17,3
	Viga transversal 1	147456	0,032079	12,3
	Viga transversal 2	121000	0,011543	12,7
	Viga soporte 2	278784	0,032322	17,1
	Viga soporte 3	147456	0,044443	17,1
	Viga soporte 4	1406025	0,042772	16
Viga soporte 5	112896	0,630013	21,2	

Para la estimación de la variable velocidad de absorción capilar (sorptividad) se ha partido de la interrelación existente entre la porosidad efectiva, la resistencia a la penetración del agua y el coeficiente de absorción capilar. Estos últimos se determinan como parte del ensayo Determinación de absorción de agua por capilaridad que se realiza al hormigón, como ha sido mencionado con anterioridad [22] [17] [24] [25].

La correlación bivariada, técnica estadística para estudiar la relación entre pares de atributos, indica la fuerza y la dirección de una relación lineal entre dos variables aleatorias; por otro lado el coeficiente de correlación se emplea para medir la correlación entre dos variables aleatorias continuas, este último es posible calcularlo a través del coeficiente de correlación de Pearson o el coeficiente de Spearman, según el tipo de distribución que caractericen a las variables objeto de análisis. [26].

En esta muestra para comprobar si los valores de las variables cuantitativas siguen una distribución normal o no, se aplicaron las pruebas de normalidad (Kolmogorov-Smirnov y Shapiro-Wilk) [27] [28] (ver tabla 2). Ambos test resultaron significativos (valor p de significación estadística < 0,05), por lo que se rechaza la hipótesis de normalidad. Estas variables (resistencia a la penetración del agua, coeficiente de absorción capilar y porosidad efectiva) no siguen una distribución normal, por lo que para medir la correlación entre las variables aleatorias continuas se recurre al coeficiente de Spearman.

Tabla 2. Pruebas de normalidad. Fuente: [29]

	Kolmogorov-Smirnova			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
Resistencia a la penetración del agua (m)(s/m²)	0,361	139	0,000	0,371	139	0,000
Coefficiente de absorción capilar(k)(kg/m².S^{1/2})	0,339	139	0,000	0,284	139	0,000
Porosidad efectiva (ξ) (%)	0,090	139	0,007	0,974	139	0,009

Según se ha probado con anterioridad, las variables resistencia a la penetración del agua, coeficiente de absorción capilar y porosidad efectiva, no siguen una distribución normal, por lo que, para medir la correlación entre las variables aleatorias continuas, se empleó el coeficiente de Spearman, el cual indica el grado en el que dos variables de escala métrica están relacionadas linealmente [29].

Se utiliza el diagrama de dispersión como expresión de la relación entre los datos de dos variables aleatorias cuantitativas a fin de hacer una predicción basada en los datos disponibles.

En el análisis realizado a 139 elementos estructurales con una media para la resistencia a la penetración del agua de 52080587,02 (m) (s/m²) y desviación estándar de 107954279,181 y con una media del coeficiente de absorción capilar de 0,041782282(k) (kg/m².S^{1/2}) con una desviación estándar de 0,0594602744 (ver Tabla 3). Existe correlación entre la resistencia a la penetración del agua y el coeficiente de absorción capilar (p=0,000). Por lo que cuando aumenta la resistencia a la penetración del agua disminuye el coeficiente de absorción capilar [29] como se observa en la Figura 6.

Tabla 3. Correlación entre la resistencia a la penetración del agua y el coeficiente de absorción capilar. Fuente: [29]

VARIABLES	MUESTRA	Media	Desviación estándar	Coefficiente de correlación	Sig. bilateral
Resistencia a la penetración del agua (m)(s/m ²)	139	52080587,02	107954279,181	-0,538	0,000
Coefficiente de absorción capilar(k)(kg/m ² .S ^{1/2})	139	0,041782282	0,0594602744		

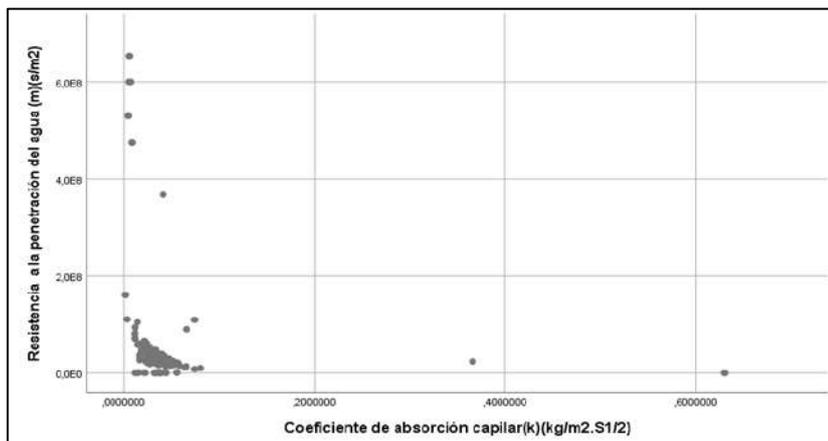


Figura 6. Diagrama de dispersión entre la resistencia a la penetración del agua y el coeficiente de absorción capilar. Fuente: [24] [29]

En una muestra de 139 se halló una media para la resistencia a la penetración del agua de 52080587,02 (m)(s/m²), con una desviación estándar de 107954279,181 y la media de la porosidad fue de 18,14 (ξ) (%) con una desviación estándar de 4,648 (ver tabla 4). No existe correlación entre **porosidad efectiva y resistencia a la penetración del agua** (p=0,164) [29]. Especímenes con igual porosidad efectiva, desarrollan velocidades de absorción distintas, como se observa en el gráfico representado en la Figura 7. [30]

Tabla 4. Correlaciones entre la porosidad efectiva y la resistencia a la penetración del agua. Fuente: [29]

VARIABLES	MUESTRA	MEDIA	DESVIACIÓN ESTÁNDAR	COEFICIENTE DE CORRELACIÓN	SIG. BILATERAL
Resistencia a la penetración del agua (m)(s/m ²)	139	52080587,02	107954279,181	-0,119	0,164
Porosidad efectiva (ξ) (%)	139	18,14	4,648		

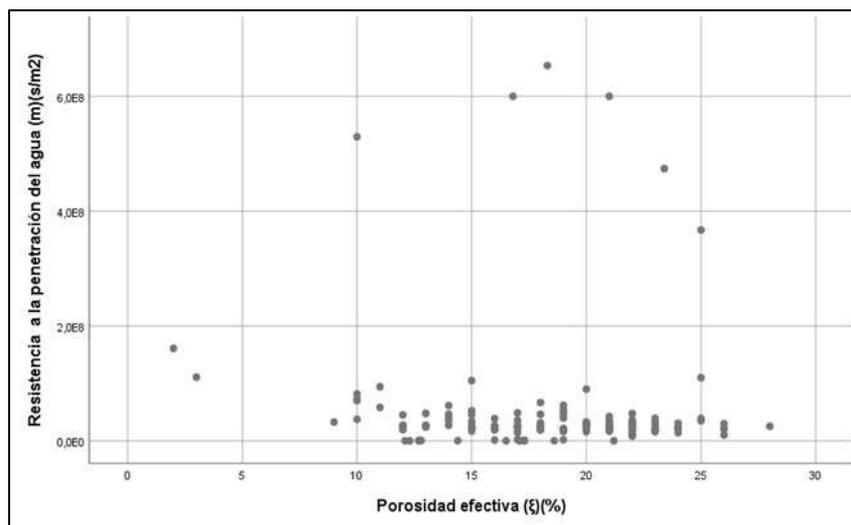


Figura 7. Diagrama de dispersión entre la porosidad efectiva y la resistencia a la penetración del agua Fuente: [24] [29].

En una muestra de 139, la media del coeficiente de absorción capilar fue de 0,041782282 (k)(kg/m².S^{1/2}) con una desviación estándar de 0,0594602744 y la media de la porosidad fue de 18,14 (ξ) (%) con una desviación estándar de 4,648 (ver Tabla 5). Existe correlación entre porosidad efectiva y coeficiente de absorción capilar (p=0,000). Por lo que cuando aumenta la porosidad aumenta el coeficiente de absorción capilar (0,751) lo que se observa en el gráfico de la figura 8.

Tabla 5. Correlaciones entre la porosidad efectiva y el coeficiente de absorción capilar. Fuente: [29]

VARIABLES	MUESTRA	MEDIA	DESVIACIÓN ESTÁNDAR	COEFICIENTE DE CORRELACIÓN	SIG. BILATERAL
Coeficiente de absorción capilar (k)(kg/m ² .S ^{1/2})	139	0,041782282	0,0594602744	0,751	0,000
Porosidad efectiva (ξ) (%)	139	18,14	4,648		

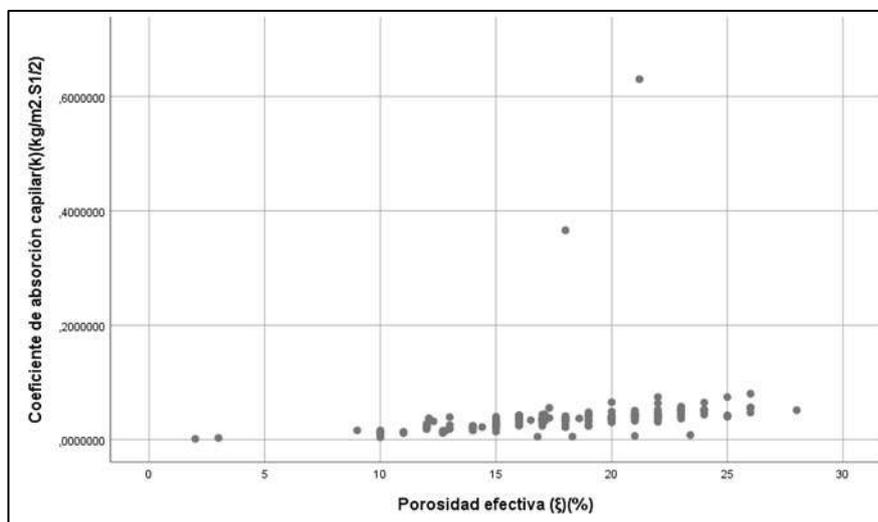


Figura 8. Diagrama de dispersión entre la porosidad efectiva y el coeficiente de absorción capilar Fuente: [24] [29].

Los gráficos de dispersión utilizados establecen los tipos de correlaciones que existen entre las variables analizadas en cada caso, condición indispensable para que puedan ser usadas en la formulación de una misma ecuación matemática de origen estadístico como es el caso de la que se ha diseñado (ecuación de regresión lineal múltiple) [31].

De la muestra estudiada se puede observar la fuerza y la dirección de la relación lineal y proporcionalidad de estas variables estadísticas. Existe una correlación entre la resistencia a la penetración del agua y el coeficiente de absorción capilar inversamente proporcional, es decir cuando aumenta la resistencia a la penetración del agua disminuye el coeficiente de absorción capilar; esto se explica ya que al utilizar un hormigón menos poroso disminuye la permeabilidad del mismo. En cuanto a la porosidad efectiva y el coeficiente de absorción capilar presentan una correlación directamente proporcional, lo cual tiene sentido, ya que al utilizar un hormigón más poroso aumenta su permeabilidad. De su gráfico de dispersión se puede inferir que estas dos variables poseen una relación lineal fuerte debido a que la nube de puntos es estrecha y alargada. Por otro lado, No existe correlación entre porosidad efectiva y resistencia a la penetración del agua, en este sentido el gráfico de dispersión muestra una distribución caótica en los puntos que se representan, mostrando así como especímenes con igual porosidad efectiva, desarrollan velocidades de absorción distintas.

Quedando identificada la relación existente entre las tres variables que se obtienen en la determinación de la absorción capilar, se analiza la correlación de estas con la variable sorptividad. En este orden para lograr una predicción acertada de estos de valores se utiliza un modelo de regresión múltiple para lo que es necesario una muestra donde estén recogidos datos de porosidad efectiva, resistencia a la penetración del agua, coeficiente de absorción capilar y sorptividad. Se procedió a tomar una muestra más pequeña proveniente de una investigación realizada por el Dr. Juan José Howland Albear titulada "Investigación de la absorción capilar de hormigones con áridos calizos cubanos" [10], cuyos valores se muestran en la tabla 6. Con los resultados obtenidos en este trabajo se procedió a modelar la ecuación matemática.

Tabla 6. Algunos valores de la muestra que se ha usado para el diseño de la ecuación procedentes de [10].

Código	Coficiente de absorción capilar (kg/m ² .s ^{1/2})	Resistencia a la penetración del agua (s/m ²)	Porosidad efectiva (ξ) (%)	Sorptividad (m.s ^{1/2})	Relación agua-cemento
D-0.4	6,56x10 ⁻³	1,08x10 ⁸	6,96	9,73x10 ⁻⁵	0,4
D-0.45	9,42x10 ⁻³	8,43x10 ⁷	8,57	1,10x10 ⁻⁴	0,45
D-0.5	1,34x10 ⁻²	6,14x10 ⁷	10,30	1,29x10 ⁻⁴	0,5
D-0.6	1,90x10 ⁻²	5,53x10 ⁷	14,00	1,36x10 ⁻⁴	0,6
DV-0.4	5,03x10 ⁻³	1,33x10 ⁸	5,60	8,69x10 ⁻⁵	0,4
V-0.45	7,32x10 ⁻³	9,36x10 ⁷	6,99	1,04x10 ⁻⁴	0,45
DV-0.5	1,02x10 ⁻²	7,09x10 ⁷	8,57	1,19x10 ⁻⁴	0,5
DV-0.6	1,79x10 ⁻²	4,61x10 ⁷	12,02	1,47x10 ⁻⁴	0,6

Se procede a comprobar el nivel de correlación de la muestra escogida, para esto se parte del análisis del cumplimiento o no de los parámetros de normalidad como se muestra en la tabla 7, la cual muestra un resumen estadístico para cada una de las variables seleccionadas e incluye medidas de tendencia central, variabilidad y de forma, con particular interés en el estandarizado de skewness y el estandarizado de kurtosis las cuales pueden ser utilizadas para determinar si la muestra presenta una distribución normal. Valores de estas estadísticas fuera del rango desde -2 a +2 representarían una pérdida de la normalidad.

Tabla 7. Pruebas de normalidad. Fuente: [29]

	Coefficiente de absorción capilar (k)	Resistencia a la penetración del agua (m)	Porosidad efectiva (ξ)	Sorptividad (S)
Cantidad	8	8	8	8
Average	0,0111038	8,1575E7	9,12625	0,00011615
Desviación estándar	0,00520051	2,91907E7	2,82374	0,0000204077
Coef. De variación	46,8356%	35,7839%	30,9408%	17,5701%
Mínimo	0,00503	4,61E7	5,6	0,0000869
Máximo	0,019	1,33E8	14,0	0,000147
Rango	0,01397	8,69E7	8,4	0,0000601
Stnd. skewness	0,689312	0,742718	0,757189	0,144339
Stnd. kurtosis	-0,650572	-0,17328	-0,23263	-0,580977

Tabla 8. Pruebas de correlación. Fuente. [29]

	Coefficiente de absorción capilar (k)	Resistencia a la penetración del agua (m)	Porosidad efectiva (ξ)	Sorptividad (S)
k		-0,9107 (8)	0,9887 (8)	0,9597 (8)
		0,0017	0,0000	0,0002
m	-0,9107 (8)		-0,8913 (8)	-0,9762 (8)
	0,0017		0,0030	0,0000
Porosidad	0,9887 (8)	-0,8913 (8)		0,9244 (8)
	0,0000		0,0030	0,0000
Sorptividad	0,9597 (8)	-0,9762 (8)	0,9244 (8)	
	0,0002	0,0000	0,0010	

En la tabla 8 se muestra el coeficiente de correlación de Pearson para cada par de variables. El rango de este coeficiente se encuentra entre -1 a +1 y da una medida de la fuerza de la relación lineal entre dos variables. Además, se muestra entre paréntesis el número de casos estudiado en cada par de variables. Los números marcados en rojo son el valor de P los cuales prueban si existe o no la correlación estimada. Si el valor de P se encuentra por debajo de 0,05 quiere decir que existe una correlación entre un par de variables con un nivel de confianza del 95 % lo cual ocurre en todos los casos. La figura 9 corrobora esta afirmación.

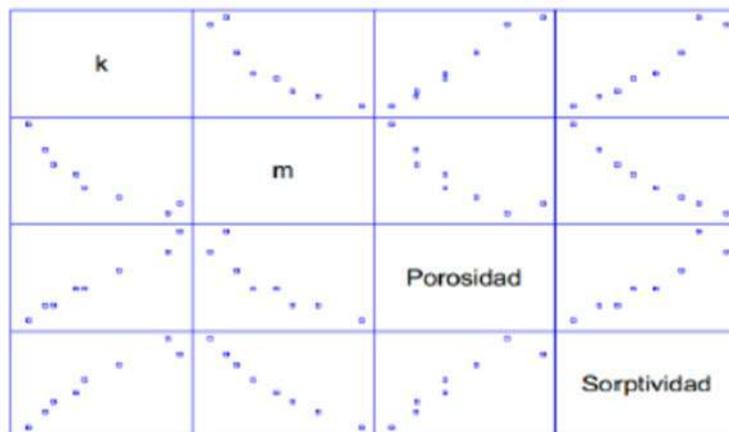


Figura 9. Gráfico de dispersión. Fuente: [29]

Luego de probar que existe una correlación entre estas variables y que responden a una distribución normal se procede al diseño de la ecuación (1) y se calcula el error de estimación (ver tabla 9) y la variabilidad (ver Tabla 10):

Estos resultados muestran un modelo múltiple de regresión lineal que describe la relación entre una variable dependiente (sorptividad) y tres variables independientes (porosidad efectiva, resistencia a la penetración del agua y coeficiente de absorción capilar). El programa informático utilizado [29] ha discriminado las interacciones que no son relevantes; obteniendo así la ecuación (1) como modelo matemático que más se ajusta, donde S es la sorptividad en (m .s^{1/2}), k es el coeficiente de absorción capilar en (kg/m².s^{1/2}), m la resistencia a la penetración del agua en (s/m²) y ξ la porosidad efectiva en (%).

$$S = 0,000147524 + 0,00513271 * k - 3,86589E - 13 * m - 0,00000622717 * \xi \quad (1)$$

Tabla 9. Error de estimación obtenido. Fuente: [29]

		Standard
Parámetros	Estimado	Error
CONSTANT	0,000147524	0,0
k	0,00513271	0,0
m	0,0	0,0
Porosidad	-0,00000622717	0,0

Tabla 10. Análisis de variabilidad. Fuente: [29]

Fuente	Suma de cuadrados	Df	Cuadrado principal
Modelo	2,91532E-9	3	9,71773E-10
Residual	0,0	4	0,0
Total (Corr.)	2,91532E-9	7	

R-cuadrado = 100,0percentil

R-cuadrado (ajuste) = 0,0percentil

Error de estimación = 0,0

Error absoluto = 5,31431E-7

Estadística Durbin-Watson = 1,49363 (P=0,1293)

Lag 1 auto correlación residual = 0,0659373

La estadística R-cuadrado indica que el modelo explica el 100% de la variabilidad de la propiedad sorptividad con un error igual a 0,0. La estadística Durbin-Watson es utilizada para contrastar si existe dependencia entre los residuos, a un nivel de significación del 5% P=0,1293 es mayor que 0,05 por lo que se acepta la hipótesis nula de independencia de los residuos [29]. Se logra obtener una estimación casi perfecta.

Tabla 11. Algunos resultados de la validación de la fórmula, utilizando resultados de ensayos realizados en el CIDC a elementos estructurales de edificaciones de la Habana.

Código	K (kg/m ² .s ^{1/2})	m (s/m ²)	Porosidad efectiva (ξ) (%)	Sorptividad secundaria (m .s ^{1/2}) estimada	Sorptividad secundaria (m .s ^{1/2}) ensayo	Diferencia entre sorptividad secundaria ensayada y estimada (m .s ^{1/2})
213Q-1-1	1.41x10 ⁻²	72889113.42	12.4	1.14x10 ⁻⁴	1.16x10 ⁻⁴	0.000002
213Q-1-2	1.34 x10 ⁻²	77344529.65	11.79	1.13x10 ⁻⁴	1.12x10 ⁻⁴	-0.000001
213Q-1-3	1.41x10 ⁻²	72889113.42	12.04	1.16x10 ⁻⁴	1.18x10 ⁻⁴	0.000002
213Q-1-4	1.34x10 ⁻²	77344529.65	11.79	1.13x10 ⁻⁴	1.13x10 ⁻⁴	0
213Q-1-5	1.41x10 ⁻²	72889113.42	12.04	1.16x10 ⁻⁴	1.18x10 ⁻⁴	0.000002
213Q-1-6	1.34x10 ⁻²	77344529.65	11.79	1.13x10 ⁻⁴	1.12x10 ⁻⁴	-0.000001
213Q-1-7	1.37x10 ⁻²	75116821.5	11.92	1.14x10 ⁻⁴	1.13x10 ⁻⁴	-0.000001

La calidad de la estimación se explica en el error de estimación obtenido, igual a 0,0 que corrobora una vez más que el modelo es significativo y que la estimación es casi perfecta. La tabla 11 muestra los resultados de la validación realizada, en la que interviene otra serie de datos, que proceden de ensayos realizados en el CIDC a elementos estructurales de edificaciones de la Habana. La diferencia entre los resultados ensayados y estimados es 0,0 igual al error de estimación.

2.2. Estimación de valores de sorptividad.

Se procede a estimar los valores de sorptividad de 139 elementos estructurales de 21 edificaciones de La Habana, empleando la ecuación de regresión múltiple obtenida anteriormente. En la tabla 12 se muestran los resultados de sorptividad secundaria estimada para el edificio 8 cuyos valores de resistencia a la penetración del agua, coeficiente de absorción capilar y porosidad efectiva, se muestran en la Tabla 1.

Tabla 12. Cálculo de los valores de sorptividad estimados para elementos del Edificio 8

Identificación de la edificación	Elemento	Sorptividad (m .s ^{1/2}) secundaria
Edificio 8	Losa de cubierta	1.71x10 ⁻⁴
	Viga 1	2.63x10 ⁻⁴
	Losa de alero	2.51x10 ⁻⁴
	Panel de cierre	1.46x10 ⁻⁴
	Viga 2	2.34x10 ⁻⁴
	Viga 3	2.19x10 ⁻⁴
	Viga 4	2.22x10 ⁻⁴
	Panel de fachada	1.48x10 ⁻⁴
	Viga soporte	3.24x10 ⁻⁴
	Viga transversal 1	2.35x10 ⁻⁴
	Viga transversal 2	1.27x10 ⁻⁴
	Viga soporte 2	2.05x10 ⁻⁴
	Viga soporte 3	1.00x10 ⁻⁴
	Viga soporte 4	2.13x10 ⁻⁴
	Viga soporte 5	2.43x10 ⁻⁴

Para el caso de las 15 muestras del edificio 8 que se ha expuesto como ejemplo en este artículo, ni la porosidad efectiva, ni la sorptividad obtenida en la ecuación diseñada cumplen con lo especificado en la normativa vigente [32] para los niveles de agresividad presentes de la zona donde están emplazados que es un máximo del 10% en el caso de la porosidad efectiva y un máximo de 5×10^{-5} m/s^{1/2} en el caso de la sorptividad.

La sorptividad secundaria estimada y la porosidad efectiva tomada de los informes consultados, para las 139 muestras no cumplen con lo establecido en la normativa vigente [32] (Ver Anexo I)

En el 100% de las muestras, tanto para el ensayo de determinación de la absorción capilar, como para la sorptividad secundaria estimada dan valores no conformes, coincidiendo en ambos parámetros. Resultado que se encuentra en correspondencia con las lesiones y el nivel de deterioro que se describen en los informes consultados. Estos son elementos estructurales no se desempeñan con una adecuada durabilidad en el ambiente al que están expuestos, caracterizado por un nivel de agresividad alta o muy alta [22].

