

Revista Ciencia y Construcción

04 Resistencia A Cortante De
Mampostería Reforzada
Externamente Con Fibra De Yute

32 Mechanical
Performance And Durability
Of LC3 Cement In Social
Housing Using Non-
Standardized Aggregates In
Mexico

49 Evaluación Estructural De
Una Edificación Del Casco
Histórico De La Habana

Consejo Editorial



Director/Editor Técnico

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

Editor Ejecutivo

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

Editores Asociados

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

Dra. Zenaída Paulette Frómota Salas, Universidad de
Oriente, Cuba

Dr. Rafael Larrúa Quevedo, Universidad de
Camagüey, Cuba

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

Comité Científico

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

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

Dr. Francisco Lamas Fernández, Universidad de
Granada, Spain

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

Dr. Geert Lombaert, KU Leuven University, Belgium

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

Sumario

1 Resistencia A Cortante De Mampostería Reforzada Externamente Con Fibra De Yute Carlos Alfredo Cedeño Cedeño y Stalin Alcívar	04
2 Estudio Experimental De Mampostería Reforzada Mediante Enchapado En Pórticos De Acero Juan José Jima Matailo, Henry Paúl Terán Zambrano, Luis Tinerfe Hernández Rodríguez, Juan Carlos Velastegui Caraballo y Melisa Natalia Herrera Quishpe	20
3 Mechanical Performance And Durability Of LC3 Cement In Social Housing Using Non-Standardized Aggregates In Mexico Yosvany Díaz Cárdenas, Sergio Moraga, Carlos E. Juárez, Yonatan Gómez, Fernando Guerrero, Luis Jaime Fernández Sánchez y Fernando Martirena	32
4 Evaluación Estructural De Una Edificación Del Casco Histórico De La Habana Javier Muñagorri Pérez, David Méndez Juliá, Ginet María Guerrero Porras, Thalia Pérez Martínez, Gerardo Pérez Martínez, Alejandro Miguel Guerra González, Katia Luis García y Alejandro López Llanusa	48
5 Predicción De La Capacidad De Carga En Pilotes Cortos A Tracción Perforados En Suelo Cohesivo Aplicando Algoritmos De Inteligencia Artificial Sudelys Regalado López, Willian D. Cobelo Cristiá, Jonathan Vázquez García y Alejandro Rosete	62
6 Resiliencia Del Sistema De Drenaje Vial En El Tramo Lodana – Santa Ana Ante El Cambio Climático. Ken Yandry Menéndez García, María Mercedes López Peñarieta y Eduardo Tejeda Piusseaut	77
7 Capacidad Y Nivel De Servicio En La Avenida Reales Tamarindos: Análisis Y Propuestas De Mejora Junior Iván Cedeño García, Michael Smick Toledo Macías y Eduardo Tejeda Piusseaut	88
8 Estudio Del Comportamiento De La Varilla ASTM A615 Como Perno De Anclaje En La Construcción De Estructuras Luis Jaime Fernández Sánchez, Diego Enrique Fernández Sánchez, Luis Manuel Fernández Delgado, Roberto Sebastián Quintana Vásconez y Francisco Agustín Peña Jordán	102

1

Trabajo de Investigación

Resistencia A Cortante De Mampostería Reforzada Externamente Con Fibra De Yute

*Shear Resistance Of Masonry Externally
Reinforced With Jute Fiber*

Autores

Carlos Alfredo Cedeño Cedeño

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

ccedeno7879@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0001-3795-9712>

Stalin Alcívar

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

william.alcivar@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0000-0001-8430-0534>