3. CONCLUSIONES

La ecuación obtenida es válida, logrando definir un modelo casi perfecto que explica el 100% de la variabilidad de la sorptividad con un error igual a 0,0. Se demuestra que es posible estimar valores de sorptividad con esta ecuación, partiendo de un modelo de regresión lineal múltiple que relaciona las variables porosidad efectiva, resistencia a la penetración del agua y coeficiente de absorción capilar con la sorptividad.

Los valores que se obtienen a través de la ecuación definida por el autor para la muestra objeto de estudio permiten un análisis entre estos y los ensayos primarios (determinación de la absorción capilar); demostrando una relación entre estos resultados y el alto nivel de deterioro que presentan dichas estructuras.

4. AGRADECIMIENTOS

A la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas a la Construcción (ENIA INVESCONS) por brindar los datos de resistencia a la penetración del agua, coeficiente de absorción capilar y porosidad efectiva de 28 edificaciones en la Provincia de La Habana para la realización de esta investigación.

Al Centro de Investigación y Desarrollo de las Construcciones (CIDC) por brindar los datos de resistencia a la penetración del agua, coeficiente de absorción capilar y porosidad efectiva para la validación de la ecuación.

Al MSc Miguel Ángel Díaz Martínez profesor de matemáticas del CEMAT, Universidad Tecnológica de la Habana.

1. J. J. C. V. A. Howland Albear, El ambiente agresivo costero de la Habana y su impacto sobre las estructuras de hormigón armado, La Habana: Editorial científico técnica, 2017.
2. C. Sotomayor, «Entendiendo a las fisuras y grietas en las estructuras de concreto,» Revista Consulcreto.com, vol. 6, 2020.
3. O. n. d. e. e. i. (ONEI), «Informe preliminar de censo de población y viviendas 2012,» 2013.
4. L. R. G. R. Medina Sánchez, «Sistemas constructivos utilizados en Cuba,» vol. Tomo I, La Habana, La Habana: ENPES. Ministerio de Educación Superior., 1986, pp. 36-49.
5. Y. C. Socarras, «Evaluación de la calidad del hormigón en edificaciones construidas con el sistema gran panel soviético,» Revista Tecnología química, vol. 40, n° 2, pp. 288-302, 2020.
6. D. Gonzalez Couret, «Regreso a la Habana tradicional. Vivienda social de los 80's en la Habana,» Revista Invi, vol. 35, n° 98, pp. 45-74, 2020.
7. V. Rodriguez Becerril, «Fotografiar espacios en deterioro: imágenes post-fotográficas de la Habana Vieja,» Revista Identidades: territorio, cultura y patrimonio, vol. 1, n° 10, 2021.
8. J. C. P. M. R. Guerra Mera, «Estado del arte sobre durabilidad de estructuras de hormigón armado en perfiles costeros,» Revista científica INGENIAR, Ingeniería, Tecnología e Investigación ISSN: 2737-6249, vol. 6, n° 11, pp. 2-20, 2023.
9. NC-345:2011 Hormigón Endurecido. Determinación de absorción de agua por capilaridad, La Habana: ONN, 2011.
10. J. J. Howland Albear, Estudio de la absorción capilar y la sorptividad de hormigones con áridos calizos cubanos, La Habana, 2013.
11. J. S. G. M. J. C. Escobar Hurtado, «Tamaño máximo del agregado y su influencia en la porosidad de un hormigón elaborado con fibra de vidrio,» Revista científica INGENIAR, Ingeniería, Tecnología e Investigación ISSN: 2737-6249., 6 (11 Ed. esp.), vol. 6, n° 11, pp. 2-17, 2023.
12. NC- 967:2013 Hormigón Hidráulico - Determinación de la velocidad de absorción de agua (sorptividad), La Habana, 2013.
13. ASTM 1585-13 Standard Test Method for Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concretes1.
14. G. M. J. C. Parrales Espinales V. J., «Composición de mezclas de agregados gruesos y finos en la resistencia a la compresión y porosidad del hormigón,» Polo de conocimiento: Revista científico profesional ISSN-e-2550-682X, vol. 8, n° 11, pp. 600-613, Noviembre 2023.
15. L. K. J. Basher, «Evaluación de la durabilidad del hormigón a partir de sus propiedades de permeabilidad: Una revisión,» Construcción y materiales de construcción, vol. 15, pp. 93-103, 2001.
16. F. J. Hurtado Talavera, «Fundamentos metodológicos de la investigación. El génesis del nuevo conocimiento,» Revista Científica. Instituto Universitario de las Américas y el Caribe (IUAC), vol. 5, n° 16, pp. 99-119, 2020.
17. N. D. I. V. I. Saladi, «Assessing durability properties of ultra high performance concrete materials,» Revista materials and structures, vol. 56, n° 155, 2023.
18. J. T. S. S. E. G. H. V. Y. R. C. J. Llanos Soto, «Analysis of concrete $f_c=175\text{Kg/cm}^2$, 210Kg/cm^2 , 245Kg/cm^2 , 280Kg/cm^2 of low permeability, subjected to high water pressures,» 17 July 2023. [En línea]. Available: <https://dx.doi.org/10.18687/LAACEI.2023.1.1.557>. [Último acceso: 12 Abril 2024].
19. L. Pérez Quiñones y M. Llanes Pérez, «Propuesta de metodología para la evaluación constructiva de edificios,» Revista Ciencia y Construcción, vol. II, n° 3, pp. 52-63, septiembre 2021.
 - A. Castañeda Valdés, «Atmospheric corrosion study of carbon steel in Havanawaterfront zone,» Revista CENIC, vol. 51, n° 2, pp. 126-146, 2020.
20. Castañeda Valdés A., «Impacto del ambiente agresivo costero de la Habana,» Revista CENIC, 2023.
21. Y. J. G. M. J. C. Perez Molina, «Índice de durabilidad para hormigones con diferentes relaciones agua cemento,» Revista científica Dominio de las Ciencias, vol. 10, n° 2, pp. 906-920, 2024.
22. NC-120 : 2018 Hormigón Endurecido. Especificaciones, La Habana: ONN, 2018.
23. F. B. S. I. G. S.-C. N. C. A. T. B. Gersson, «Correlation between permeability and porosity for previous concrete,» Revista DYNA, pp. 151-159, June 2019.

24. G. R. G. Morantes, «Modelo de regresión lineal múltiple para estimar la concentración de PM1,» Revista internacional de contaminación ambiental, vol. 35, nº 1, pp. 179-194, Febrero 2019.
25. N. M. Z. M. L. Sagaró del Campo, «Técnicas estadísticas para identificar posibles relaciones bivariadas,» Revista cubana de anestesiología y reanimación, vol. 19, nº 2, 2020.
26. H. A. E. P. C. A. Luzuriaga Jaramillo, «Histograma y distribución normal: Shapiro-Wilk y Kolmogorov Smirnov aplicado en SPSS,» Revista latinoamericana de ciencias sociales y humanidades, vol. IV, nº 4, p. 597, 2023.
27. M. A. S. C. A. Peraza Castillo, «Criterio de validación de normalidad en muestras pequeñas, pruebas paramétricas o no paramétricas,» Revista interdisciplinaria de ingeniería sustentable y desarrollo social, vol. 7, nº 1, pp. 534-541, 2021.
28. «Software STATGRAPHICS CENTURION XV STAT POINT, Inc. 2019,» 2019.
29. F. L. G. Cabrera Albert J. S., «Análisis estadístico cuando no se cumplen los supuestos de las pruebas paramétricas en el contexto de la investigación de la cultura física,» Revista Universidad y sociedad, vol. 14, nº 1, pp. 591-600, 2022.
30. M. F. Triola, Estadística, Décima ed., México: Pearson Educación, 2009.
31. NC-250: 2005 Requisitos de durabilidad para el diseño y construcción de edificaciones y obras civiles de hormigón estructural.
32. J. Howland y A. Martín, Study about the capillary absorption and the sorptivity of concretes with cuban limestone aggregates, Materiales de Construcción, vol.63,312,pp 515-527, 2013.

Efectos De Reducción De Dimensiones De Losas De Hormigón Simple Bajo Cargas De Transito Y Temperatura

Effects Of Size Reduction Of Plain Concrete Slabs Under Traffic And Temperature Loads

Autores

Carlos Alfonso Mejía Véliz¹ , Eduardo Tejada Piusseaut²

¹Estudiante de Posgrado. Maestría Académica con trayectoria profesional en Ingeniería Civil, Mención Vialidad. Facultad de Posgrado. Universidad Técnica de Manabí, Ecuador. email: cmejia4463@utm.edu.ec

²Docente Titular Principal Nivel 1. Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas. Universidad Técnica de Manabí, Ecuador. email: eduardo.tejada@utm.edu.ec

RESUMEN

Este estudio examina el comportamiento estructural de losas de pavimentos de hormigón simple bajo diversas condiciones de carga y temperatura, considerando un gradiente térmico de 11,3°C. Se modela una losa estándar con dimensiones de 4500 mm de largo, 3500 mm de ancho y 200 mm de espesor, así como otras losas con dimensiones reducidas, para analizar cómo estas variaciones afectan a los esfuerzos de tracción y compresión. Los resultados muestran que los esfuerzos de tracción aumentan significativamente cuando la longitud de la losa se reduce a menos de 3000 mm. Además, el espesor de la losa tiene un impacto considerable en los esfuerzos generados. Específicamente, se observan esfuerzos de compresión en losas con longitudes menores a 3000 mm y espesores menores a 15 cm. La reducción del espesor amplifica los cambios en los esfuerzos, lo que subraya la importancia de mantener un espesor adecuado para prevenir fallas estructurales. El análisis revela que tanto la carga aplicada como el gradiente térmico influyen significativamente en los esfuerzos dentro de la losa. Se destaca la necesidad de un diseño meticuloso que considere tanto las dimensiones de las losas como los efectos combinados de la carga y la temperatura para garantizar un buen desempeño estructural del pavimento.

Palabras clave: Pavimentos de hormigón simple, gradiente térmico en losas de hormigón, esfuerzos de tracción y compresión

ABSTRACT

This study examines the structural behavior of plain concrete pavement slabs under various loading and temperature conditions, considering a thermal gradient of 11.3°C. A standard slab with dimensions of 4500 mm length, 3500 mm width, and 200 mm thickness, as well as other slabs with reduced dimensions, are modeled to analyze how these variations affect the tensile and compressive stresses. The results show that tensile stresses increase significantly when the slab length is reduced to less than 3000 mm. Furthermore, the slab thickness has a considerable impact on the stresses generated. Specifically, compressive stresses are observed in slabs with lengths less than 3000 mm and thicknesses less than 15 cm. Reducing the thickness amplifies the changes in stresses, underscoring the importance of maintaining adequate thickness to prevent structural failures. The analysis reveals that both the applied load and the thermal gradient significantly influence the stresses within the slab. The need for careful design that considers both slab dimensions and the combined effects of loading and temperature to ensure good structural performance of the pavement is highlighted.

Keywords: Simple concrete pavements, thermal gradient in concrete slabs, tensile and compression forces

Nota Editorial: Recibido: Septiembre 2024 Aceptado: Septiembre 2024

1. INTRODUCCIÓN

Los pavimentos son un componente esencial del patrimonio común de la sociedad, desempeñando un papel fundamental en la vida diaria al facilitar la movilidad y definir el uso del territorio. Su impacto en la calidad de vida es significativo, ya que permiten el transporte eficiente y estructuran el entorno construido. En el ámbito público, los pavimentos se encuentran predominantemente en carreteras, calles, pistas de aterrizaje y estacionamientos [1].

En este contexto, los pavimentos de hormigón se presentan como una alternativa competitiva frente a los pavimentos asfálticos tradicionales, destacando por su mayor durabilidad, menor costo a largo plazo (incluyendo el mantenimiento) y capacidad para reducir el consumo de combustible en vehículos pesados. Tanto en nuevas construcciones como en la rehabilitación de pavimentos existentes, el uso de hormigón ofrece ventajas medioambientales, técnicas y económicas, contribuyendo a soluciones más sostenibles [1].

En los pavimentos de hormigón, las variaciones de temperatura a lo largo del día generan deformaciones significativas, especialmente durante los picos de gradientes térmicos. Durante el día, la temperatura más alta en la superficie superior de la losa provoca su dilatación, mientras que la parte inferior se contrae. Por la noche, este fenómeno se invierte, con la superficie superior contrayéndose debido a las temperaturas más bajas. Además, las cargas de tráfico inducen esfuerzos de flexión y cortante. En los estudios de pavimentos rígidos es fundamental modelar estos estados de carga y considerar las deformaciones de la losa provocadas por los efectos climáticos.

El espesor de la losa está influenciado por factores como la carga por eje, el número de repeticiones de carga, la resistencia del hormigón, la longitud de la losa y las condiciones climáticas. El hormigón debe tener la resistencia suficiente para soportar las cargas previstas durante el periodo de diseño. Dado que el concreto de cemento Portland es mucho más resistente en compresión que en tracción, los esfuerzos de tracción suelen ser el factor determinante en el diseño del pavimento. Generalmente, se utilizan ecuaciones analíticas y programas numéricos para calcular estos esfuerzos [2].

Para evaluar los efectos de la carga y la temperatura en los pavimentos rígidos, la modelación computacional es una herramienta clave. El método de elementos finitos permite realizar análisis detallados y complejos, considerando parámetros geométricos como las dimensiones y espesores de las losas, proporcionando a los investigadores y diseñadores una mejor comprensión de la mecánica de estos sistemas [3].

Las losas cortas representan una innovación en el diseño de pavimentos de hormigón, ya que distribuyen la carga de tránsito entre múltiples losas, lo que reduce significativamente las tensiones de tracción y los efectos de alabeo debido a su menor tamaño. Esta solución no solo mejora la durabilidad del pavimento, sino que también permite reducir el espesor en comparación con los diseños tradicionales, lo que se traduce en menores costos y un uso más eficiente de los materiales, promoviendo la sostenibilidad [4].

Las losas cortas, también conocidas como losas optimizadas, introducen un enfoque innovador en el diseño de pavimentos al reducir el espesor de las losas, ya que soportan menores cargas, lo que a su vez disminuye las tensiones y los esfuerzos de alabeo. Estas losas cortas tienen un impacto económico favorable, principalmente debido a la reducción del espesor y a las menores exigencias de las capas de apoyo [5]. Las dimensiones reducidas provocan la reducción de las tensiones por flexión y alabeo, así como la eliminación del sellado en las juntas. Las tensiones de alabeo en la losa generadas por los gradientes térmicos, junto con las cargas del tráfico, pueden causar fallos por fatiga en el pavimento. Una manera de reducir estas tensiones es utilizar losas de menor tamaño, lo que ayuda a disminuir los esfuerzos generados [6].

En comparación con las losas convencionales diseñadas según las normas AASHTO [7], los espesores pueden reducirse entre 4 y 10 cm, lo que permite una disminución de costos de aproximadamente un 20%, aunque cada proyecto puede variar según sus características específicas [8].

Esta alternativa, además de ser una opción altamente eficiente en términos de costos, durabilidad y estabilidad para las vías de la provincia de Manabí, también responde a la urgente necesidad de implementar estrategias que reduzcan la huella ambiental. La integración de soluciones sostenibles en las actividades humanas es ineludible para garantizar la viabilidad de la vida en el planeta en los años venideros [9].

El objetivo de este estudio es evaluar cómo la reducción del tamaño de las losas influye en las tensiones del pavimento, demostrando la efectividad de este diseño bajo condiciones ambientales específicas, como las presentes en la ciudad de Portoviejo. La investigación se enfoca en determinar los esfuerzos y deformaciones en modelos de losas de hormigón con diversas longitudes y espesores, utilizando el programa de elementos finitos EverFE 2.26. Este análisis considera el gradiente térmico máximo registrado en una investigación previa realizada en Portoviejo, Ecuador.

2. PAVIMENTOS DE HORMIGÓN SIMPLE. DISEÑO Y COMPORTAMIENTO

Los pavimentos rígidos, contruidos con losas de hormigón, pueden apoyarse sobre el suelo natural o sobre una capa de material seleccionado (subbase). Debido a la rigidez inherente de la losa, no es necesario emplear materiales de alta calidad en esta subbase [10].

El objetivo del diseño en estas estructuras es definir las características y propiedades de los elementos del pavimento, como materiales, espesores, y la disposición de juntas, para asegurar un nivel adecuado de servicio a lo largo de su vida útil. El espesor requerido dependerá principalmente de la carga por eje, el número de repeticiones de carga, la resistencia del hormigón, la longitud de la losa y las condiciones climáticas [11].

Existen dos enfoques principales para el análisis de estructuras de pavimento: empíricos y mecanicistas. Los métodos empíricos proporcionan soluciones de diseño basadas en experiencias reales de carreteras en servicio o en ensayos experimentales, presentando estas soluciones en forma de ábacos, tablas, nomogramas o catálogos de secciones estructurales.

Por otro lado, los métodos mecanicistas se centran en determinar tensiones, deformaciones y desplazamientos mediante modelos de respuesta, los cuales se comparan con valores admisibles obtenidos a partir de modelos de comportamiento. Estos métodos permiten analizar los esfuerzos y deformaciones causados por el tránsito, el clima, las características de los materiales y las condiciones del suelo de fundación [12]. Cuanto más se ajusta el modelo a las condiciones reales, más precisa será la predicción de la respuesta estructural y de las tensiones críticas necesarias para el diseño de espesores. Los métodos mecanicistas son especialmente valiosos por su capacidad para simular con precisión estas condiciones [13].

En la modelación de problemas de ingeniería que involucran la mecánica de sólidos, se utilizan propiedades específicas de los materiales derivadas de múltiples ensayos. Sin embargo, estos valores medios pueden no coincidir con las propiedades reales observadas en experimentos, lo que hace necesario realizar una calibración física ajustando las propiedades del modelo numérico hasta que su respuesta se asemeje al experimento [10].

Los métodos numéricos, y en particular el Método de los Elementos Finitos, son esenciales para resolver problemas específicos y realizar investigaciones, destacando por su flexibilidad en cuanto a geometría y materiales. Estos métodos permiten el uso de leyes constitutivas no lineales y la consideración de gradientes térmicos, que pueden causar alabeo en las losas. Es fundamental combinar la posición de carga con el alabeo de las losas para identificar la tensión más desfavorable en el pavimento [1].

Las cargas de tráfico son las principales responsables de generar los esfuerzos más significativos en el diseño de pavimentos, provocando esfuerzos de compresión y tracción tanto dentro de las losas como en las losas adyacentes, especialmente cuando hay transferencia de carga entre ellas. Estos esfuerzos están relacionados con la intensidad de la carga, las dimensiones de la losa, y la relación entre la longitud de la losa y la separación entre los ejes de los vehículos pesados [17].

La combinación de posición de las ruedas y la geometría de las losas permite reducir las tensiones superiores de la losa, lo que permite la disminución del espesor de losa [18].

Estos esfuerzos deben ser contrarrestados por la resistencia del hormigón. Dado que el hormigón de cemento Portland tiene mayor resistencia a la compresión que a la tracción, los esfuerzos de tracción suelen ser el factor determinante en el diseño del pavimento. Para determinar estos esfuerzos, se emplean ecuaciones analíticas y programas numéricos, algunos basados en elementos finitos como el EverFE [2].

La modelación mediante el software de Elementos Finitos EverFE busca reproducir de manera realista los esfuerzos en las losas del pavimento [15]. Esta herramienta es versátil, adaptándose al diseño de cualquier tipo de pavimento rígido y permitiendo verificar el comportamiento tanto de losas convencionales como de losas cortas. EverFE distribuye la carga de las ruedas entre las losas, lo que es importante para analizar las tensiones en las losas cortas, diferenciándolas de las losas convencionales [16].

El software considera los efectos térmicos y el acortamiento elástico como predeformaciones, calculadas en función de la temperatura y el coeficiente de dilatación térmica. Estas predeformaciones se convierten en cargas aplicadas a los nodos, lo que permite al software resolver las ecuaciones correspondientes [14].

Las leyes de comportamiento establecen el número máximo de repeticiones de una carga "P" que puede aplicarse sin que el material falle, tomando en cuenta las tensiones y deformaciones generadas (σ_p y ϵ_p). En hormigones y capas tratadas con cemento, la verificación del fallo por fatiga se realiza con la tensión de tracción radial máxima en cada capa.

En la literatura, diversos autores han propuesto modelos de fatiga para determinar el número de repeticiones de carga y establecer la vida útil de un pavimento rígido. Estos modelos emplean la razón de esfuerzo (σ/MR), donde " σ " es el esfuerzo cíclico aplicado y MR es la máxima resistencia a la flexión estática. El modelo de fatiga de la Asociación de Cemento Portland (PCA) establece que no habrá falla por fatiga si la razón de esfuerzo es inferior al 45%, incluso para un número infinito de ciclos. La ecuación propuesta por la PCA se presenta de la siguiente forma:

$$\text{Para } \frac{\sigma}{MR} \geq 0,55 : \log N_f = 11,737 - 12,077 \left(\frac{\sigma}{S_C} \right)$$

$$\text{Para } 0,45 < \frac{\sigma}{MR} \leq 0,55: N_f = \left[\frac{4,2577}{\left(\frac{\sigma}{S_C} \right) - 0,4325} \right]^{3,264}$$

$$\text{Para } \frac{\sigma}{MR} \leq 0,45: N_f = \text{Ilimitado}$$

3. MATERIALES Y MÉTODOS

Para evaluar la viabilidad de reducir las dimensiones de las losas en los pavimentos de hormigón simple, se realiza un estudio exhaustivo del estado tensional bajo la influencia de una carga por eje constante, variando sistemáticamente las dimensiones de las losas. El estudio se organiza con las siguientes consideraciones y procedimientos:

1. Modelo de Referencia: Se inicia con una losa de hormigón simple de dimensiones tradicionales: 4500 mm de largo, 3500 mm de ancho y 200 mm de espesor, apoyada sobre una subbase granular. Este modelo sirve como base para comparar el comportamiento tensional de losas de dimensiones reducidas bajo condiciones de carga idénticas.
2. Variación de Dimensiones: Se examinan los efectos de la reducción en las dimensiones de las losas, manteniendo constante la relación largo/ancho de la losa de referencia (1,286). Las dimensiones consideradas para las losas reducidas son:
 - Longitudes: 4000 mm, 3500 mm, 3000 mm, 2500 mm, 2000 mm y 1500 mm.
 - Anchos correspondientes: 3100 mm, 2700 mm, 2300 mm, 2000 mm, 1500 mm y 1100 mm, respectivamente. Además, se incluye la losa de referencia con un ancho de 3500 mm.
1. Aplicación de carga: En los modelos de pavimento, se aplica un eje simple con ruedas duales, conforme a la norma AASHTO 93 [7]. Este eje tiene un peso total de 8200 kg (equivalente a 18000 libras o 18 kips) y una presión de contacto de 0,6 MPa (6 kg/cm²). Para losas con un ancho menor a 3000 mm, se ajusta el peso del eje a la mitad para adecuarse al ancho de la losa.
2. Consideración del Gradiente térmico: Se incorpora un gradiente térmico de 11,3°C, registrado en una losa de hormigón simple instrumentada durante el periodo de mayo-junio de 2019 en Portoviejo [19]. El gradiente se determina con una temperatura superficial de la losa de 39,5°C y una temperatura en el fondo de 28,2°C, mientras que la temperatura ambiente promedio es de 30,7°C.
3. Modelado y análisis: Las tensiones se calculan utilizando el software EverFE para cada uno de los modelos de pavimentos desarrollados. Además de las dimensiones, se consideran espesores variables para cada modelo: 250 mm, 200 mm, 150 mm y 100 mm, para evaluar cómo las diferentes configuraciones afectan las tensiones.
4. Características de materiales: Los modelos de pavimentos se ajustan según las características de los materiales especificados en la tabla 1, que incluye propiedades del hormigón de la losa y de la subbase.

En resumen, a través de la modelación se persigue analizar cómo la reducción en las dimensiones de las losas afecta las tensiones generadas bajo condiciones de carga y térmicas específicas, de la ciudad de Portoviejo, en el Ecuador.

Tabla 1. Características de los materiales en el pavimento de hormigón

Propiedades	Hormigón	Subbase
Módulo Elasticidad	27800 MPa	300 MPa
Coefficiente de Poisson	0,17	0,35
Densidad	2400 kg/m ³	1800 kg/m ³
Coefficiente de expansión térmica	1,1e-005	
Espesor	100-250 (mm)	200 (mm)

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS

En el análisis del modelo de losa, con dimensiones de 3000 mm de largo y 2300 mm de ancho, la carga aplicada se reduce a la mitad del eje dual. Esto se debe a que la influencia del eje se distribuye entre dos losas adyacentes. Además, se incorpora un gradiente de temperatura de $11,3^{\circ}\text{C}$ en el modelo de cargas para tener en cuenta el efecto térmico sobre la losa.

En la figura 1 se muestra una imagen del programa utilizado, donde se puede visualizar la carga aplicada en el modelo de la losa patrón, de dimensiones de 4500 mm de largo, 3500 mm de ancho y un espesor de 200 mm. Se observa también en la imagen, el eje de cálculo conformado por una rueda dual de 82 kN de peso, situado a una distancia de 2250 mm del borde de la losa en el sentido del largo, y a 550 mm del borde en el sentido del ancho. Las dimensiones de la zona de carga de las ruedas del eje se indican como $L = 200$ mm y $W = 150$ mm. La separación entre las ruedas interiores se define como $A = 1500$ mm, y la distancia centro a centro de las ruedas es $B = 300$ mm. Para representar el gradiente térmico, se han declarado dos temperaturas distintas: $39,5^{\circ}\text{C}$ en la parte superior (Top) y $28,2^{\circ}\text{C}$ en la parte inferior (Bottom).

Los modelos de carga se han establecido para diferentes dimensiones de la losa, manteniendo constante el gradiente de temperatura. La posición de la carga (x , y) se ha ajustado en función de la longitud de la losa. La distancia x se ubica en la mitad de la longitud de la losa, mientras que la distancia y se ha considerado a 600 mm desde el borde para simular el paso de vehículos cerca del borde de la losa. Además, se ha mantenido el eje completo de 82 kN hasta las dimensiones de 3500 mm de largo y 2700 mm de ancho de la losa, reduciendo la carga a la mitad para dimensiones menores.

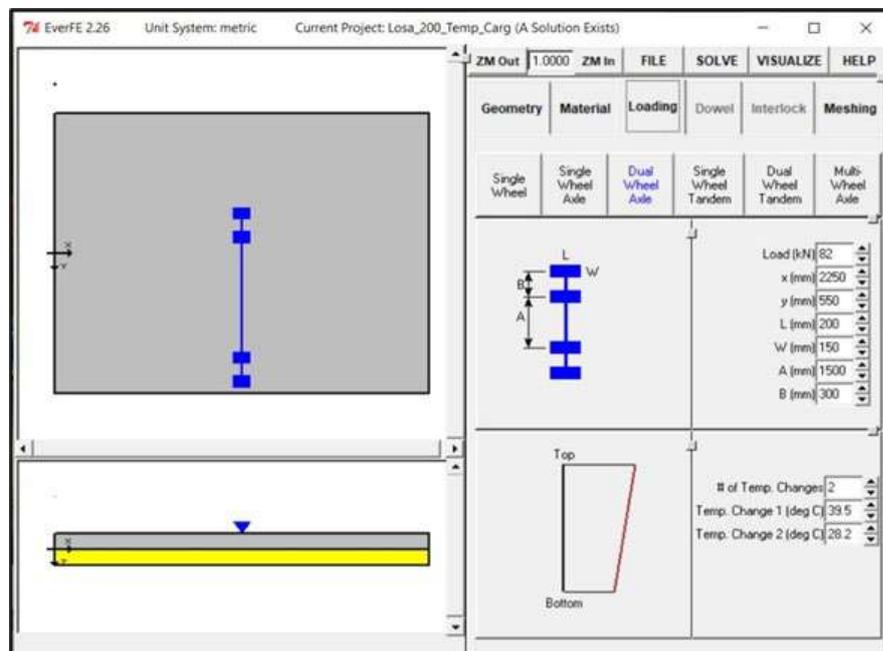


Figura 1. Modelo de solicitaciones de carga representado en el programa Ever FE, donde aparece la carga de 82 kN y el gradiente térmico.

Las tensiones representadas en los gráficos a continuación, muestran el esfuerzo máximo de tracción generado por la ubicación de la carga en las zonas más críticas, que corresponden al borde y al centro de cada losa.

En la figura 2 se ilustran las tensiones de tracción provocadas por la carga del eje simple en función de las dimensiones modificadas de la losa. Cada gráfico corresponde a un espesor diferente. Para un espesor de 25 cm, las tensiones presentan variaciones mínimas. Sin embargo, al reducir el espesor, los cambios en las tensiones se vuelven más significativos, siendo el aumento más notable cuando la longitud de la losa se reduce a 3000 mm.

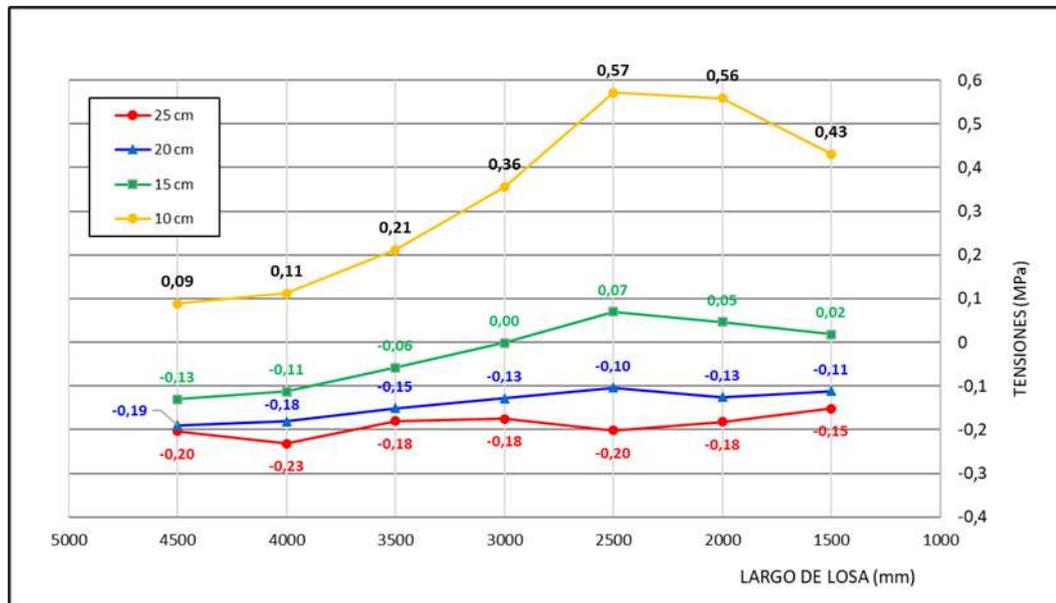


Figura 2. Tensiones SY en la parte inferior de la losa debido a la carga aplicada.

La figura 3 representa las tensiones provocadas por la carga mediante un gráfico de isolíneas. Se observa que, en ciertas condiciones, las tensiones son positivas o de compresión. Estas tensiones positivas ocurren cuando la longitud de la losa es menor de 3000 mm y el espesor es inferior a 15 cm, destacando la influencia de la reducción en las dimensiones de la losa sobre su comportamiento estructural.

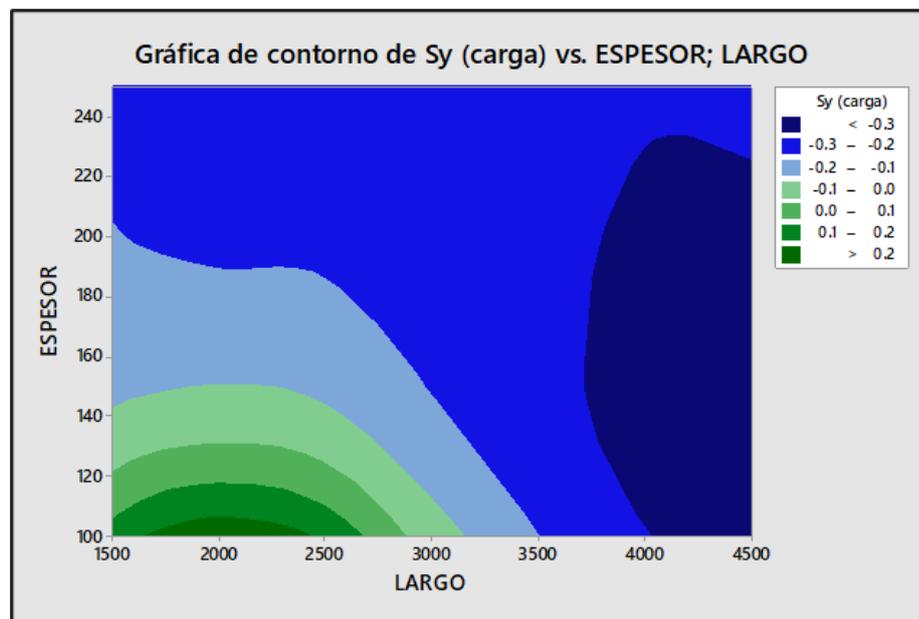


Figura 3. Isolíneas de tensiones debido a la carga aplicada sin considerar el gradiente de temperatura, en la dirección del largo de la losa (S_y) en la parte inferior.

La figura 4 muestra las tensiones de tracción debido a la carga aplicada y al gradiente de temperatura, en función de las dimensiones modificadas de la losa. Con un espesor de 25 cm, las tensiones presentan pocas variaciones. No obstante, al reducir el espesor, los cambios en las tensiones son más pronunciados. Las tensiones se convierten en compresión cuando las dimensiones de la losa son inferiores a 2500 mm y el espesor es de 10 cm. En otros casos, las tensiones predominantes son de tracción.

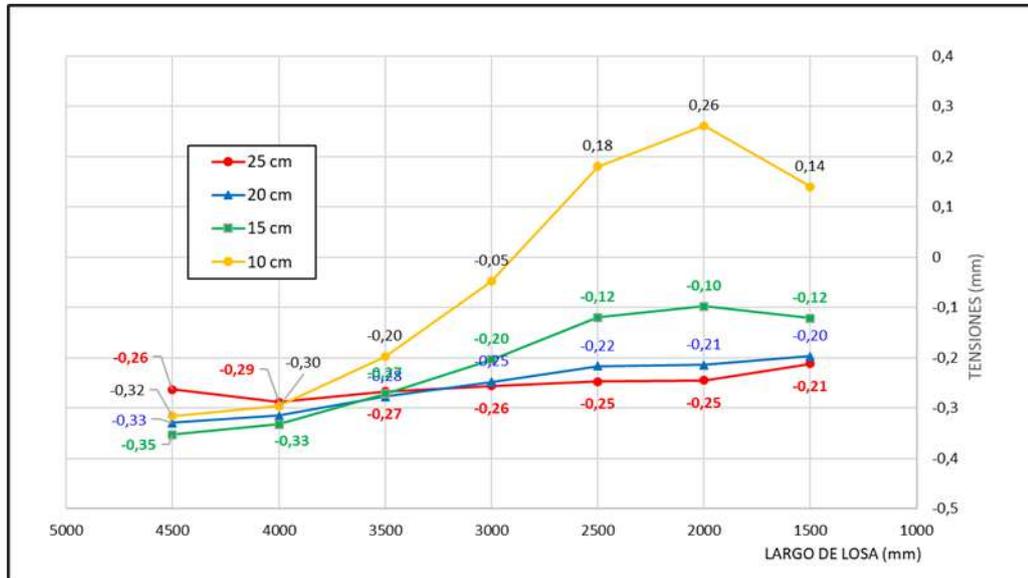


Figura 4. Tensiones SY en la parte inferior de la losa provocadas por la influencia de la carga y el gradiente de temperatura.

Finalmente, la figura 5 presenta las tensiones generadas por la carga y el gradiente de temperatura, utilizando un gráfico de isolíneas. En algunas condiciones, las tensiones provocadas por el gradiente térmico son positivas o de compresión. Estas tensiones positivas se registran cuando la longitud de la losa es inferior a 3000 mm y el espesor es menor a 15 cm, subrayando cómo la reducción de las dimensiones afecta el comportamiento de la losa de hormigón. En la figura, estas condiciones en las losas están destacadas mediante un recuadro, que resalta las dimensiones que se pueden considerar como losas cortas.

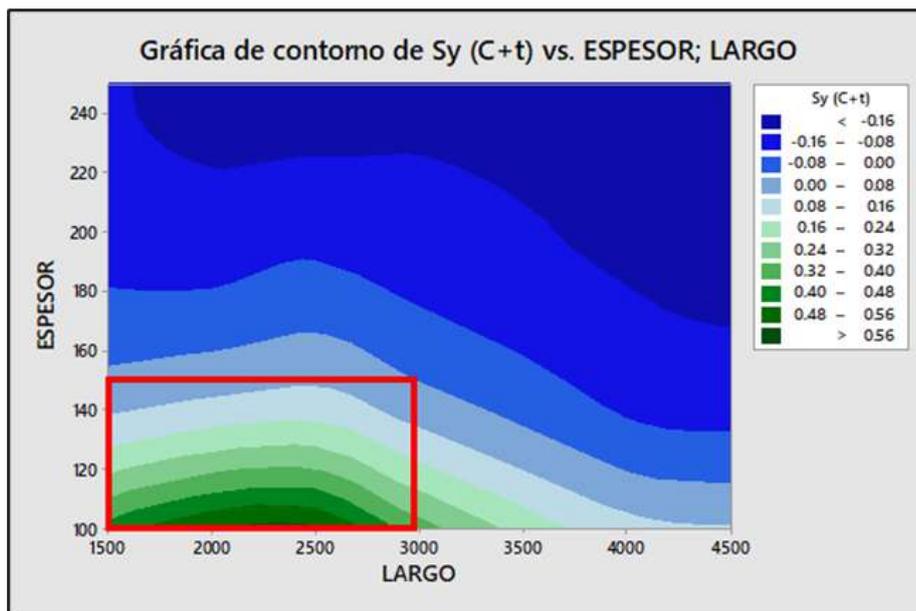


Figura 5. Isolíneas de tensiones debido a la carga aplicada y al gradiente de temperatura en la dirección del largo de la losa (S_y) en la parte inferior.

Los gráficos permiten observar el comportamiento de las tensiones generadas en la losa de hormigón, evidenciando cómo las tensiones de tracción varían con las diferentes dimensiones de la losa a medida que se reduce su longitud y por consiguiente su ancho.

5. CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos en la investigación, se pueden delinear las siguientes conclusiones:

El análisis realizado muestra que la reducción de las dimensiones de la losa, especialmente en su longitud, tiene un impacto significativo en las tensiones generadas, particularmente cuando la longitud disminuye por debajo de 3000 mm. A medida que las dimensiones se reducen, las tensiones de tracción aumentan notablemente, mientras que, con espesores inferiores a 15 cm y longitudes menores a 2500 mm, las tensiones pueden llegar a ser incluso de compresión.

El espesor de la losa también juega un papel crucial en su comportamiento estructural. Con espesores mayores, como 25 cm, las tensiones muestran pocas variaciones incluso cuando la longitud de la losa se reduce. Sin embargo, al disminuir el espesor, las tensiones experimentan cambios más pronunciados, destacando la importancia de mantener un espesor adecuado para minimizar el riesgo de fallas y asegurar la integridad de la losa.

Además, el estudio revela que tanto la carga aplicada como el gradiente de temperatura tienen un efecto considerable en las tensiones inducidas en la losa. Se observó que los gradientes térmicos generan tensiones de compresión en losas con dimensiones reducidas y espesores menores a 15 cm. Este hallazgo subraya la importancia de considerar no solo la carga sino también los efectos térmicos en el diseño de losas de hormigón para garantizar su durabilidad y resistencia a largo plazo.

La distribución de la carga y su ubicación también resultan ser factores fundamentales para entender el comportamiento de las tensiones en diferentes puntos críticos de la losa, como los bordes y el centro. El modelo demuestra que la correcta repartición de la carga entre losas contiguas y la variación estratégica de su posición son esenciales para minimizar las tensiones en las zonas más desfavorables, lo que es clave en el diseño estructural.

Finalmente, los gráficos de isolíneas utilizados en el estudio fueron herramientas eficaces para visualizar la distribución de las tensiones en la losa bajo diversas condiciones. Estos gráficos permitieron identificar las áreas con tensiones críticas, ya fueran de tracción o de compresión, proporcionando una comprensión más profunda de cómo la reducción de las dimensiones de la losa influye en su comportamiento estructural.

En resumen, este análisis subraya la importancia de un diseño cuidadoso y optimizado de las losas de hormigón, considerando tanto las dimensiones como los efectos combinados de la carga y la temperatura, para garantizar un desempeño estructural seguro y eficiente.

1. R. López, «Aportaciones al proyecto, construcción y reparación de pavimentos de hormigón,» Tesis Doctoral Universitat Politècnica de Catalunya, pp. 1-204, Junio 2018.
2. J. Bojorque, «Análisis de esfuerzos en pavimentos de concreto tipo whitetopping: caso de estudio vía Biblián-Zhud,» Maskana, vol. 12, nº 2, pp. 80-87, 2021.
3. R. Guerra , «Análisis del comportamiento de tensiones máximas inducidas en pavimentos rígidos debido al reemplazo parcial de losas,» TECKNE, vol. 17, nº 2, pp. 98,109, 2020.
4. M. Pradena y B. Chaparro , «Análisis Estructural de Pavimentos de Hormigón: Losas Cortas en pisos Industriales,» Revista Politécnica, vol. 43, nº 2, pp. 1-6, 2019.
5. K. Condori, «Development of concrete pavements of short slabs with fiber incorporated,» Building & Management, vol. 4, nº 1, pp. 21-29, 2020.
6. R. Loor, M. Urdánigo y E. Tejeda, «Tensiones de combado en las Losas de pavimentos rígidos en las condiciones ambientales de Portoviejo,» Ciencia y Construcción, vol. 5, nº 2, pp. 06-15, 2024.
7. AASHTO, «Guide for Design of Pavement Structures,» American Associations of State of Highway and Transportation Official, 1993.
8. J. Ordoñez, «Pavimentos de losas cortas de concreto para vías terciarias en Colombia,» Consorcio Intervías 4g, pp. 1-20, 2015.
9. M. Soza y C. Zega , «Gestión y valorización de agregados reciclados de hormigón en obras viales,» Ciencia y Tecnología de los Materiales, nº 13, pp. 17-29, 2023.
10. E. Tejeda, F. Hernandez, C. Racarey y J. Camapum, «Modelo numérico para estimar módulo efectivo del soporte de un pavimento rígido,» Revista Cubana de Ingeniería, vol. VIII, nº 2, pp. 11-17, 2017.
11. J. P. Covarrubias V., «Diseño de losas de hormigón con geometría optimizada,» Ingeniería de Construcción, vol. 27, nº 3, pp. 181-197, 2012.
12. W. Rodríguez y M. Pallares , «Desarrollo de un modelo de elementos finitos para el diseño racional de pavimentos,» Tecnura, vol. 9, nº 17, pp. 25-37, 2005.
13. G. Pannillo, A. Barrios y E. Colina Morales , «Diseño de pavimentos rígidos mediante un dimensionado estructural apoyado en el método de elementos finitos,» Gaceta Técnica, vol. 15, nº 1, pp. 23-3, 2024.
14. M. Montalvo y M. Montalvo, «Geometria de las losas del pavimento rigido en las alturas,» Vialidad y transporte latinoamericano, nº 3, pp. 24-29, 2015.
15. M. Pallares y J. Pulecio, «Aplicabilidad del método de los elementos finitos en el análisis y dimensionamiento de losas jpc para carreteras de dos carriles,» Iteckne, vol. 14, nº 2, pp. 148-155, 2017.
16. F. Borda, «Modelación de pavimentos rígidos con elementos finitos aplicación de Everfe,» Grupo de Investigación y Desarrollo en Infraestructura Vial - GRINFRAVIAL, pp. 1-278, 2019.
17. J. P. Covarrubias T., «Comportamiento de pavimentos de hormigón en Chile,» Ingeniería de Construcción, nº 4, p. 10, 1988.
18. L. Moreno , «Mejoramiento de vías de bajos volúmenes de tránsito mediante el uso de losas de concreto simple optimizadas,» Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito., 2019.
19. E. Rodríguez, F. Hernández y E. Tejeda, «Instrumentación en pavimento de hormigón simple para estudios de tensiones originados por gradientes de temperatura,» Carreteras, nº 231, pp. 79-87, 2021.

Daño en Edificaciones Aporticadas de Hormigón Armado de 5 o Más Pisos en la Ciudad de Portoviejo Incluyendo Interacción Suelo-Estructura

Damage In Reinforced Concrete Frame Buildings Of 5 Or More Floors In The City Of Portoviejo Including Soil-Structure Interaction

Autores

Gian Pierre Mosquera Pinargote¹, Pablo Caiza Sanchez²

¹Facultad de Posgrado de la Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo-Ecuador, E-mail: gmosquera9316@utm.edu.ec

²Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí-Ecuador, E-mail: pecaiza1@espe.edu.ec

RESUMEN

La ciudad de Portoviejo es la capital de la provincia de Manabí en la región costa, adyacente al Océano Pacífico, del Ecuador en Sudamérica. Esta es una región de muy alta actividad sísmica y caracterizada por la presencia de suelos blandos. Este estudio se concentró en estructuras aporticadas de hormigón armado de 5 niveles o más debido a su gran afectación ante el terremoto del 16 de abril de 2016, presuntamente los daños estructurales se amplificaron por efectos de interacción suelo-estructura. Inicialmente, se emplea la evaluación visual rápida según el método FEMA P-154. Luego, se realizan varios análisis incluyendo el estático no lineal sobre una estructura característica. Finalmente, se plantea el uso de BRB (diagonales de pandeo restringido), como alternativa de reforzamiento para las estructuras que poseen un alto índice de vulnerabilidad, se logra conseguir con el reforzamiento estructural de un modelo una resistencia superior en 140% obteniendo resultados muy favorable en cuanto a comportamiento estructural en cuanto a la interacción suelo-estructura en este caso toma poca relevancia debido a que su resistencia al cortante es muy similar salvo en los desplazamientos que se ven incrementados hasta un 25%, a pesar que se logra reducir la dimensión de los BRB el comportamiento de una estructura incorporando marcos de acero solo logra un 25% de mayor resistencia y 35% de mayor desplazamiento en el mejor de los casos.

Palabras claves: Desempeño sísmico, Interacción suelo-estructura, Reforzamiento estructural, Vulnerabilidad sísmica

ABSTRACT

The city of Portoviejo is the capital of the province of Manabí in the coastal region, adjacent to the Pacific Ocean, of Ecuador in South America. This is a region of very high seismic activity and characterized by the presence of soft soils. This study focused on reinforced concrete frame structures of 5 levels or more due to their significant impact during the April 16, 2016 earthquake. It is presumed that structural damages were amplified by soil-structure interaction effects. Initially, a rapid visual evaluation was employed according to the FEMA P-154 method. Then, several analyses were conducted, including non-linear static analysis on a characteristic structure. Finally, the use of BRB (buckling-restrained braces) was proposed as a reinforcement alternative for structures with a high vulnerability index. With the structural reinforcement of a model, a superior resistance of 140% was achieved, obtaining very favorable results in terms of structural behavior. In this case, soil-structure interaction takes little relevance since its shear resistance is very similar, except for displacements that are increased by up to 25%. Despite reducing the dimension of the BRBs, the behavior of a structure incorporating steel frames only achieves 25% greater resistance and 35% greater displacement in the best cases.

Keywords: Seismic performance, Soil-structure interaction, Structural reinforcement, Seismic vulnerability

Nota Editorial: Recibido: Junio 2024 Aceptado: Octubre 2024

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los terremotos considerados más dañinos en el país ecuatoriano ocurrió el 16 de abril de 2016 y afectó particularmente las provincias de Manabí y Esmeraldas. Este evento fue seguido por numerosas réplicas con magnitudes de hasta 6.9. [1].

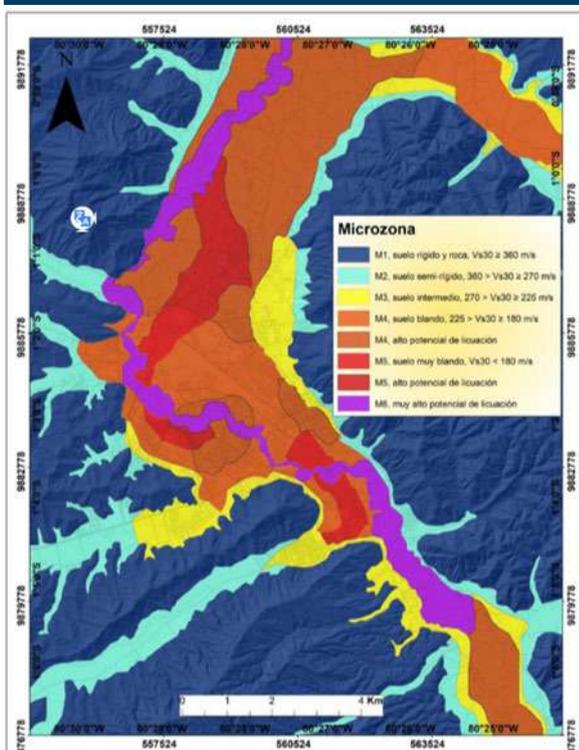
Debido al historial sísmico del país y a las consecuencias que cada uno de ellos ha dejado en el territorio ecuatoriano, los expertos en el campo de la ingeniería estructural han visto la necesidad de realizar estudios de vulnerabilidad sísmica que permitan conocer el estado actual de las edificaciones existentes para así poder determinar su comportamiento ante un evento sísmico [2]. La ciudad de Portoviejo cuenta desde el 2017 con espectros de diseño específicos resultados del estudio de microzonificación sísmica del cantón [3]. Sin embargo, tiene escaso uso por parte de calculistas estructurales, quienes continúan usando los espectros que se indican en la Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2015 para analizar y diseñar las estructuras, tanto de hormigón armado como de acero estructural[4].

Además, dentro del análisis del colapso de las edificaciones durante el terremoto del año 2016 en la ciudad de Portoviejo, [5] se establece que varias son las causas que llevaron al desplome a estos edificios, entre la que se destaca por estar relacionadas con el tema de este artículo: 1) La magnitud del sismo reflejada en los espectros de respuesta, obtenidos en la ciudad de Portoviejo, que para el rango de periodos que están alrededor de 0.5 segundos superó notablemente a los espectros que prescriben el Código Ecuatoriano de la Construcción del 2000, y las Normas Ecuatorianas de la Construcción (NEC) de 2011 y 2015. Nótese que, existe una correlación entre el periodo de vibración elástico de las edificaciones de 3 a 6 pisos y el periodo de los suelos blandos, lo que, junto a la magnitud de las cargas sísmicas, explicaría el colapso de alguna de estas edificaciones. Estas deficiencias no solo comprometen la integridad física de los inmuebles, sino que también acarrearán considerables pérdidas económicas para los propietarios y la sociedad en general[6].

Se plantea que los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) amplificaron los daños, dado que es un fenómeno crítico que puede influir significativamente en el comportamiento sísmico de las edificaciones. Este efecto se debe a la respuesta colectiva del suelo, la fundación y la estructura frente a una excitación sísmica, y puede resultar en daños considerables si no se toma en cuenta adecuadamente durante el diseño y la construcción. Varios investigadores y eventos sísmicos pasados demuestran que para los edificios que descansan sobre depósitos de suelo blando, la ISE juega un papel importante en el aumento de las demandas sísmicas de la estructura y en causar daños adicionales. Ignorar los efectos de la ISE puede conducir a un diseño inadecuado[7].

Como alternativa para reforzar este tipo de estructuras que presentan un pobre nivel de desempeño, la alternativa empleada es vigas de pandeo restringido que representan una solución innovadora para mejorar el desempeño de estructuras que presentan deficiencias. Estas vigas están diseñadas para resistir cargas laterales, como las producidas por sismos o vientos fuertes, minimizando el riesgo de pandeo lateral.

2. DESARROLLO



El estudio de microzonificación sísmica en la ciudad de Portoviejo [3] es un esfuerzo significativo para comprender y mitigar los riesgos asociados con los terremotos. La documentación detallada del subsuelo y los ensayos para calcular la respuesta sísmica en superficie son fundamentales para definir estas microzonas como se muestra en la figura 1, lo que a su vez contribuye a la seguridad y resiliencia de las comunidades en áreas propensas a sismos[8].

Figura 1. Mapa de microzonas de Portoviejo [3]

2.1. Recopilación De Datos

La combinación de metodologías cualitativas como FEMA P-154 junto con enfoques cuantitativos basados en normas como NEC 2015 y ASCE 41-17, permite una evaluación integral.

En la figura 2 se muestra la ubicación de las estructuras evaluadas con el FEMA P-154, la cual permitió juntar las características de alrededor de 50 estructuras muchas de estas concentradas en la "zona 0" y sus alrededores de la ciudad de Portoviejo. Se pudo analizar las características reunidas mediante análisis visual en la que se destacan el índice de vulnerabilidad alto, presencia de mezanines, piso blando y geometría de los elementos principal

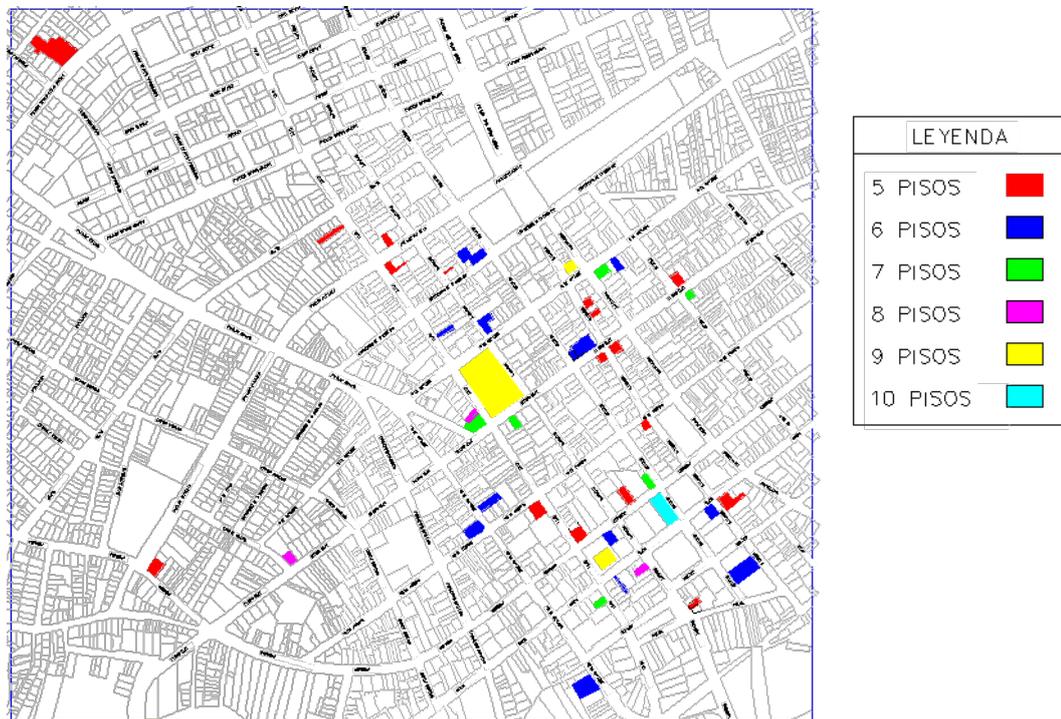


Figura 2. Mapa de estructuras evaluadas con el FEMA P-154

En un primer momento, se llevaron a cabo evaluaciones visuales empleando google street view, para determinar el índice de vulnerabilidad de aquellas edificaciones que hasta antes del terremoto del 16A estaban en funcionamiento y sin presencia de daños estructurales mediante FEMA P-154. Este método proporciona un procedimiento de evaluación visual rápida que permite estimar la peligrosidad sísmica y tomar decisiones informadas para la mitigación de riesgos. La implementación de este método contribuye significativamente a la prevención de daños en infraestructuras críticas durante eventos sísmicos.[9]

2.2. Análisis De La Información

Con el levantamiento de la información se elaboraron modelos matemáticos como el que se presenta en la figura 3, el modelo de la edificación está basada en una estructura real, la cual representa las características principales encontradas en las estructuras de 5 pisos ubicadas en la ciudad de Portoviejo.

Esta estructura tiene un aproximado de 15 años de antigüedad y no ha sido reforzada dado que no ha sufrido daños durante el sismo del 16. Las patologías principales presentes en esta estructura es la autoconstrucción ya que fue diseñada para 2 pisos los cuales posteriormente fueron aumentados a 5 sin un previo análisis y la presencia de piso blando. Estas patologías fueron muy habituales debido al poco control municipal y a las ordenanzas vigentes al momento de la construcción y también causantes de varios colapsos estructurales.

Finalmente, pero no menos importante, el suelo es de mala calidad. En efecto, la ciudad de Portoviejo cuenta con un estudio de microzonificación sísmica en el cual se determinó que este edificio está cimentado sobre la microzona m5, que es un suelo muy blando con $vs_{30} < 180$ m/s con moderado potencial de licuefacción. Que traducido a los parámetros de la NEC-15 sobre el tipo de suelo para la construcción del espectro de respuesta es clasificado como tipo E.



Figura 3. Modelo 3D de la estructura analizada

Luego, se realizaron análisis estructurales, los que son cada vez más complejos que permiten tener una idea clara del comportamiento estructural, para determinar posibles causas de fallas o mal comportamiento estructural. Es conocido que los hundimientos diferenciales pueden llegar a ser un fenómeno crítico presente en las estructuras observadas, especialmente en áreas con suelos de baja capacidad portante y estructuras sujetas a cargas significativas. Todos los aspectos que influyen en la respuesta mecánica del suelo bajo condiciones determinadas de cargas no es posible tenerlas en cuenta, por lo tanto, se necesitan idealizaciones tanto del material como de las condiciones de carga, para simplificar la expresión matemática.[10]

La respuesta estructural se determina mediante la curva de capacidad, que representa la relación fuerza-desplazamiento, comúnmente expresada en términos de cortante base versus desplazamiento del techo, medido en un nodo de control específico [11]. En el campo de la estructura el diseño basado en el desempeño es crucial para la resiliencia de los edificios durante desastres naturales como los terremotos. Los tres niveles principales de desempeño estructural —Ocupación inmediata (IO), Seguridad de la vida (LS) y Prevención de colapso (CP)— sirven como puntos de referencia para la integridad de la construcción después del evento.[12]

2.3. Características Del Modelo

La tabla 1 contiene las variantes que fueron analizadas en la que se muestran los modelos con la única característica que los diferencia es la cuantía.

Tabla 1. Variantes de modelos analizados

	Columnas	Vigas
Modelo 1	Cuantía 1% en columnas	Cuantía requerida
Modelo 2	Cuantía 2% en columnas	Cuantía requerida
Modelo 3	Cuantía 3% en columnas	Cuantía requerida
Modelo 4	Cuantía 1% en columnas	Cuantía requerida – 0,01
Modelo 5	Cuantía 2% en columnas	Cuantía requerida – 0,01
Modelo 6	Cuantía 3% en columnas	Cuantía requerida – 0,01

La razón de estos modelos es representar cuantías de armado “fuertes” y cuantías de armado “débiles” con el fin de representar la ductilidad que puede alcanzar el sistema estructural, detectar posibles fallos y predecir de manera más precisa el comportamiento estructural de la misma, adicional se empleara la misma distribución de acero transversal de la normativa que estuvo vigente al momento de la construcción de la estructura con el fin de no incrementar las variables de estudio y enfocarse en el reforzamiento. Un gran porcentaje de estructuras no contaban con supervisión ni control por parte de las entidades municipales al momento de su construcción, esto incrementaba el margen de error en las fallas anteriormente mencionadas y aumenta la vulnerabilidad de las estructuras que eran producto de la autoconstrucción. En edificaciones de concreto reforzado más que en ningún tipo de construcciones, colocar más material del requerido no es requisito para incrementar la seguridad.[13]

En la tabla 2 se muestra la información de la estructura, que fue levantada in situ, además se empleó el estudio de microzonificación de Portoviejo para determinar las propiedades del suelo.

Tabla 2. Características de las estructuras

Longitud x	9,30 m
Longitud y	16,25 m
Número de pisos	5 pisos
Altura de entrepisos	2,88 m
Altura total	14,40 m
Secciones de columnas	0,35x0,35 m
Secciones de vigas	0,30x0,45 m
Espesor de losas	0,20 m
Tipo de cimentación	Zapatas corridas
F'c concreto	21 MPa
Fy barras de refuerzo	420 MPa
Tipo de suelo	Arcilloso
Zona según estudio de microzonificación	M5; vs30 < 180m/s
Capacidad admisible del suelo	85,61 kN/m ²

2.4. Cargas

Para la determinación de la carga muerta se realizó un levantamiento in situ de las áreas de mampostería promedio por piso mostrada en la tabla 3, el calculado de la losa de 3,389 kN/m² y para la carga viva se utilizó la reglamentaria de la NEC-15 (NEC-SE-CG) para viviendas de 2 kN/m², ya que es el uso principal que se le da al edificio.

Tabla 3. Resumen del peso de la mampostería presente en la estructura

Peso específico de ladrillo	1600	kg/m ³
Peso específico de mortero	2200	kg/m ³
L	0.29	m
A	0.13	m
e	0.07	m
V	0.002639	m ³
P	4.2224	kg
el peso de 23 ladrillos	0,952	kN/m ²
volumen de 23 ladrillos	0.060697	m ³
volumen m2 de mampostería	0.07	m ³
Peso de mortero	0,201	kN/m ²
Peso enlucido m2 pared	1,294	kN/m ²
Peso de pared	2,448	kN/m ²

La NEC-15 en su apartado de rehabilitación (NEC-SE-RE), recomienda usar unas combinaciones para evaluación sísmica, las cuales se combinan diferentes a las de diseño y se emplearan para evaluar los elementos estructurales de los modelos matemáticos.

- 1.1D + 0.275L + E
- 1.1D + 0.275L – E

Los hundimientos diferenciales representan una falla crítica que puede ocurrir durante un sismo, especialmente si no se han considerado adecuadamente en el diseño estructural. Estos hundimientos se refieren a la desigualdad en los asentamientos del suelo bajo la estructura, lo que puede provocar tensiones inesperadas y daños significativos.

2.5. Reforzamiento

Tras el análisis de estos modelos estructurales, la implementación de refuerzos utilizando BRB (Diagonales de pandeo restringido), en la figura 4 se muestra la ubicación de los marcos reforzados. El sistema de marco con brazos restringidos al pandeo (BRBF) es un sistema de resistencia a fuerzas laterales que se ha utilizado ampliamente en los últimos años. Un brazo restringido al pandeo (BRB) consta de un núcleo de acero dúctil diseñado para ceder bajo compresión o tensión con el fin de absorber la energía introducida en la estructura. Para evitar que el brazo se pandee, se coloca un núcleo de acero dentro de la carcasa exterior de acero, que luego se llena con concreto o mortero. El efecto de confinamiento del concreto evita que el brazo se pandee [14], estas han demostrado ser beneficiosos en proporcionar resistencia contra fuerzas horizontales provenientes de terremotos al mismo tiempo que mejora la disipación de energía capacidad de las estructuras nuevas y existentes.



Figura 4. Vista en 3D de la estructura reforzada

Una alternativa al reforzamiento con BRB el cual se emplea cuando los miembros de hormigón armado no son capaces de soportar las fuerzas provenientes de estos elementos de arriostramiento, esta alternativa se basa en emplear un marco de acero que se debe comportar completamente elástico para que la deformación se produzca en la Viga de Pandeo Restringido. Para que este modelo funcione en el modelo matemático se utilizó elementos de conexión entre los elementos de concreto armado y los elementos de acero, dichos elementos de conexión deben poseer rigidez elevada para garantizar que ambos marcos funcionen como un elemento compuesto, una vez que estos elementos sean modelados y se garantice su trabajo en conjunto se añaden las vigas de pandeo restringido para completar esta alternativa de reforzamiento, el esquema completo se lo muestra en las figuras 5 y 6.

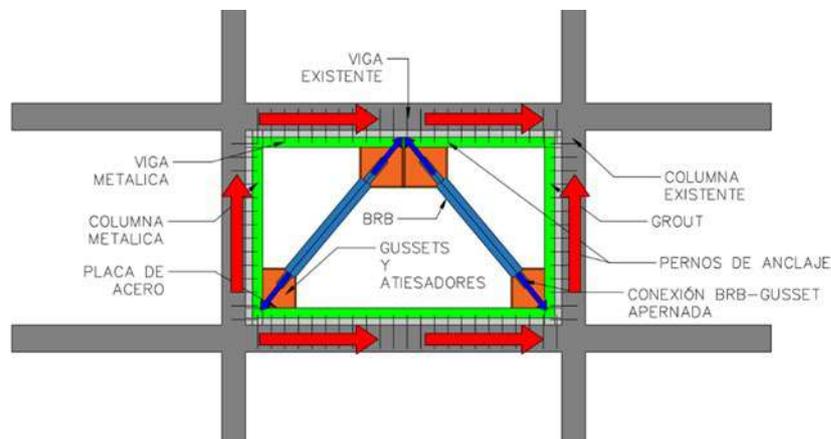


Figura 5. Modelo conceptual de un pórtico de hormigón armado con marco de acero para considerar un comportamiento compuesto



Figura 6. Modelo 3D de la estructura reforzada con marcos de acero y BRB

El desempeño sísmico relativo se puede lograr con BRB más pequeños si se considera el comportamiento compuesto entre el marco de acero y concreto reforzado. Esto sugiere que existe una ventaja significativa al incluir el comportamiento compuesto al diseñar modernizaciones BRB y SF de edificios RC. En este caso de estudio, incluir el comportamiento compuesto redujo aproximadamente un 20% el tonelaje de acero BRB requerido [15].

Una vez que el reforzamiento alcanza el nivel de desempeño adecuado se incorpora la interacción suelo-estructura, en la se calcularon los valores de K30 en base a la capacidad de carga del suelo de cimentación de los que se evaluó por medio de los coeficientes de Terzaghi el cual tiene parámetros para suelos arcillosos de baja capacidad, suelo que está relacionado con los que habitualmente encontramos en la ciudad de Portoviejo, el dato que se utilizó para la capacidad de carga de suelo es de 85,61 kN/m².

3. RESULTADOS

Se realizó la evaluación del desempeño de los 6 modelos estructurales, verificando en forma prioritaria: periodos de vibración, las derivas de piso y el chequeo de elementos estructurales.

3.1. Períodos

La tabla 4 nos da una idea del comportamiento de la estructura a pesar de tener un comportamiento traslacional (UX y UY) en sus 2 primeros modos, la estructura presenta periodos de vibración más elevados de los esperados si empleamos formulas rápidas para la estimación de la estructura. Para una estructura de 5 niveles se podría esperar que la estructura tenga un periodo de vibración alrededor de los 0,5 segundos, dado que el periodo de la misma presenta un periodo de 1,16 segundos, es un indicador de que se trata de una estructura muy flexible.

Tabla 4. Periodos y participación de masas de los principales modos de vibración

Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
	s						
1	1.164	0.8043	0	0.8043	0	0.0701	0.0701
2	1.061	0	0.8758	0.8043	0.8758	0	0.0701
3	0.935	0.055	0	0.8593	0.8758	0.8089	0.879

3.2. Derivas

A continuación, en la figura 7, las derivas mostradas están por encima del 2% que nos establece la NEC-15, esto sugiere que hay factores que afectan negativamente el rendimiento estructural, teniendo en cuenta que muchas estructuras no cuentan con espaciamiento suficiente entre ellas (junta sísmica), esto puede repercutir negativamente al comportamiento de la estructura debido al golpeteo con edificaciones aledañas, elevando su nivel de vulnerabilidad.

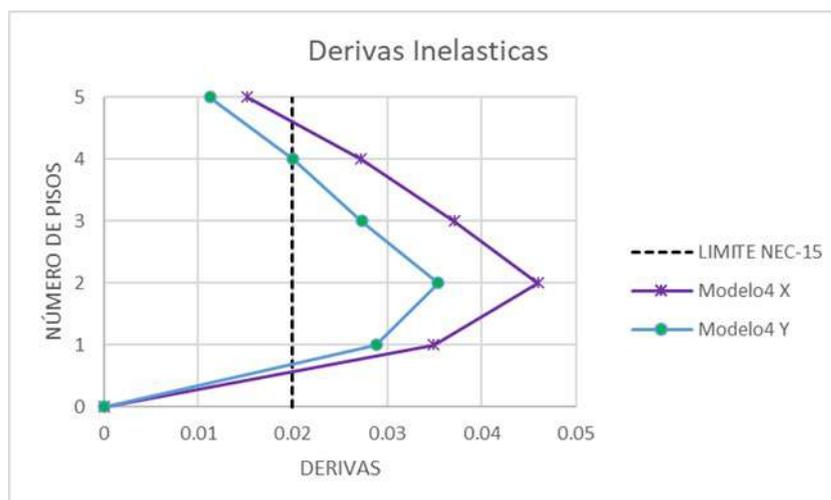


Figura 7. Derivas máximas de los modelos exceden el límite máximo del 2% establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción

3.3. Chequeo De Elementos Estructurales

En la figura 8 se puede visualizar el comportamiento más desfavorable de los elementos estructurales dentro de los ejes 3 y B en la que se resalta con rojo las columnas en las que su demanda supero su capacidad hasta un 15% más de lo que puede resistir las columnas y los problemas que presentan referente a efectos de esbeltez y piso blando.

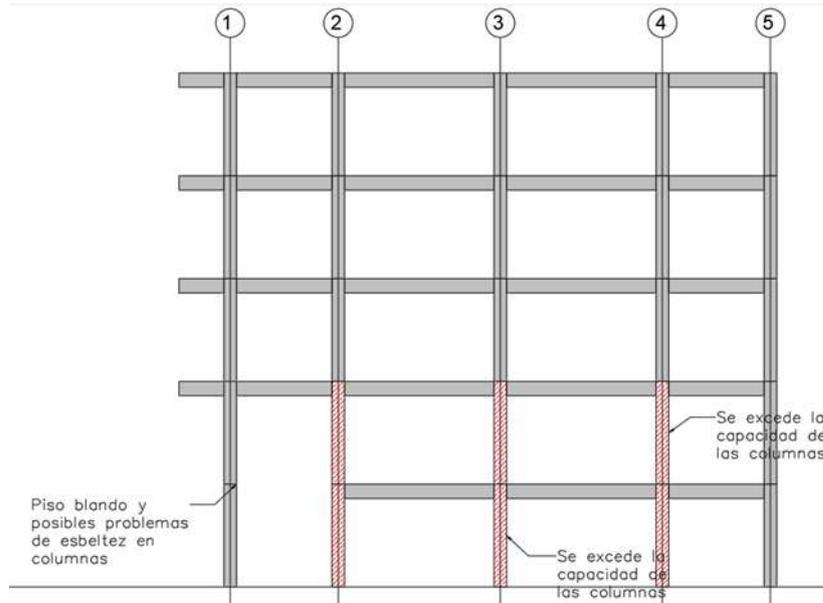


Figura 8. Vista en elevación donde se resaltan elementos estructurales con probabilidad de falla

3.4. Desempeño

En la figura 9 se muestra el comportamiento más desfavorable de los modelos analizados, el cual es deficiente debido a la gran flexibilidad que presenta representada en periodos altos y derivas excesivas adicional a su comportamiento frágil mostrado en las curvas. Suponiendo que se presenten asentamientos diferenciales, estas deficiencias se verán incrementadas teniendo como resultado una estructura con una gran probabilidad de colapsar en un futuro evento sísmico. El análisis de la figura N.9 revela que, a pesar de las variaciones en la cantidad de acero y la similitud en el acero transversal, los mecanismos de falla ocurren consistentemente en la misma área. Esto indica que la estructura no posee la ductilidad requerida para absorber y disipar adecuadamente la energía de un sismo, lo que resulta en un riesgo de colapso súbito. La falta de variación significativa en los desplazamientos y cortantes sugiere un diseño estructural inadecuado que no cumple con el nivel de desempeño mínimo (LS) para edificaciones residenciales. Por lo tanto, es imperativo considerar un reforzamiento estructural que mejore la capacidad de la estructura para soportar eventos sísmicos futuros, asegurando así la seguridad y la integridad de la edificación y sus ocupantes.

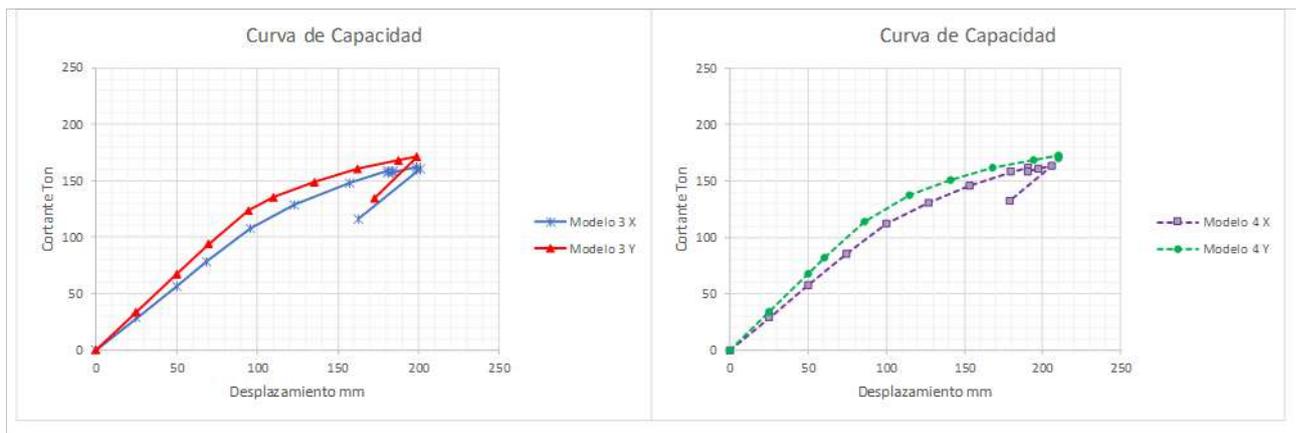


Figura 9. Curvas de capacidad de los modelos 3 y 4

A pesar de su fragilidad, esta estructura, en la realidad observada después del sismo de 16 de abril de 2016, presentó daños solo en elementos no estructurales como la mampostería en sus 2 últimos niveles. Una hipótesis que se plantea es el posible hecho de su desplazamiento estuvo restringido por los edificios colindantes, la ausencia de juntas sísmicas aumentaría el daño pero este fenómeno de golpeteo entre estructuras colindantes posiblemente actuaron como una especie de amortiguador restringiendo el desplazamiento y limitando las derivas de la estructura, por esto se simuló una estructura apoyada en sus 3 primeros niveles para tener una aproximación del comportamiento y una explicación del por qué la estructura siguió en pie sin presentar daño en elementos estructurales durante el sismo del 16A.

3.5. Reforzamiento Empleando Vigas De Pandeo Restringido (BRB)

Una vez analizado los 6 modelos y dado que ninguno es óptimo para el nivel de desempeño esperado se propone realizar un reforzamiento empleando Vigas de Pandeo Restringido (BRB). Debido a la similitud de resultados se resumieron los resultados en los que se muestran solo los resultados de los modelos 1 y 2.

En la figura 10 se muestra las curvas de capacidad modelos analizados en lo que se destaca el incremento del desempeño de la estructura aumentando la capacidad de resistencia al cortante en un 140%. Adicionalmente se puede observar como la curva de capacidad de la estructura reforzada es muy cercana a la curva de la estructura apoyada lo que nos da una buena idealización de la estructura estuvo restringida al momento del sismo. Otro punto a destacar es la interacción suelo estructura que casi se la puede despreciar en este modelo debido a que son resultados similares a excepción de sus desplazamientos que incrementaron 25%. Un punto en contra sería la incorporación de marcos de acero en los que se desarrolló menor resistencia de la esperada debido a que estos elementos incorporados redujeron la dimensión de los BRB a un 60% por ende no se puede absorber una mayor cantidad de cortante.

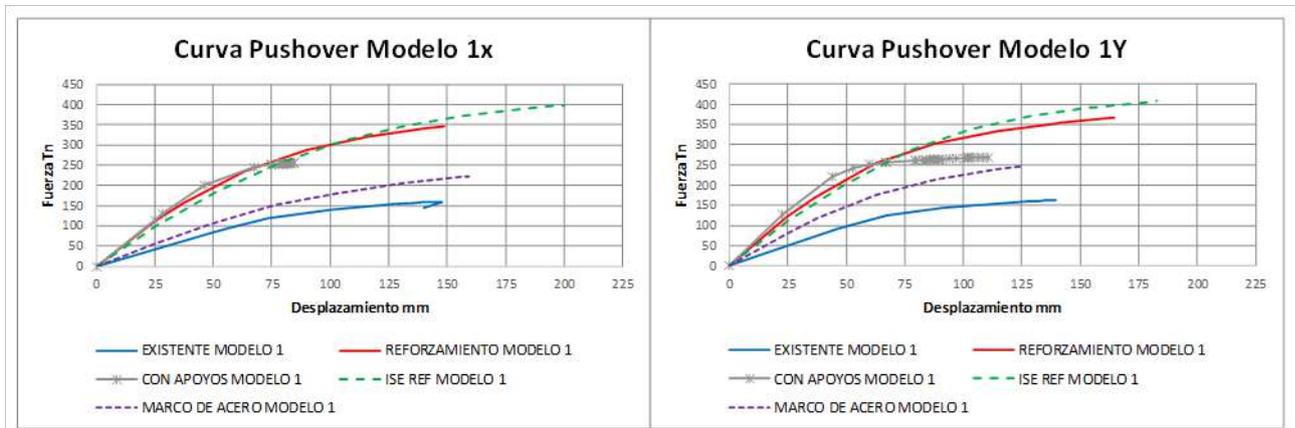


Figura 10. Comparación de curvas pushover del modelo 1, se observa el comportamiento de la estructura mejorar notablemente al incorporar el reforzamiento con BRB

La figura 11 muestra el comportamiento del modelo 2 en donde se resalta la resistencia del edificio simulando que tiene restricción los laterales de la estructura simulando el comportamiento de una estructura medianera a la cual no se controlaron las derivas. De los modelos analizados esta es la estructura que mejor comportamiento no lineal tenía en la que se ve reflejado en la resistencia y desplazamientos alcanzadas con un 25% y 35% respectivamente, así mismo la resistencia al cortante del reforzamiento se incrementó a un 100%, de nuevo los efectos de interacción suelo estructura toman poca relevancia en la estructura ya reforzada.

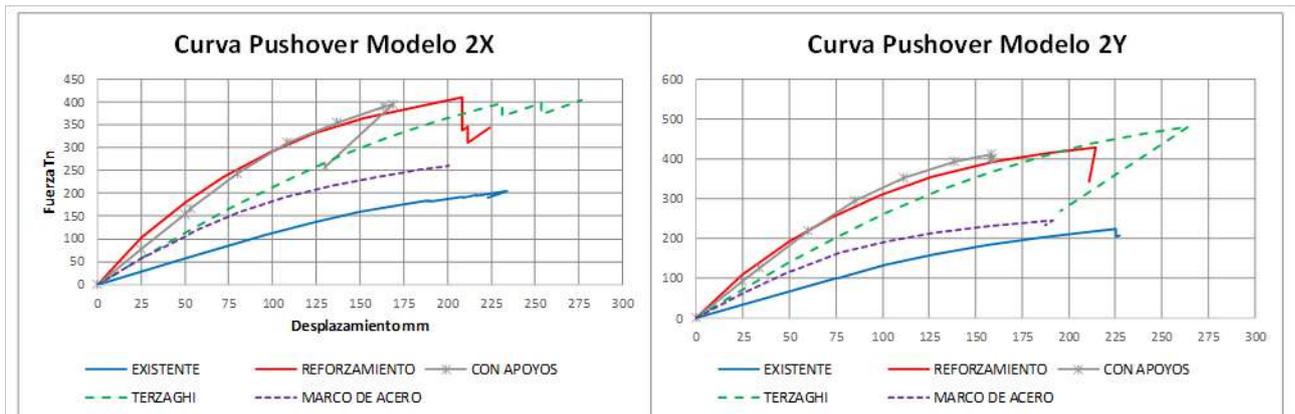


Figura 11. Comparación de curvas pushover del modelo 2, la resistencia del modelo simulando apoyarse en estructuras vecinas resalta por mayor resistencia

Para agregar la interacción suelo-estructura al análisis no lineal se conocen varias metodologías, en este trabajo se empleó un modelo usando el método de Terzaghi para calcular el coeficiente de balasto. Para este caso se tomó en cuenta una cimentación compuesta de zapatas corridas las cuales transmiten la carga a un suelo arcilloso de baja capacidad debido a que el tipo de suelo y el tipo de cimentación son muy común en la ciudad de Portoviejo, esto nos permitirá mediante coeficientes de autores como Terzaghi para el tipo de suelo anteriormente mencionado hallar el valor de la rigidez K_{30} o coeficiente de balasto que se representara mediante resortes en el mismo modelo matemático.

En base al análisis visual de las edificaciones afectadas por el sismo del 16 de abril del 2016 y haciendo referencia a las que cuentan con 5 o más pisos la principal falencia que se pudo encontrar es la presencia de pisos blandos donde la edificación presenta una mayor flexibilidad con respecto a los pisos superiores. Adicionalmente se tienen otro tipo de patologías comunes tales como; columna corta, poca hiperasticidad o poca redundancia estructural en donde estas edificaciones solo llegaban a tener 2 pórticos en ambas direcciones ortogonales, estructuras construidas informalmente algunas como el caso de estudio solo estuvieron diseñadas para 2 niveles y se incrementaron el número de pisos.

La evaluación a cada uno de los modelos con sus respectivas cuantías arrojó resultados desfavorables en base al desempeño de la estructura motivo por el que no se alcanzó el comportamiento esperado en una edificación de uso residencial, de tal manera se procedió a reforzar la estructura con vigas de pandeo restringido (BRB) la cual permitió mejorar el desempeño de la misma y se redujeron sus desplazamientos para evitar que la estructura colisione con sus colindantes asegurado la integridad de la misma. Adicionalmente se incorporó la interacción suelo estructura para evaluar la influencia que tiene sobre una estructura reforzada y si esta produce cambios en el comportamiento de la misma, al ver que los efectos no eran significativos se añadió otra alternativa de reforzamiento para el caso de estructuras que no puedan resistir las fuerzas de los BRB obteniendo resultados aceptables en función del desempeño de la estructura y la reducción de las derivas de piso.

1. G. M. Menéndez-Navarro, J. G. García-García, and A. E. Reyna-García, "Vulnerabilidad sísmica en edificaciones de la ciudad de Portoviejo: Reflexiones del 16-A," *Revista InGenio*, vol. 6, no. 1, pp. 73–86, Jan. 2023, doi: 10.18779/ingenio.v6i1.565.
2. F. Cunalata and P. Caiza, "State of the Art of Seismic Vulnerability Studies in Ecuador," *Revista Politecnica*, vol. 50, no. 1, pp. 55–64, Aug. 2022, doi: 10.33333/rp.vol50n1.06.
3. EPN, "Estudio de la microzonificación sísmica del área urbana de Portoviejo y sus cabeceras parroquiales rurales," Quito, Dec. 2017.
4. S. Alcívar, Y. Mieles, and J. P. Ostaiza, "Estudio comparativo de análisis y diseño de estructuras aporricadas de hormigón armado, aplicando los espectros de la microzonificación sísmica del cantón Portoviejo y los espectros de la NEC-15," *Revista de Investigaciones en Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT ISSN: 2588-0721*, vol. 6, no. 1, p. 26, Jul. 2021, doi: 10.33936/riemat.v6i1.3687.
5. R. Aguiar and Y. Mieles, "ANÁLISIS DE LOS EDIFICIOS QUE COLAPSARON EN PORTOVIEJO DURANTE EL TERREMOTO DEL 16 DE ABRIL DE 2016," 2016.
6. A. Vivek and C. H. Hanumantha Rao, "Identification and analysing of risk factors affecting cost of construction projects," *Mater Today Proc*, vol. 60, pp. 1696–1701, 2022, doi: 10.1016/j.matpr.2021.12.228.
7. B. Bapir, L. Abrahamczyk, T. Wichtmann, and L. F. Prada-Sarmiento, "Soil-structure interaction: A state-of-the-art review of modeling techniques and studies on seismic response of building structures," *Front Built Environ*, vol. 9, Feb. 2023, doi: 10.3389/fbuil.2023.1120351.
8. I. Fernández Echemendía, A. R. Gómez García, N. del R. Carchipulla Ramón, Y. Bonucci Martín, and M. Á. Pavón Suntaxi, "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de 97 edificaciones de la 'Comuna Santa Clara de San Millán', Quito," *Eidos*, no. 11, Jun. 2018, doi: 10.29019/eidos.v0i11.417.
9. J. Malavé-Laínez and V. Pinoargote-Rovello, "Análisis de vulnerabilidad sísmica en estructuras de la Parroquia Manglaralto del Cantón Santa Elena, Provincia de Santa Elena," *593 Digital Publisher CEIT*, vol. 8, no. 1–1, pp. 122–143, Feb. 2023, doi: 10.33386/593dp.2023.1-1.1542.
10. Fernández Limes Aldo and Cobelo Cristia Williean D., "INFLUENCIA DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACION DE BAJA ALTURA," *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 3, no. 3, pp. 34–41, 2022.
11. R. Mata-Lemus, A. Idrees-Rustom, J. Sánchez-Rodríguez, R. Torres-Moreno, E. Nuñez-Castellanos, and G. Bustamante-Laisle, "Assessment of Strength Reduction Factor on Concrete Moment Frames According to the New Venezuelan Seismic Code," *Buildings*, vol. 12, no. 3, Mar. 2022, doi: 10.3390/buildings12030255.
12. J. C. Vielma-Quintero, J. Carvallo, and J. C. Vielma, "Comparative Assessment of Performance-Based Design Methodologies Applied to a R.C. Shear-Wall Building," *Buildings*, vol. 13, no. 6, Jun. 2023, doi: 10.3390/buildings13061492.
13. E. F. Roldán Pinargote, R. M. Suárez Balcázar, L. J. García Vines, and M. G. Zevallos Loor, "Análisis estructural del edificio de docentes N° 1 de la Universidad Técnica de Manabí, comparando los espectros sísmicos de la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2015, el determinado por el estudio de la microzonificación sísmica de Portoviejo," *Revista de Investigaciones en Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT ISSN: 2588-0721*, vol. 4, no. 2, p. 21, Jan. 2020, doi: 10.33936/riemat.v4i2.2190.
14. H. Abedini, S. R. Hoseini Vaez, and A. Zarrineghbal, "Optimum design of buckling-restrained braced frames," *Structures*, vol. 25, pp. 99–112, Jun. 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2020.03.004.
15. P. Saingam *et al.*, "Composite behavior in RC buildings retrofitted using buckling-restrained braces with elastic steel frames," *Eng Struct*, vol. 219, Sep. 2020, doi: 10.1016/j.engstruct.2020.110896.

Tratamiento Con Enzimas Orgánicas De Un Material Granular Para Uso En Pavimentos De Carreteras

Organic Enzyme Treatment Of Granular Material For Use In Road Pavements

Autores

Jonathan Rodrigo Garrido Lara¹, José Antonio Orlando Delgado², Eduardo Tejada Piusseaut³

¹Estudiante de la carrera de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí, Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Portoviejo, Manabí, Ecuador, jgarrido9343@utm.edu.ec

²Estudiante de la carrera de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí, Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Portoviejo, Manabí, Ecuador, jorlando2150@utm.edu.ec

³Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias, Docente en Universidad Técnica de Manabí, Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Portoviejo, Manabí, Ecuador, eduardo.tejada@utm.edu.ec

RESUMEN

El tratamiento de materiales granulares con aditivos es una técnica utilizada para incrementar la capacidad portante de materiales que, al cumplir con las especificaciones necesarias para su uso en la construcción de bases o subbases de pavimentos viales, logran aumentar aún más su resistencia y, por lo tanto, permite reducir espesores de las capas estructurales. Pero, esta técnica también puede mejorar el desempeño de materiales que no cumplen con dichas especificaciones, haciéndolos aptos para su uso en estructuras viales. Tradicionalmente, se han empleado materiales como cemento, cal y otros aditivos. Sin embargo, con la evolución de las tecnologías, se ha introducido un nuevo componente: la enzima orgánica, disponible bajo diversas marcas a nivel mundial. Esta innovación busca mejorar la capacidad de soporte del suelo natural, reduciendo los costos asociados al transporte de materiales de cantera. En esta investigación, se aplicó un tratamiento a un material granular con una resistencia a CBR de 42,3 % en su estado natural, con un índice plástico superior al 12%. Se utilizó un aditivo enzimático, siguiendo las especificaciones técnicas del fabricante, aplicando 1 ml de aditivo por cada 6000 gramos de material suelto. Como resultado, la resistencia CBR del suelo mejoró significativamente, alcanzando el 68,8%. Para corroborar sus efectos, se realizó un segundo experimento, incrementando la cantidad de aditivo a 3 ml por cada 6000 gramos de material. Esta modificación llevó a un incremento aún mayor en la resistencia CBR, que alcanzó el 93,4 %, catalogando como material de muy buena capacidad de soporte.

Palabras claves: Enzimas orgánicas, tratamiento de materiales, capacidad portante, materiales granulares

ABSTRACT

The treatment of granular materials with additives is a technique used to increase the bearing capacity of materials that, by complying with the specifications required for their use in the construction of bases or subbases of road pavements, further increase their strength and, therefore, reduce the thickness of the structural layers. However, this technique can also improve the performance of materials that do not meet these specifications, making them suitable for use in road structures. Traditionally, materials such as cement, lime and other additives have been used. However, with the evolution of technologies, a new component has been introduced: the organic enzyme, available under various brand names worldwide. This innovation seeks to improve the bearing capacity of natural soil, reducing the costs associated with the transportation of quarry materials. In this research, a treatment was applied to a granular material with a CBR resistance of 42.3% in its natural state, with a plastic index higher than 12%. An enzymatic additive was used, following the manufacturer's technical specifications, applying 1 ml of additive per 6000 grams of loose material. As a result, the CBR resistance of the soil improved significantly, reaching 68.8%. To corroborate its effects, a second experiment was carried out, increasing the amount of additive to 3 ml per 6000 grams of material. This modification led to an even greater increase in the CBR resistance, which reached 93.4%, classifying the material as having a very good bearing capacity.

Keywords: Organic enzymes, material treatment, bearing capacity, granular materials

Nota Editorial: Recibido: Septiembre 2024 Aceptado: Octubre 2024

1. INTRODUCCIÓN

La estabilización de suelos es una técnica esencial para mejorar las propiedades ingenieriles de los suelos, ya sea a través de medios físicos o mecánicos. Aunque el término "estabilización" puede referirse a diversos métodos, generalmente se asocia con mejoras obtenidas mediante la adición de productos químicos. En particular, la estabilización química ha emergido como una alternativa eficaz para optimizar propiedades críticas del suelo, tales como la plasticidad, permeabilidad, compresibilidad, resistencia mecánica (incluyendo la resistencia al corte y a la compresión), deformabilidad, estabilidad volumétrica, asentamiento, contenido de partículas finas, módulo elástico, y durabilidad bajo condiciones ambientales adversas, así como su resistencia a la erosión y desgaste [1].

La estabilización química puede aplicarse a diversos tipos de suelos o materiales, con el fin de mejorar sus propiedades geotécnicas. Este proceso altera las características fisicoquímicas del material original, con el objetivo de mitigar problemas como la inestabilidad volumétrica y de mejorar sus propiedades, como la resistencia y durabilidad [2].

Los fabricantes y proveedores de enzimas sostienen que, al utilizarse para la estabilización de un suelo, las enzimas pueden mejorar la capacidad de humectación y la cohesión entre sus partículas. Estas enzimas facilitan el trabajo del material tratado, permitiendo una mayor compactación. Además, refuerzan la unión química entre las partículas, lo que contribuye a formar una estructura más resistente y duradera, capaz de soportar mejor la intemperie, el tráfico y la infiltración de agua [3].

Dada la gran variabilidad de suelos y materiales que pueden ser mejorados con estos procedimientos, resulta crucial investigar y determinar los efectos de las enzimas en la resistencia de diferentes materiales antes de su aplicación. Es importante desarrollar formulaciones enzimáticas que sean de bajo costo, fácilmente aplicables, ecológicas y que utilicen materias primas disponibles localmente [4].

RoadZyme® es una formulación multienzimática concentrada y no bacteriana, diseñada específicamente para mejorar las propiedades del suelo, ofreciendo una de las soluciones más rentables para su densificación. Este producto reduce la tensión superficial del agua, facilitando su rápida penetración y dispersión uniforme en el suelo, lo que permite que las partículas de arcilla hidratada se compacten de manera más eficiente, creando un estrato denso y permanente. La mayor lubricidad de las partículas bajo la acción de RoadZyme® permite alcanzar la densidad deseada con menor esfuerzo de compactación.[5]

Cedeño y Tejeda [6]. llevaron a cabo un estudio en el que se aplicó el aditivo Eco-Zyme a un suelo de subrasante con un Índice de Plasticidad del 22,7% y un CBR tras inmersión del 1,7%. Este material, inicialmente clasificado como de baja calidad debido a su bajo CBR, fue sometido a un proceso de estabilización con Eco-Zyme con el objetivo de mejorar sus propiedades mecánicas. Tras la estabilización, se observó un incremento en el CBR, que alcanzó un 4,1%, lo que equivale a un aumento del 2,4% en la resistencia del suelo. A pesar de la mejora lograda, este incremento no fue lo suficientemente significativo como para elevar la subrasante a un nivel de alta calidad. El suelo pasó de ser considerado un material de mala calidad a uno de calidad regular, lo que sugiere que, aunque el aditivo contribuyó a mejorar las condiciones del suelo, su efectividad en este caso particular fue limitada. Estos resultados subrayan la importancia de considerar las características específicas del suelo y la adecuación del aditivo en cada contexto, ya que no todos los aditivos tienen el mismo impacto en diferentes tipos de suelos.

Bazurto y Ortiz [7]. analizan dos tipos de materiales con distintos índices de plasticidad con la finalidad de aumentar su resistencia con la incorporación de enzima orgánica, los materiales están denominados como material (A) con una plasticidad del 2.79% con un CBR en estado natural del 35.81%, y el material (B) con plasticidad del 9.16% y un CBR en estado natural del 4.18%. Se le aplica el aditivo a los materiales en estudio y se aprecia que se obtuvieron valores superiores, el material (A) con un CBR del 38.79% y el material (B) con un CBR del 7.46%. Por lo tanto, se concluye que el aditivo si produjo aumento en la resistencia a CBR, pero donde se aprecia mayor aumento es en el material (B) el cual es el material que presenta mayor plasticidad con un aumento del 79% en su resistencia a CBR.

Estos resultados ponen de manifiesto la efectividad del aditivo químico en la mejora de la resistencia del suelo, evidenciando cómo una adecuada dosificación del aditivo es crucial para maximizar los beneficios de la estabilización. Al ajustar correctamente la cantidad de aditivo, es posible transformar un material con una resistencia inicial baja en uno con propiedades mecánicas significativamente mejoradas, elevando así su desempeño y su capacidad de soportar cargas. Este enfoque no solo optimiza la estabilidad y durabilidad de las estructuras construidas sobre dichos suelos, sino que también ofrece una solución eficiente y rentable en proyectos de ingeniería vial.

El presente estudio experimental tiene como objetivo evaluar el efecto de la enzima orgánica RoadZyme® en un material granular, aplicando tanto la dosificación recomendada por el fabricante como una nueva dosis de prueba. El experimento se realizó en un suelo compuesto por grava limosa y arcillosa, procedente de una cantera en Portoviejo, provincia de Manabí, Ecuador. Se comparó la capacidad portante del suelo, medida mediante el Índice de Soporte de California (CBR), en su estado natural y tras su estabilización con el aditivo, para determinar en qué medida se incrementa su resistencia y evaluar su potencial uso como capa de coronación en un terraplén de carretera.

2. DISEÑO DE LA EXPERIMENTACIÓN

El objetivo del experimento realizado es demostrar la efectividad del aditivo en incrementar la resistencia CBR de un material granular, lo cual es fundamental para su posible utilización en proyectos de pavimentación. En primer lugar, se llevó a cabo un análisis de las características del material granular, denominado en adelante como "material natural". Para este análisis, se determinaron parámetros como la granulometría y los límites de consistencia, lo que permitió clasificar el material según los métodos establecidos por la AASHTO y ASTM. Esta clasificación preliminar proporciona una primera evaluación de las posibles aplicaciones del material en la construcción de carreteras.

Posteriormente, se procedió a realizar el ensayo Proctor Modificado, con el objetivo de determinar la densidad máxima seca y la humedad óptima del material para la energía de compactación del Modificado. Estos parámetros son esenciales, ya que todas las pruebas de resistencia CBR se llevaron a cabo utilizando el contenido de humedad óptimo obtenido a partir del Proctor Modificado, garantizando así la comparabilidad de los resultados.

El experimento incluyó un estudio detallado de la relación entre el CBR y la densidad seca del material, para lo cual se emplearon tres niveles de energía de compactación distintos. Estas energías se lograron variando el número de golpes por capa en la compactación, correspondientes a 11, 25, y 56 golpes, lo que representa las energías de compactación estándar, intermedia y modificada, respectivamente. Este enfoque permitió analizar cómo la variación en la densidad afecta la resistencia del material, tanto en condiciones secas como saturadas.

Una vez que se caracterizaron las propiedades del material natural, se procedió a la aplicación del aditivo RoadZyme®, cuyo efecto en la resistencia del material fue el propósito principal del estudio. Para evaluar este efecto, se diseñó un experimento en el cual el material fue tratado con diferentes dosificaciones del aditivo. La dosificación estándar recomendada por las especificaciones técnicas es de 0,05 litros/m³, la cual equivale a 1 ml por muestra las cuales se aplicó en los primeros ensayos. Luego, se incrementó la dosificación a 3 ml por muestra, con el fin de explorar el impacto de una mayor concentración del aditivo en la resistencia del material.

Para asegurar la efectividad del tratamiento, las muestras tratadas se sometieron a un proceso de curado de siete días en condiciones secas. Este período de curado es crucial, ya que permite que el aditivo desarrolle su efecto en el material. Después del curado, se dividieron las muestras en dos grupos: el primero fue sometido al ensayo de CBR inmediato, mientras que el segundo grupo fue mantenido en inmersión durante cuatro días antes de ser ensayado para determinar su resistencia CBR en condiciones saturadas.

Para evaluar la efectividad del aditivo, se introdujo el concepto de "resistencia conservada", que se define como la relación entre la resistencia del material en condiciones saturadas y su resistencia en seco. Este parámetro es una medida clave de la eficacia del aditivo, ya que refleja cuánto se conserva la resistencia del material después de la exposición a condiciones de inmersión. A través de este análisis, se busca determinar no solo si el aditivo mejora la resistencia inicial del material, sino también cómo contribuye a mantener esa resistencia bajo condiciones ambientales desfavorables, lo cual es definitivo para su aplicación en pavimentos.

3. CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL GRANULAR

La caracterización del material en su estado natural se realizó mediante una serie de ensayos específicos, diseñados para evaluar tanto sus propiedades físicas como su comportamiento mecánico. Entre los ensayos llevados a cabo se incluyen: el Ensayo de Granulometría por Tamizado, siguiendo los procedimientos establecidos en AASHTO T-88 [8] y ASTM D-422 [9]; la determinación de los Límites de Atterberg conforme a AASHTO T-89 [10] y ASTM D-4318 [11]; el Proctor Modificado, según las normativas AASHTO T-180 [12] y ASTM D-1557 [13]; el Ensayo de California Bearing Ratio (CBR), de acuerdo a AASHTO T-193 [14] y ASTM D-1883 [15]; y la Clasificación del Suelo utilizando los procedimientos de la Asociación Americana de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte AASHTO M-145 [16] y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS, ASTM D-2487 [17].

La Figura 1 presenta el análisis granulométrico del material granular. En el gráfico se han incluido las especificaciones granulométricas para un material de base Clase 1-a, considerado el de mejores características según la normativa del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO).

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{12.5}{0.25} = 50.8$$

$$C_C = \frac{D_{20}^2}{D_{60} + D_{10}} = 7.14$$

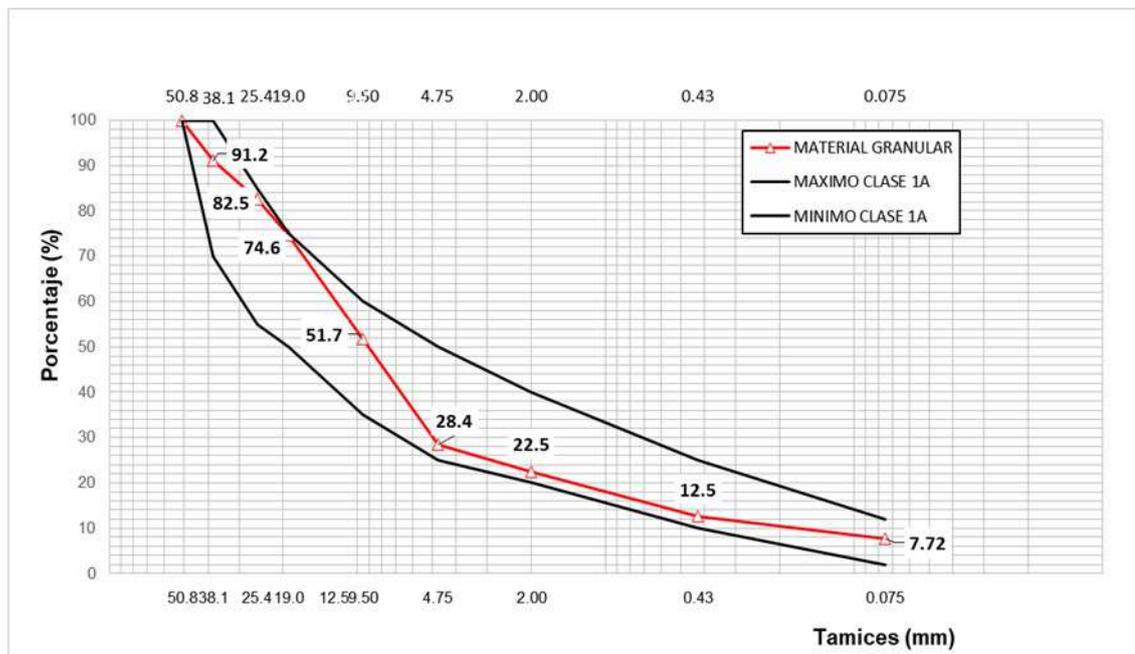


Figura 1. Análisis granulométrico del material granular. Comparación con las especificaciones granulométricas del material de Base Clase 1-a

Se observa en la figura 1 que la curva se encuentra dentro de las especificaciones, no exhibe una forma ideal. Un valor de C_u superior a 4 o 6 sugiere que el material tiene una buena graduación; sin embargo, el coeficiente de uniformidad calculado es de 50.8, lo que indica una granulometría continua. Sin embargo, el coeficiente de curvatura (C_c) es de 7.14, cuando los valores deberían estar entre 1 y 3 para que el material se considere adecuadamente curvado.

Las propiedades y características del material natural investigado se resumen en la Tabla 1, donde se detalla su clasificación según los métodos reconocidos de AASHTO y SUCS. Este material presenta un 7,7 % de partículas que pasan por el tamiz 200, y un índice de plasticidad del 12,0 %, lo que, según la clasificación AASHTO, lo ubica en el grupo A-2-6 (0). Bajo la clasificación ASTM, el material se clasifica en el grupo GC-GM, caracterizado por la presencia de grava con un pequeño porcentaje de limo o arcilla. El ensayo de Proctor Modificado reveló que la densidad seca máxima del material es de 2048,3 kg/m³, mientras que su contenido de humedad óptimo es del 9,8 %.

Tabla 1. Caracterización del material en estado natural

ENSAYOS		MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	PROMEDIO
LÍMITE LÍQUIDO		33.5	34.06	34.65	34.07
LÍMITE PLÁSTICO		21.72	21.82	----	21.77
ÍNDICE PLÁSTICO		11.78	12.24	----	12.01
Densidad seca (kg/m ³)		2048.3			
Humedad Óptima (%)		9.8			
Ensayo de CBR (%)	ENERGÍA	ESTÁNDAR	INTERMEDIA	MODIFICADO	
	En seco	16.3	81.3	92.3	
	Tras inmersión	15.6	33.6	42.3	
CLASIFICACIÓN	ASTM	GC - GM (Grava limosa y arcillosa)			
	AASHTO	A - 2-6 (Arenas y gravas limosas y arcillosas)			

Para evaluar la relación entre el CBR y la densidad seca del material, se aplicaron tres energías de compactación diferentes, variando el número de golpes por capa: 11, 25 y 56, correspondientes a las energías estándar, intermedia y modificada, respectivamente. Las muestras fueron compactadas a la humedad óptima determinada por el Proctor Modificado (9,8 %). La Figura 2 ilustra gráficamente los resultados de estos ensayos, mostrando los valores de CBR tanto en estado seco como tras una inmersión de 4 días, en función del incremento de la densidad derivado del aumento en la energía de compactación aplicada.

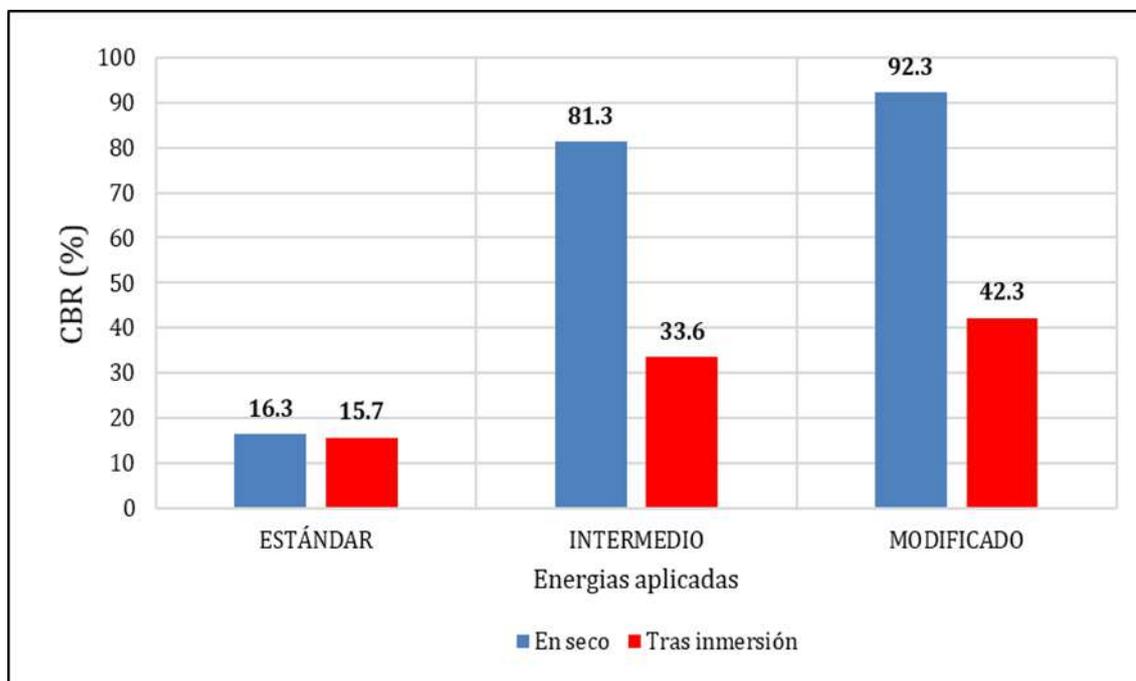


Figura 2. Variación del CBR con la energía aplicada para el material natural

Como se observa en la Figura 2, la aplicación de la energía de compactación estándar no produce cambios notables entre el CBR en estado seco y el CBR en estado saturado, probablemente debido al elevado porcentaje de vacíos que resulta en una baja densidad seca, lo cual impide que el agua afecte considerablemente la cohesión de las muestras compactadas. En contraste, cuando se aplican energías de compactación intermedia y modificada, el CBR en estado seco aumenta considerablemente, alcanzando valores del 81,3 % y 92,3 %, respectivamente, debido al incremento en la densidad seca. Sin embargo, tras la inmersión durante 4 días, la resistencia del CBR disminuye notablemente, registrando valores del 33,6 % con la energía intermedia y 42,3 % con la energía modificada.

Con base en las características granulométricas y de plasticidad del material, se concluye que este no cumple con las especificaciones para ser utilizado como material de base en pavimentos, ya que su CBR es inferior al 80 % requerido. Asimismo, no es adecuado como subbase, a pesar de que su CBR supera el 30 %, debido a que su Índice de Plasticidad excede el límite permitido de 6 %. Además, el material tampoco cumple con las especificaciones para ser utilizado como material de mejoramiento, ya que su Índice de Plasticidad supera el 9 % exigido. Según las especificaciones del aditivo RoadZyme® debe aplicarse en materiales que contengan al menos un 30 % de finos cohesivos para garantizar su efectividad en la estabilización del suelo.

4. RESULTADOS DEL TRATAMIENTO DEL MATERIAL GRANULAR CON EL ADITIVO RoadZyme®

Con el objetivo de evaluar el efecto del aditivo RoadZyme® sobre la resistencia del material, se diseñó un experimento en el que se aplicaron distintas dosificaciones del aditivo. Partiendo como dosificación base la relación que se detalla en las especificaciones las cuales indica que se añade 0,05 litros por m³ de material lo cual equivale a 1 ml de aditivo por cada 6000 gramos de suelo natural. En las muestras tratadas con 3 ml (1 ml por muestra) de aditivo, se redujo el contenido de agua en un 1%, reemplazándolo por el aditivo para asegurar una adecuada hidratación y compactación con las diferentes energías aplicadas (11, 25 y 56 golpes/capa).

Las muestras fueron preparadas en moldes para el ensayo de CBR y se dejaron curar durante 7 días en estado seco para permitir que el aditivo actuará. Al final del período de curado, se realizó el ensayo de resistencia en seco. Posteriormente, las muestras fueron sometidas a un proceso de inmersión durante 4 días para evaluar su resistencia de diseño bajo condiciones saturadas.

Los resultados mostrados en la figura 3 evidencian un aumento significativo del CBR en el material tratado con la enzima, en comparación a lo que se presenta en la figura 2 con el material en su estado natural. Se observa que el CBR en seco se incrementa con el aumento de la densidad seca, a medida que se ha incrementado la energía de compactación, superando los valores obtenidos antes del tratamiento con la enzima. El CBR en seco alcanza un valor de 50,2 %, en contraste con el 16,3 % del material sin aditivo; para la energía intermedia, el CBR es de 91,3 %, mientras que el material sin aditivo presenta una resistencia de 81,3 %; y para la energía de compactación modificada, el CBR es de 110,3 % frente al 92,3 % del material sin tratar.

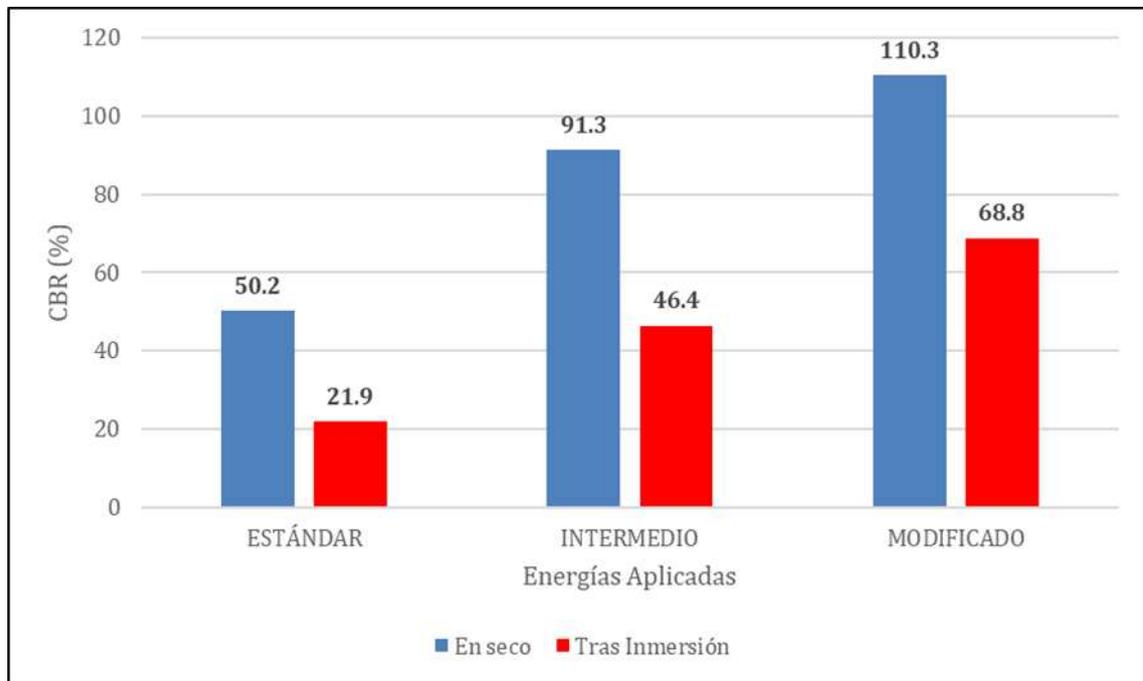


Figura 3. Variación del CBR con la energía aplicada para el material estabilizado

De manera similar, la resistencia tras inmersión también muestra un incremento significativo con las diferentes energías aplicadas en los ensayos. En la figura 3 se observa el aumento del CBR saturado en el material tratado con la enzima, en comparación con el material en su estado natural. Con la menor energía de compactación, el CBR tras inmersión varió de 15.7 % a 21.9 %; con la energía intermedia, aumentó de 33.6 % a 46.4 %; y con la mayor energía aplicada, se elevó de 42.3 % a 68.8 %.

Estos incrementos en la resistencia CBR evidencian la efectividad del aditivo aplicado. Una forma de verificar esta efectividad es mediante la resistencia conservada, que es la relación, expresada en porcentaje, entre la resistencia saturada (tras inmersión) y la resistencia inicial en seco del material. La resistencia conservada calculada para el rango de densidad mínimo exigido, comprendido entre la energía intermedia y la energía modificada, muestra un incremento del 41.3 % al 50.8 % para la energía intermedia, y del 45.8 % al 62.4 % para la energía modificada. Este aumento en la resistencia conservada confirma la efectividad del aditivo, ya que permite que el material mantenga en mayor medida su resistencia inicial.

Los resultados también destacan la importancia de la compactación. Es esencial que el material granular tratado con enzimas sea compactado con la máxima energía posible, ya que se ha demostrado que, tanto en su estado natural como combinado con el producto enzimático, el material alcanza sus mejores propiedades mecánicas bajo condiciones de alta compactación. Esto coincide con las especificaciones del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) para las capas de base y subbase de pavimentos, donde se exige que la densidad mínima alcanzada sea del 100% de la densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor Modificado, para obtener los mejores resultados en términos de resistencia tras inmersión y resistencia conservada.

Para validar la efectividad del aditivo en este tipo de material, se prepararon muestras adicionales de CBR utilizando únicamente la energía de compactación del ensayo Proctor Modificado. Se fabricaron otros especímenes aplicando una dosificación de 9 ml (3 ml por muestra), basada en la experiencia de Cedeño y Tejeda [5]. Con esta dosificación, se obtuvo un CBR promedio en seco de 137.9 %, y después de la inmersión, de 93.6 %, lo que representa un incremento de más del 20 % respecto al resultado obtenido con la dosificación recomendada por el fabricante de la enzima. Esto resultó en una resistencia conservada del 67.9 %, evidenciando la influencia positiva del aditivo en el aumento de la resistencia del material.

En la Figura 4 se presenta una comparación entre la resistencia CBR obtenida con las dos dosificaciones del aditivo (1 ml y 3 ml) aplicadas para el tratamiento, en relación con el CBR inicial del material granular, en todos los casos compactado con la energía del Proctor Modificado. También se muestra la resistencia conservada en los tres casos. Se observa cómo la resistencia CBR del material, inicialmente considerado no apto para su uso en mejoramiento o como parte del pavimento, ha sido modificada significativamente. Con la dosificación propuesta por el fabricante, el material alcanzó una resistencia tras inmersión adecuada para su uso como subbase (CBR \geq 30%), y cuando se triplicó la dosificación, alcanzó niveles de resistencia adecuados para su uso como base (CBR \geq 80%).

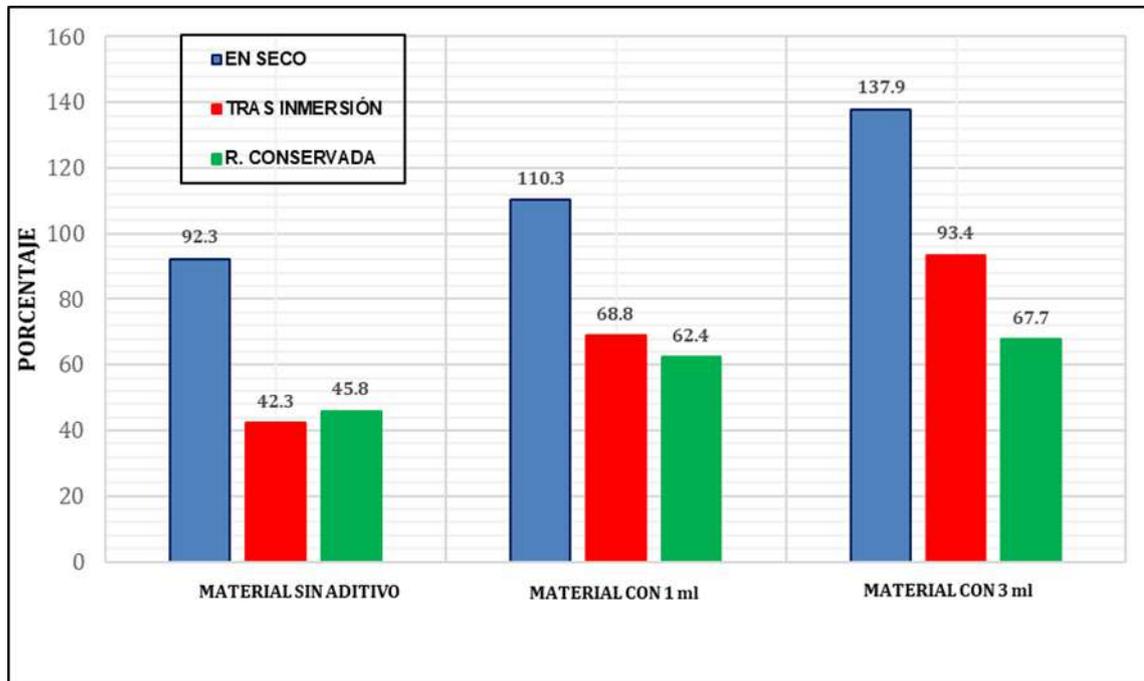


Figura 4. CBR del material en distintos estados, con la energía modificada

El análisis inicial del material granular evidenció que, en su estado natural, no cumple con las especificaciones necesarias para su empleo en pavimentos. Aunque el porcentaje de finos es relativamente bajo (7,7%), el índice de plasticidad, con un valor de 12,0%, supera el límite máximo establecido de 6%. Esto indica que, sin tratamiento, el material no es adecuado para su uso en las capas de la estructura vial.

Los ensayos realizados con el aditivo enzimático RoadZyme® mostraron un impacto positivo significativo en la resistencia CBR del material granular. Con la dosificación recomendada de 1 ml por muestra, el CBR en estado seco y tras inmersión se incrementó de manera notable, alcanzando valores que permiten su uso como subbase. Este efecto fue aún más pronunciado al triplicar la dosificación del aditivo, logrando mejorar la resistencia del material hasta niveles adecuados para su uso como capa de base. Este hallazgo es crucial, ya que demuestra que el tratamiento enzimático puede convertir un material previamente marginal en uno apto para aplicaciones más exigentes en pavimentación.

Los resultados subrayan la relevancia de aplicar una energía de compactación adecuada, ya que esta influye directamente en la densidad seca del material y su resistencia a CBR. Se observó que el incremento de la energía de compactación mejora significativamente la resistencia, tanto en condiciones secas como después de la inmersión, especialmente en las muestras tratadas con el aditivo. Estos hallazgos sugieren que una adecuada aplicación de la energía de compactación, combinada con el uso del aditivo, puede optimizar el desempeño del material en aplicaciones de pavimentación.

La evaluación de la resistencia conservada después de la inmersión también demostró que el aditivo RoadZyme® es eficaz para mantener una mayor proporción de la resistencia inicial del material. La resistencia conservada aumentó considerablemente con la dosificación incrementada, alcanzando hasta un 67,9 %, lo que confirma la efectividad del aditivo para mejorar la durabilidad del material bajo condiciones de saturación. Este hallazgo es especialmente relevante para aplicaciones en zonas húmedas o con alta exposición al agua, donde la pérdida de resistencia tras la saturación es una preocupación crítica.

Finalmente, gracias a la mejora significativa en la resistencia CBR del material tratado con el aditivo enzimático, un material que originalmente se consideraba no apto ahora cumple con los requisitos necesarios para su uso en capas de subbase y base en pavimentos. Esto sugiere que el tratamiento enzimático no solo mejora las propiedades mecánicas del material, sino que también ofrece una solución viable y sostenible para la reutilización de materiales marginales en proyectos de pavimentación. La aplicación de esta tecnología podría resultar en importantes beneficios económicos y ambientales, al permitir la reutilización de materiales locales y reducir la necesidad de extraer nuevos recursos. Sin embargo, para maximizar el potencial de esta técnica, es esencial llevar a cabo un análisis económico que permita comparar su viabilidad con los métodos tradicionales. Esto no solo ayudará a identificar la eficiencia técnica del uso de aditivos, sino también a establecer los límites económicos de su aplicación. De esta manera, se asegurará que el uso de estos aditivos en el mejoramiento de materiales granulares sea no solo efectivo desde el punto de vista técnico, sino también rentable en términos de costos.

1. E. Llano, D. Ríos & G. Restrepo, "Evaluación de tecnologías para la estabilización de suelos viales empleando intemperismo acelerado. Una estrategia de análisis de impactos sobre la biodiversidad", *Tecnológicas*, vol.23, n°49, pp. 185-199, 2020.
2. J.Rivera, A.Guerrero, R. Mejía de Gutiérrez & A. Orobio, "Estabilización química de suelos - Materiales Convencionales y activados alcalinamente", *Informador Técnico*, vol.84, n°2, pp. 202-226, 2020.
3. T. Khan and M. Taha, "Effect of Three Bioenzymes on Compaction, Consistency Limits, and Strength Characteristics of a Sedimentary Residual Soil", *Hindawi Publishing Corporation*, vol.2015, n°1, pp.1-9, 2015.
4. E. Mekonnen, A. Kebede, T. Tafesse and M. Tafesse. "Application of Microbial Bioenzymes in Soil Stabilization", *Hindawi Publishing Corporation*, vol.2020, n°1, pp.1-8, 2020.
5. A. Carrasco de Oliveira, "Estabilização de Solos Através das Bioenzimas", Master's tesis, Departamento De Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2022. Disponible desde: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/144844/2/589187.pdf>
6. C. Tuárez, E. Piusseaut, "Estabilización de materiales arcillosos con enzima orgánica para subrasante de carreteras", *Revista ciencia y construcción*, vol.4, n°2, pp. 82-90,2023.
7. J. Cevallos, E. Hernández., "Material De Préstamo Estabilizado Con Enzimas Orgánicas Como Alternativa Para Mejorar Su Capacidad Portante", *Revista ciencia y construcción*, vol.5, n°2, pp. 31-38,2024.
8. AASHTO T88, "Standard Method of Test for116178", 2022.
9. ASTM - D422-63, "Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils", 2007.
10. AASHTO T89, "Standard Method of Test for Determining the Liquid Limit of soils", 2010.
11. ASTM D4318-10, "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils", 2010.
12. AASHTO T180-01, "Standard Method of Test Investigation in Engineering", for Moisture-Density Relations of Soils", 2022.
13. ASTM D1557, "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soils", 2009.
14. AASHTO T 193 -99, "Standard Method of Test for The California Bearing Ratio", 2019.
15. ASTM D1883-21, "Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils", 2016.
16. AASHTO M-145-91, "Clasificación de suelos", 2000.
17. SUCS, ASTM D-2487, "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos", 2010.

Autores

Jonathan Vázquez García¹, Aldo Fernández Limés², Isaida Flores Berenguer³, Jenny García Tristá⁴

¹Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría, Calle 114/ciclovía y rotonda. email: jonathavazgar@civil.cujae.edu.cu

²Máster en Ingeniería Civil, Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría, Calle 114/ciclovía y rotonda. email: afernandezlimes@gmail.com

⁴Doctora en Ciencias Técnicas, Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría, Calle 114/ciclovía y rotonda. email: isiflores92@gmail.com

⁴Doctora en Ciencias Técnicas, Universidad Tecnológica de la Habana José Antonio Echeverría, Calle 114/ciclovía y rotonda. email: jennygt83@gmail.com

RESUMEN

Los deslizamientos de taludes son un fenómeno que afecta la economía de una región, por lo cual, para ser evitados, se debe tener un profundo conocimiento de este. Con el desarrollo tecnológico, la aparición de las imágenes satelitales multiespectrales, han hecho más fácil la identificación de zonas con riesgo de deslizamientos. Esta técnica, junto con programas como el MIDAS GTS NX y el Global Mapper, permiten la identificación del posible deslizamiento y el análisis de estabilidad de taludes naturales. Este estudio analiza un deslizamiento ocurrido en Santiago de Cuba, en un terreno caracterizado por un modelo constitutivo Hoek Brown Generalizado, empleando las técnicas de percepción remota, para luego evaluar el nivel de inestabilidad que presentaba el mismo después del colapso y demostrar la veracidad del empleo de estas técnicas. Los resultados demuestran la efectividad del empleo de las técnicas de percepción remota para identificar laderas naturales con riesgo de colapso.

Palabras claves: Estabilidad de taludes, Global Mapper, MIDAS GTS NX, Modelo Hoek Brown Generalizado, Técnicas de percepción remota.

ABSTRACT

Slope landslides are a phenomenon that affects the economy of a region, so in order to prevent them, a deep knowledge of them is required. With technological development, the appearance of multispectral satellite images has made it easier to identify areas at risk of landslides. This technique, together with programs such as MIDAS GTS NX and Global Mapper, allow the identification of possible landslides and the analysis of the stability of natural slopes. This study analyzes a landslide that occurred in Santiago de Cuba, in a terrain characterized by a Generalized Hoek Brown constitutive model, using remote sensing techniques, to then evaluate the level of instability that the landslide presented after the collapse and demonstrate the veracity of the use of these techniques. The results demonstrate the effectiveness of the use of remote sensing techniques to identify natural slopes at risk of collapse.

Keywords: Slope stability, Global Mapper, MIDAS GTS NX, Generalized Hoek Brown model, Remote sensing techniques.

1. INTRODUCCIÓN

El empleo de las técnicas de percepción remota se ha convertido con el tiempo en una alternativa para el reconocimiento de zonas en riesgo de deslizamientos de masas de suelo [1-4]. En un principio, las imágenes aéreas fueron la principal fuente de datos para la detección de deslizamientos, empleándose luego, las imágenes satelitales de alta resolución, las cuales permiten detectar características del terreno como la forma, tamaño, configuración y textura a través de la inspección visual [5]. Luego, con el desarrollo de métodos computacionales, como la segmentación de umbral, detección del cambio y la clasificación supervisada y no supervisada [6], la identificación de deslizamientos de masas de tierra ha sido más fácil.

Los dispositivos de percepción presente en los satélites son capaces de determinar el nivel de divergencia presente en la firma espectral de la superficie del terreno y a través de estos sensores, es posible detectar y mapear cambios en la superficie del terreno. Además, son capaces de obtener informaciones multiespectrales (valores de reflectancia en porciones definidas del espectro electromagnético) empleadas para la construcción de mapas e imágenes derivadas, entre los cuales se encuentran los mapas de índice de vegetación de diferencia normalizada (NDVI, por sus siglas en inglés). Estos mapas son empleados como información complementaria o directamente como una herramienta para la identificación de deslizamientos [5].

En la actualidad, con los efectos del cambio climático, los deslizamientos han sido mucho más comunes, razón por la cual estas técnicas han sido empleadas con mayor frecuencia, principalmente en el continente asiático donde se agrupa el 75% de los deslizamientos [6]. Fallas en la masa de suelo como la ocurrida en la provincia de Sichuan en China, fueron analizadas empleando entre otras herramientas, mapas NDVI, adquiridos de imágenes satelitales [7], corroborando de esta forma, el potencial de dichas técnicas para predecir fallas en la masa de suelo. . Otros autores como Mila [8] demostraron el uso de un marco técnico de teledetección para identificar posibles deslizamientos en China, Xu, et al. [9] estableció un proceso para la extracción y análisis de parámetros de estructuras rocosas tridimensionales y Mahdi, et al. [10] analizó un deslizamiento en China empleando técnicas de percepción remota.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

En este trabajo se evalúa la efectividad de las técnicas de percepción remota para analizar la estabilidad de laderas naturales. Para ello se toma como caso de estudio la estabilidad de una ladera natural ubicada en la provincia de Santiago de Cuba en el municipio Tercer Frente, donde ocurrió un desprendimiento de rocas y tierra en abril del 2023. Según informes de prensa [11], la falla ocurrió en horas de la tarde del 21 de abril en la carretera principal que da acceso a la cabecera municipal a 1km de la localidad de Cruce de Baño, dejando incomunicadas a más de 30 mil personas. La falla ocurrió en la altura de Cruce Prieto, en un terreno fuertemente accidentado y predominantemente rocoso, a poca altura por encima de la carretera, como se puede observar en la Figura 1.



Figura 1. Fotos tomadas del deslizamiento en Cruce Prieto.

Existen muchos factores (naturales y humanos) que pueden condicionar varios tipos de deslizamientos en la masa de suelo [5]. Uno de los principales es la acción del agua como agente capaz de expandir el suelo rocoso, o en el caso de suelos granulares, aumentar el peso del mismo, provocando la desestabilización del terreno [5]. Por otra parte, la disminución de la vegetación aumenta el riesgo de falla, dado que las raíces aportan refuerzo a la masa de suelo, además de que evita la infiltración de las lluvias en el terreno [5]. Sin embargo, el aumento drástico en la vegetación, en un corto período de tiempo, es una señal de fuertes precipitaciones, y aunque aumente la vegetación, el suelo puede saturarse y fallar [5]. En el caso estudiado, se visualiza un desprendimiento de las rocas que conformaban la ladera, lo cual ocurrió de forma repentina y puede deberse entre otras razones producto de la acción de las precipitaciones.

Para el análisis de la ladera se llevará a cabo la identificación de la zona en falla a través de técnicas de percepción remota, empleando el sitio web Copernicus Data Hub [12], [13], que permite obtener imágenes satelitales multiespectrales para cuantificar la humedad y vegetación del suelo con el empleo de combinaciones de bandas. Luego empleando el programa de análisis geotécnico MIDAS GTS NX se evalúa el factor de seguridad de la zona accidentada.

Para la obtención de las imágenes se debe seleccionar en el Copernicus Data Hub la zona de interés, el intervalo de tiempo en el que se desea obtener las imágenes, así como los satélites de los que se quiere obtener, descargando en este caso las correspondientes al Sentinel-2 L2A, debido a la fiabilidad en los estudios de deslizamientos realizados con dicho satélite [7]. Además de que este nivel proporciona productos de reflectancia superficial corregidos atmosféricamente. Para este estudio es necesario analizar los cambios ocurridos en la vegetación y la humedad del terreno, que se logra con la toma de imágenes satelitales que contengan zonas próximas al lugar del suceso. En este caso se tomaron imágenes en un área de 110x110 km² en geometría cartográfica de un mes antes y después de la falla, además de otras más distantes, de seis meses antes y después del suceso.

Para el análisis de las imágenes, se realizó el procesamiento de las mismas con las combinaciones de bandas, a través de la herramienta de cálculo rasterizado (proceso en el que se calcula cada pixel) de imágenes del programa Global Mapper, [14], [15]. Entre las posibles combinaciones, se emplearon las que corresponden al NDVI y al índice de agua de diferencia normalizada (NDWI por sus siglas en inglés).

El NDVI es uno de los primeros productos analíticos de percepción remota empleados para revelar la información que se encuentra en las imágenes multiespectrales, siendo el más empleado para analizar el índice de vegetación [16]. Al igual que todos los índices para simplificar información, el NDVI se caracteriza por delimitar rápidamente la vegetación y el índice de la misma, siendo por lo tanto muy empleado en la agricultura y estudios de suelo. Matemáticamente el NDVI se calcula empleando la expresión que se muestra en la Ecuación 1 en una calculadora Raster.

$$NDVI = \frac{NIR - Red}{NIR + Red} \quad (1)$$

Donde todas las variables son mediciones tomadas por los sensores, siendo el término NIR la banda infrarroja cercana (espectro que no es visible por el ojo humano) y el término RED se refiere a la luz roja visible por el ojo humano. Los valores de NDVI se encuentran en un rango de -1 hasta 1. Siendo de forma general los valores negativos para cuerpos de agua, los cercanos a cero para rocas o arenas y los positivos para la vegetación, incluyendo arbustos, pastos y bosques [16].

El NDWI, al igual que el NDVI es un índice que revela información contenida en las imágenes multiespectrales, empleado para analizar el índice de agua superficial a través de la delimitación de cuerpos de agua de imágenes satelitales [17]. Por esta razón es usado en estudios de suelo y principalmente en el estudio de sequía de los recursos naturales. El rango de valores que se obtiene oscila de igual forma de -1 hasta 1, siendo los valores positivos los que corresponden a cuerpos de agua y los negativos a zonas con bajo nivel de agua superficial [17].

Las expresiones empleadas para determinar el NDVI y el NDWI a partir de las imágenes del Sentinel 2, se muestran en las ecuaciones 2 y 3 respectivamente.

$$NDVI = (B8 - B4)/(B8 + B4) \quad (2)$$

$$NDWI = (B3 - B11)/(B3 + B11) \quad (3)$$

Donde las variables corresponden a las bandas que componen las escenas satelitales. Estas fórmulas solo son aplicables a las imágenes obtenidas del Sentinel 2, ya que estas son las que corresponden a las bandas espectrales (B) para la combinación requerida, otros satélites presentan un código diferente para cada banda, por lo que mientras que en el Sentinel 2, el término B8 corresponde a la banda infrarroja cercana, otro satélite puede presentar ese término en otra banda. A continuación, se muestran los cambios de vegetación en el terreno (Figura 2).

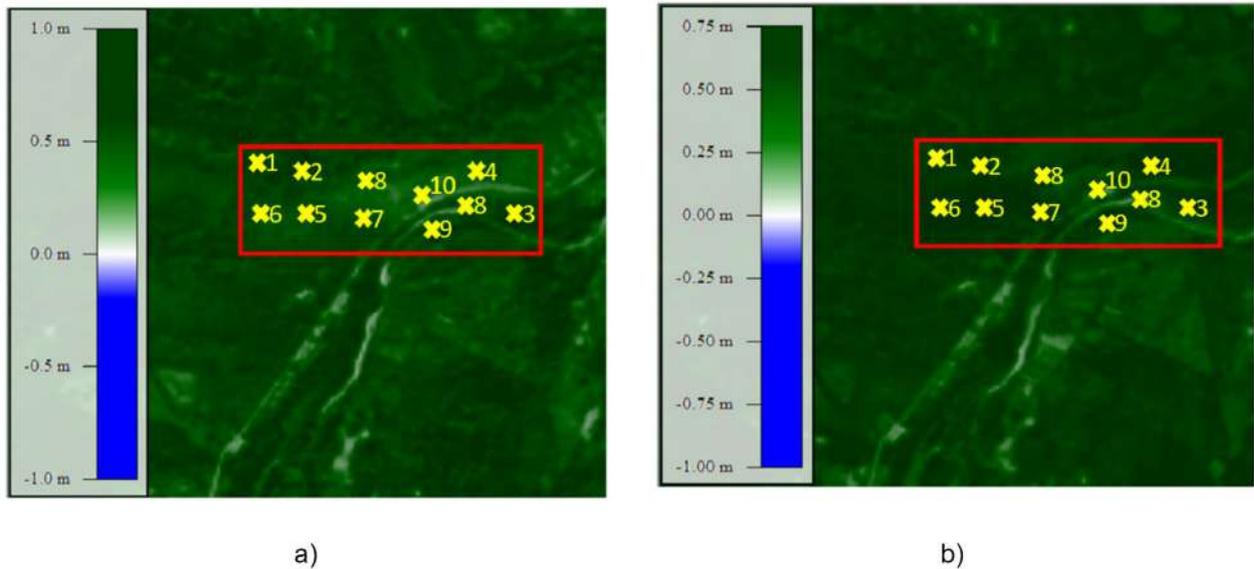


Figura 2: Modelo NDVI de a) un mes antes b) un mes después.

Dentro del recuadro que se observa en la Figura 2, se muestra la zona en donde ocurrió el colapso de la ladera y diez puntos donde se tomaron las mediciones. Se puede observar que la Figura 2 a), presenta tonos más claros con relación a la b) de acuerdo a la escala cromática, lo que demuestra un aumento en el nivel de vegetación de la zona. Considerando este resultado, y teniendo en cuenta que el aumento fue en un período de dos meses, la principal causa debe ser las fuertes precipitaciones ocurridas en la zona durante los días próximos al colapso de la ladera. En la Figura 3 se muestra el comportamiento del NDVI para cada uno de los puntos definidos en la Figura 2.

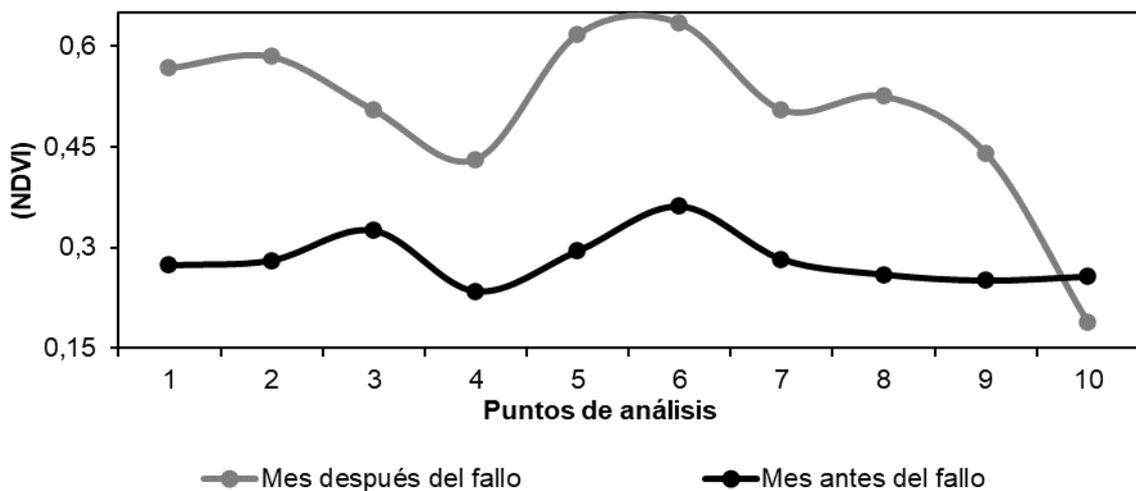


Figura 3. Comportamiento del NDVI.

En la Figura 3 se aprecia el aumento de la vegetación de una fecha a la otra, evidenciando que hubo un incremento en las precipitaciones en ese periodo. Sin embargo, a pesar del aumento en la vegetación, en el punto 10 (punto donde ocurrió la falla), presenta una disminución en el índice de vegetación de 0,256 a 0,187, debido a que la vegetación de esa zona fue arrastrada junto con el resto del material producto del deslizamiento ocurrido. La razón por la que no hubo una disminución gradual del NDVI, es que la zona es rocosa, por lo que, en lugar de ocurrir deslizamientos graduales, ocurren desprendimientos, los cuales no suceden en largos períodos de tiempo sino de forma repentina.

Por este motivo, además de evaluar una ladera teniendo en cuenta la variación en la vegetación, se debe considerar el índice de humedad, para ello a continuación en la Figura 4, se muestran los resultados del NDWI, tomados en los mismos 10 puntos.

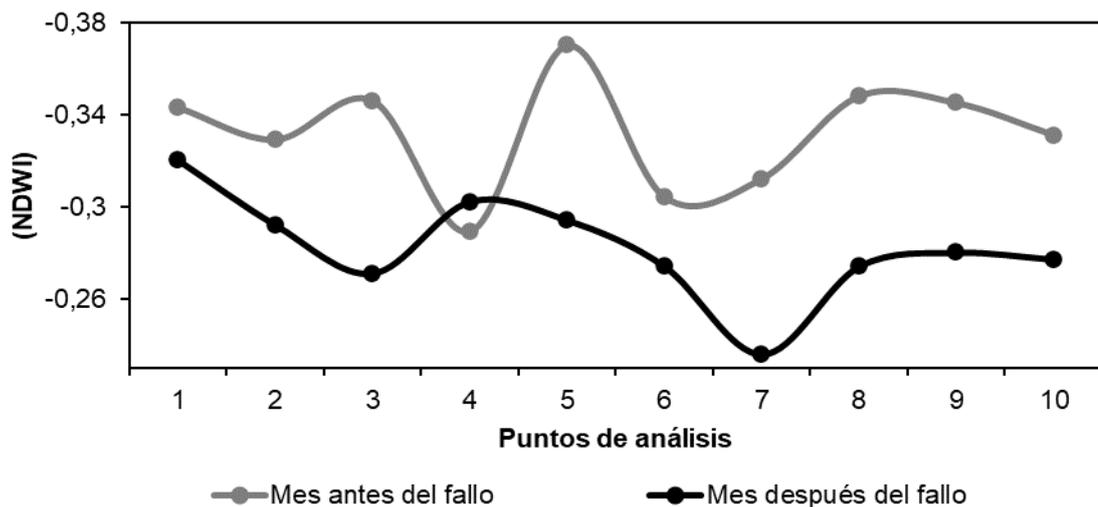


Figura 4. Comportamiento del NDWI.

Como se puede observar en la Figura 4, en este caso existe un ligero incremento en la humedad del terreno en la zona donde ocurre la falla. Sin embargo, en el punto 4, ocurre una disminución en la humedad superficial, lo cual puede suceder cuando ocurre un escurrimiento más rápido del agua debido a la permeabilidad del suelo, o cuando la vegetación absorbe mucha humedad. Mientras que en la zona del fallo ocurre lo contrario, aumenta la humedad, ya que, al disminuir la vegetación, se reduce la capacidad de absorber humedad en la zona. Todo el análisis realizado fue a partir de los datos obtenidos, ya que no fue posible llevar a cabo la inspección visual en el terreno. Para definir si la causa fue realmente la supuesta anteriormente, se obtuvieron los registros de lluvias del embalse Carlos Manuel de Céspedes, ubicado a 7km del lugar donde ocurrió el desprendimiento. Se debe precisar que estas precipitaciones no necesariamente son las que ocurrieron en la zona analizada, pero sirven como referencia para analizar el comportamiento lluvioso de esta región en esos días. Los valores mostrados en la Figura 5 son los que corresponden a una semana antes y después de la falla para el análisis del comportamiento meteorológico que se asume que es similar al que hubo en la zona de Cruce Prieto.

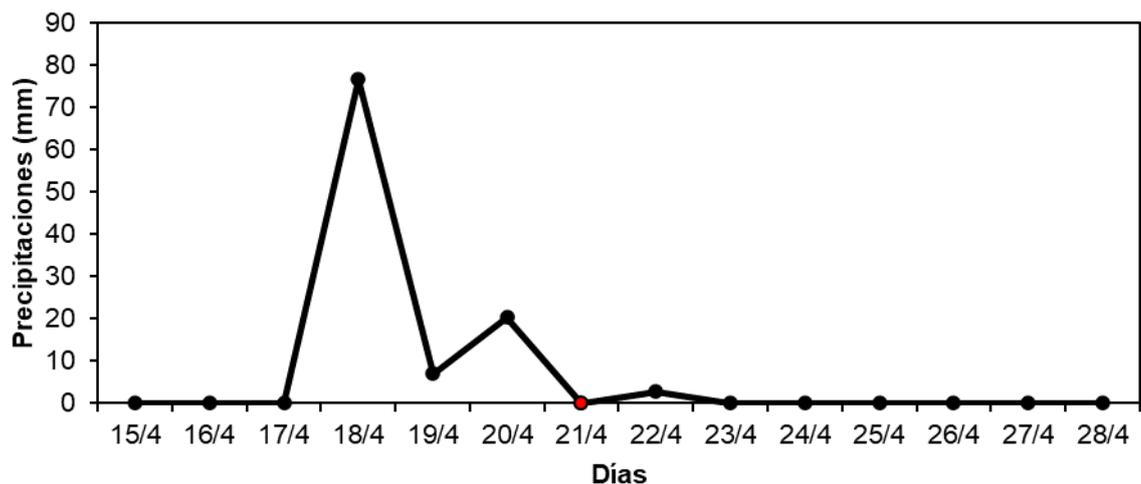


Figura 5. Comportamiento de las precipitaciones.

En la Figura 5, es evidente el incremento de las precipitaciones en los días previos al 21 de abril (día de la falla, resaltado en color rojo), ocurriendo precipitaciones de hasta más de 70mm. Además, del 18 al 20 de abril, hubo una acumulación de casi 100mm de lluvia, siendo probablemente el desencadenante del desprendimiento de rocas en esa zona.

Sin embargo, las técnicas de percepción remota solo permiten la identificación de la zona donde es probable que ocurra la falla, pero no se alcanza a determinar qué tan inestable es el talud analizado. Esto se puede complementar con otras herramientas como el MIDAS GTS NX, el cual permite evaluar la estabilidad de la zona en riesgo a través de la representación de laderas naturales.

El área designada para el análisis de la estabilidad del talud comprende 920m², la cual fue extraída del sitio web CADMAPPER [18-21]. Esta plataforma permite la extracción de curvas de nivel de cualquier zona del planeta. Dentro del área extraída, se seleccionó una zona de 20m² que corresponde al lugar donde ocurrió la falla. En la Figura 6 se muestra la topografía del terreno y sus curvas de nivel.

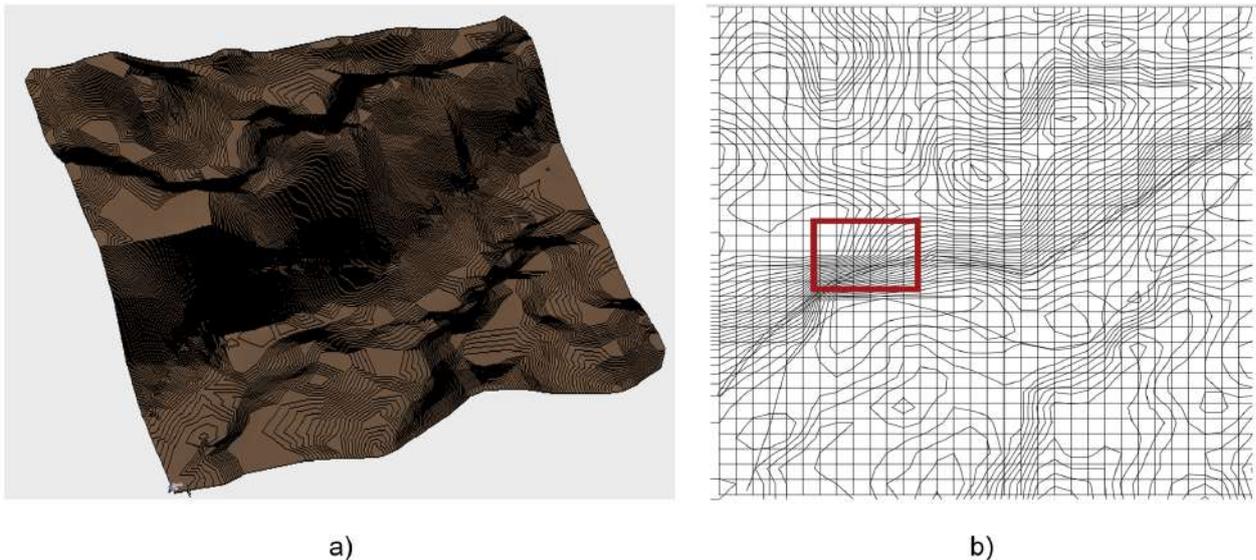


Figura 6. Representación de la superficie topográfica del área estudiada.
 a) Modelo TIN tridimensional con curvas de nivel
 b) Modelo vectorial bidimensional de curvas de nivel.

Dada la ubicación de la ladera, el perfil del suelo se consideró homogéneo y predominantemente rocoso. El mismo presenta un módulo de elasticidad de 27000 MPa , un coeficiente de Poisson de 0,25 y un peso específico de 21 kNm^3 . Debido a la composición del suelo, el modelo constitutivo que mejor se adapta al mismo es el Hoek Brown Generalizado, el cual ha sido utilizado por autores como [22-29].

El Hoek Brown convencional es un modelo constitutivo que simula el comportamiento de macizos rocosos, los cuales son más rígidos que el suelo y sus parámetros resistentes dependen del grado de meteorización que presente el mismo [30]. Este modelo asume el concepto de equivalencia continua para definir el fenómeno de disminución de tensiones en la falla de macizos rocosos articulados. Este método define la fuerza a compresión no confinada que el modelo Mohr-Coulomb no es capaz de tener en cuenta. Sin embargo, debido a la no linealidad en el criterio de falla del modelo, métodos como el de reducción de esfuerzos, no pueden ser empleados [30].

Por otra parte, el Hoek Brown Generalizado puede proporcionar una predicción precisa de fallas en masas homogéneas e isotrópicas con pocas discontinuidades o masas rocosas muy unidas [25]. Además, el modelo vincula el criterio empírico a las observaciones geológicas mediante uno de los esquemas de clasificación de macizos rocosos establecidos. A diferencia del Hoek Brown convencional, el modelo generalizado es compatible con el método de reducción de esfuerzos y la implementación de este método con el Hoek Brown Generalizado, es conocido como el método de reducción de esfuerzos no lineal (NSRM, por sus siglas en inglés) [25]. Por lo tanto, para este análisis se empleará el modelo generalizado, debido a la compatibilidad que presenta con el Método de Reducción de Esfuerzos (SRM por sus siglas en inglés). Este método no requiere conocimiento previo del lugar donde debe ocurrir la falla, y puede ser empleado en superficies tanto tridimensionales como bidimensionales [31].

En el caso del Hoek Brown Generalizado, al igual que en el convencional, el nivel de agrietamiento que presenta el macizo se define a través del parámetro de roca intacta (m). El nivel de fragmentación que presente la roca es considerado con el GSI (Índice de Resistencia Geológica). Mientras que el factor de perturbación (D), es otro de los valores a tener en cuenta. Para simular este caso en el MIDAS GTS NX, se consideró que el material estaba conformado predominantemente por una caliza micrítica, cuyo valor de m es 8. Por otra parte, se consideró que el material se encontraba perturbado, formando bloques angulares, y que las condiciones superficiales eran pobres (superficie altamente erosionada), lo que significa que el GSI es de aproximadamente 30. Además, en el terreno se llevaron a cabo voladuras para la construcción de la carretera, por lo que se adoptó un factor de perturbación de 0,7, ya que este es el sugerido en el caso de taludes, donde se pudieron haber llevado a cabo voladuras de forma adecuada.

3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Para una buena precisión en los resultados es necesario realizar un proceso de calibración matemática donde se puedan fijar los parámetros más adecuados que definen el dominio numérico analizado. Para ello, se elaboraron 15 modelos disminuyendo gradualmente el tamaño de los elementos del dominio suelo de 15m hasta 2m, deteniendo la corrida por ser el modelo que la capacidad de cómputo permitió. De cada corrida se obtuvieron los factores de seguridad empleando el SRM. A continuación, en la Figura 7 se muestran los factores de seguridad (FS) obtenidos para cada uno de los tamaños de elemento analizados del modelo.

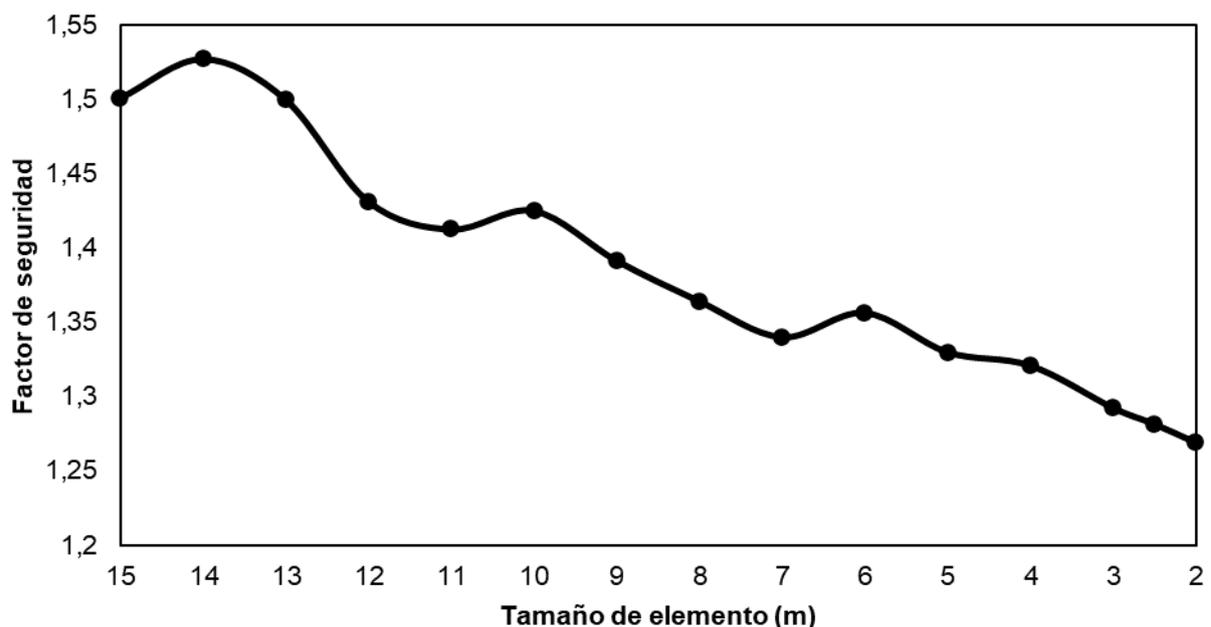


Figura 7. Factores de seguridad de la ladera analizada.

Como se puede apreciar existe una diferencia notable de los resultados obtenidos en las primeras iteraciones (8,7%), y es a partir del tamaño de 5 m donde se logra cierta estabilidad en el modelo, con una diferencia del 4,6% respecto a la última. Por lo tanto, se puede asumir que el factor de seguridad del talud es de aproximadamente 1,27, el cual evidentemente al encontrarse en el rango de 1 y 1,5, implica que la ladera luego de la falla sería estable, pero no segura, por lo que un evento hidrometeorológico como el ocurrido los días cercanos al 21 de abril de 2023 pudiera provocar otro desprendimiento. Esto demuestra la efectividad de las técnicas de percepción remota para identificar zonas de posibles fallos de taludes.

En el estudio realizado se demostró la posibilidad de identificar zonas con riesgo de deslizamientos o desprendimientos mediante técnicas de percepción remota validada a través de un caso de estudio de una ladera natural ya colapsada. Con estas técnicas es posible obtener indicadores de humedad del suelo y el nivel de vegetación para estimar la susceptibilidad de las laderas naturales a las fallas.

El estudio demostró la eficiencia de las técnicas de percepción remota a través de herramientas satelitales para identificar zonas en riesgo de fallas en laderas naturales, que luego pueden ser verificadas a través de herramientas computacionales que calculan el valor exacto del factor de seguridad. Además, con el empleo de programas computacionales, siendo el MIDAS GTS NX el empleado en este caso, se puede evaluar el nivel de estabilidad del mismo, dando como resultado en este estudio un talud estable pero no seguro. Además, este estudio demuestra que, con una menor cantidad de recursos y una metodología más sencilla, es posible obtener resultados satisfactorios, al igual que los obtenidos en otros estudios para evaluar la inestabilidad de taludes como las técnicas de procesamiento de la inteligencia artificial o datos de teledetección con técnicas como la interferometría multitemporal.

Por lo tanto, siguiendo la metodología desarrollada en este trabajo cuando se identifiquen laderas inestables e inseguras, permitiría tomar medidas para prevenir dicho colapso y proteger infraestructuras y vidas.

1. L. R. Ram, L. Maurizio, and O. Tolulope, "Remote Sensing Approaches and Related Techniques to Map and Study Landslides.," 2020. <http://dx.doi.org/10.5772/intechopen.93681>
2. H. Moayedi, D. Tien Bui, and L. Kok Foong, "Slope Stability Monitoring Using Novel Remote Sensing Based Fuzzy Logic," *Sensors (Basel)*, vol. 19, no. 21, Oct 24 2019.10.3390/s19214636
3. Z. Marta *et al.*, "Multi-Sensor and Multi-Scale Remote Sensing Approach for Assessing Slope Instability along Transportation Corridors Using Satellites and Uncrewed Aircraft Systems," *Remote sensing*, 2023. <https://www.doi.org/10.3390/rs15123016>
4. W. Janusz and B. Fabio, "Remote sensing of landslide motion with emphasis on satellite multi-temporal interferometry applications.," 2021. <https://www.doi.org/10.1016/b978-0-12-818464-6.00006-8>
5. A. Mohan, A. Kumar Singh, B. Kumar, and R. Dwivedi, "Review on remote sensing methods for landslide detection using machine and deep learning," *Trans Emerging Tel Tech.*, 2020. <https://doi.org/10.1002/ett.3998>
6. C. Zhong *et al.*, "Landslide mapping with remote sensing: challenges and opportunities," *International Journal of Remote Sensing*, 2019. <https://doi.org/10.1080/01431161.2019.1672904>
7. Z. Xia, M. Motagh, T. Li, and S. Roessner, "The June 2020 Aniangzhai landslide in Sichuan Province, Southwest China: slope instability analysis from radar and optical satellite remote sensing data," 2022. <https://doi.org/10.1007/s10346-021-01777-4>
8. B. Mila, "A multi-source remote sensing technical framework for wide-area landslide detection," 2023. <https://doi.org/10.5194/egusphere-egu23-2080>
9. Q. Xu *et al.*, "3D Rock Structure Digital Characterization Using Airborne LiDAR and Unmanned Aerial Vehicle Techniques for Stability Analysis of a Blocky Rock Mass Slope," *Remote Sensing*, vol. 14, no. 13, 2022.10.3390/rs14133044
10. M. Mahdi, X. Zhuge, and L. Jerry, "Pre-, co- and post-failure analysis of the Aniangzhai landslide on 17 June 2020 with satellite remote sensing and corner reflector InSAR (CR-InSAR)." 2022. <https://www.doi.org/10.5194/egusphere-egu22-4905>
11. T. Cuscó, "Más de 30 mil habitantes quedan incomunicados por deslizamiento de tierra en Santiago de Cuba," in *Periódico Cubano*, ed, 2023.
12. B. Riedler *et al.*, "Copernicus Knowledge and Innovation Hubs," *The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, vol. XLIII-B5-2020, pp. 35-42, 2020. <https://www.doi.org/10.5194/ISPRS-ARCHIVES-XLIII-B5-2020-35-2020>
13. K. Siniša, "Integracija snimaka sa Copernicus satelitskog sustava u web aplikaciju," 2019. <https://typeset.io/papers/integracija-snimaka-sa-copernicus-satelitskog-sustava-u-web-pp5atr1ivh>
14. K. N. Kujakeldiev, Z. Qilichev, and S. S. Faiziev, "Determining the Absolute Height of the Ground Using the Global Mapper Program and Creating the Relief of Eroded Lands on the Basis of an Automated System," *International Journal of Innovations in Engineering Research and Technology*, vol. 7, no. 7, pp. 102-108, 2020.
15. H. Ahmeti, "Identification of the landslide area on the side slopes on the Suhareke-Prizren Highway by applying the Global Mapper software," *UBT International Conference*, vol. 12, 2023. <https://doi.org/10.33107/ubt-ic.2023.348>
16. S. Huang, L. Tang, J. P. Hupy, Y. Wang, and G. Shao, "A commentary review on the use of normalized difference vegetation index (NDVI) in the era of popular remote sensing," *Northeast Forestry University*, 2020. <https://doi.org/10.1007/s11676-020-01155-1>
17. T. Deevia Bhaga, T. Dube, M. Davis Shekede, and C. Shoko, "Impacts of Climate Variability and Drought on Surface Water Resources in Sub-Saharan Africa Using Remote Sensing: A Review," *Remote sensing*, 2020. <https://doi.org/10.3390/rs12244184>
18. A. A. Kareem, B. K. Oleiwi, and M. J. Mohamed, "Planning the Optimal 3D Quadcopter Trajectory Using a Delivery System-Based Hybrid Algorithm," *International Journal of Intelligent Engineering and Systems*, vol. 16, no. 2, 2023. <https://doi.org/10.22266/ijies2023.0430.34>
19. A. A. Kareem, M. J. Mohamed, and B. K. Oleiwi, "Unmanned aerial vehicle path planning in a 3D environment using a hybrid algorithm," *Bulletin of Electrical Engineering and Informatics*, vol. 13, no. 2, pp. 905-915, 2024. <https://doi.org/10.11591/eei.v13i2.6020>
20. P. Fejes and A. Horkai, "Creating City Models in ArchiCAD Software Environment," vol. 10, no. 1, pp. 11-17, 2021. <https://doi.org/10.9790/1813-1001011117>

21. C. Carbonell-Carrera, J. L. Saorin, D. Melián-Díaz, and S. Hess-Medler, "Spatial Orientation Skill Performance with a Workshop Based on Green Infrastructure in Cities," *ISPRS International Journal of Geo-Information*, vol. 9, no. 4, p. 216, 2020. <https://doi.org/10.3390/ijgi9040216>
22. L. Zhang, "A generalized three-dimensional Hoek–Brown strength criterion," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 41, no. 6, pp. 893-915, 2008. <https://doi.org/10.1007/s00603-008-0169-8>
23. W. Yuan *et al.*, "A rapid stability charts analysis method for rock slopes based on Generalized Hoek-Brown criterion," *All Earth*, vol. 33, no. 1, pp. 98-107, 2021. <https://doi.org/10.1080/27669645.2021.1959282>
24. L. Youn-Kyou and P. S., "Limit Equilibrium Analysis Incorporating the Generalized Hoek–Brown Criterion," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2021. <https://doi.org/10.1007/S00603-021-02518-8>
25. Y. Wei, L. Jiabin, L. Zonghong, W. Wei, and S. Xiaoyun, "A strength reduction method based on the Generalized Hoek-Brown (GHB) criterion for rock slope stability analysis," *Computers and Geotechnics*, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103240>
26. C. Sun, J. Chai, Z. Xu, Y. Qin, and X. Chen, "Stability charts for rock mass slopes based on the Hoek-Brown strength reduction technique," *Engineering Geology*, vol. 214, pp. 94-106, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.09.017>
27. A. Saeidi, C. Cloutier, A. Kamalibandpey, and A. Shahbazi, "Evaluation of the Effect of Geomechanical Parameters and In Situ Stress on Tunnel Response Using Equivalent Mohr-Coulomb and Generalized Hoek-Brown Criteria," *Geosciences*, vol. 12, no. 7, 2022. <https://doi.org/10.3390/geosciences12070262>
28. K. K. H. Shiyuan, L. Wenhua, C. Hu, F. I., and Z. F. i. E. S. Yuxin, "Sandstone Slope Stability Analysis Under Wetting-Drying Cycles Based on Generalized Hoek-Brown Failure Criterion," vol. 10, 2022. <https://doi.org/10.3389/feart.2022.838862>
29. K. Ali *et al.*, "Limit analysis for the seismic stability of three-dimensional rock slopes using the generalized Hoek-Brown criterion," *International journal of mining science and technology*, 2021. <https://doi.org/10.1016/J.IJMST.2021.10.005>
30. W. Fu and Y. Liao, "Non-linear shear strength reduction technique in slope stability calculation," *Computers and Geotechnics*, vol. 37, no. 3, pp. 288-298, 2010. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.11.002>
31. A. P. Dyson and A. Tolooiyan, "Optimisation of strength reduction finite element method codes for slope stability analysis," *Innovative Infrastructure Solutions*, vol. 3, no. 1, 2018. <https://doi.org/10.1007/s41062-018-0148-1>