Resistencia A Cortante De Mampostería Reforzada Externamente Con Fibra De Yute

Resumen

El presente estudio tuvo como propósito evaluar la resistencia a corte de la mampostería reforzada externamente con fibras de yute, con el fin de determinar su efectividad como técnica de refuerzo estructural en edificaciones existentes. La investigación respondió a la necesidad de contar con métodos de rehabilitación sostenibles, económicos y técnicamente viables para aumentar la seguridad de estructuras de mampostería tradicionales. Se adoptó una metodología experimental y cuantitativa, en la que se construyeron prismas y muretes utilizando ladrillos artesanales y mortero tradicional, algunos sin refuerzo y otros reforzados aplicando recubrimientos con fibra de yute de dos densidades diferentes: 82 g/m² y 105 g/m². Los prismas se sometieron a ensayos de compresión uniaxial para determinar el comportamiento axial y el módulo de elasticidad, de acuerdo con la norma ASTM C-1314, mientras que los muretes se evaluaron mediante ensayos de compresión diagonal, siguiendo la norma ASTM E-519, con el fin de cuantificar la resistencia a corte, deformaciones y modos de falla. Se midieron las deformaciones utilizando transductores de desplazamientos (LVDTs) y además, se empleó fotogrametría para analizar deformaciones superficiales y complementar los datos obtenidos con LVDTs. Los resultados evidenciaron que el refuerzo con fibra de yute incrementa de manera significativa la resistencia a corte y la rigidez de la mampostería, además de mejorar el control de fisuras y la ductilidad en comparación con los especímenes sin refuerzo. Se observó que la densidad del refuerzo influye directamente en la magnitud de los incrementos, destacando que la fibra más densa proporcionó mayor rigidez, mientras que la de menor densidad favoreció la ductilidad y disipación de energía. En conclusión, el estudio confirma que el refuerzo externo con fibra de yute constituye una estrategia efectiva y sostenible para la rehabilitación de mampostería, y confirma la hipótesis de que la densidad y la orientación de las fibras influyen de forma sustancial en la capacidad de resistir esfuerzos cortantes.

Palabras Clave: albañilería, comportamiento estructural, ductilidad, mampostería reforzada, yute.

Abstract

The purpose of this study was to evaluate the shear strength of masonry reinforced externally with jute fibers in order to determine its effectiveness as a structural reinforcement technique in existing buildings. The research responded to the need for sustainable, economical, and technically viable rehabilitation methods to increase the safety of traditional masonry structures. An experimental and quantitative methodology was adopted, in which prisms and low walls were constructed using handmade bricks and traditional mortar, some without reinforcement and others reinforced by applying jute fiber coatings of two different densities: 82 g/m² and 105 g/m². The prisms were subjected to uniaxial compression tests to determine axial behavior and modulus of elasticity, in accordance with ASTM C-1314, while the low walls were evaluated using diagonal compression tests, following ASTM E-519, in order to quantify shear strength, deformations, and failure modes. Deformations were measured using displacement transducers (LVDTs) and photogrammetry was also used to analyze surface deformations and supplement the data obtained with LVDTs. The results showed that jute fiber reinforcement significantly increases the shear strength and stiffness of masonry, as well as improving crack control and ductility compared to unreinforced specimens. It was observed that the density of the reinforcement directly influences the magnitude of the increases, noting that denser fiber provided greater stiffness, while lower density fiber favored ductility and energy dissipation. In conclusion, the study confirms that external reinforcement with jute fiber is an effective and sustainable strategy for masonry rehabilitation and confirms the hypothesis that fiber density and orientation substantially influence shear resistance capacity.

Keywords: masonry, structural behavior, ductility, reinforced masonry, jute.

Nota Editorial: Recibido: 1 diciembre 2025 Aceptado: 28 de enero 2026

1. INTRODUCCIÓN

La construcción de edificaciones seguras y sostenibles constituye un desafío constante en el ámbito de la ingeniería civil, particularmente en regiones vulnerables a fenómenos naturales como los terremotos [1]. En este contexto, la mampostería se mantiene como uno de los sistemas más utilizados en el sector de la construcción debido a su economía y facilidad constructiva. No obstante, pese a presentar una alta resistencia a compresión, su limitada resistencia a corte compromete la estabilidad estructural bajo cargas sísmicas o de viento, lo que ha sido documentado en diversos estudios [2, 3].

Para enfrentar estas limitaciones, la investigación en ingeniería estructural ha explorado diferentes técnicas de refuerzo externo de mampostería. Estas intervenciones buscan incrementar la capacidad de carga, la ductilidad y la resistencia a corte de los muros mediante la incorporación de materiales adicionales como polímeros, fibras o mallas electrosoldadas de acero [4, 5]. Dentro de este campo, el uso de sistemas compuestos de mortero reforzado con textiles (TRM, por sus siglas en inglés) ha emergido como una alternativa eficiente y más sostenible frente a técnicas tradicionales como los polímeros reforzados con fibra (FRP) [6]. El TRM combina mortero cementicio con refuerzos textiles o mallas, y ha mostrado un buen desempeño en la mejora de la resistencia a corte y en la rehabilitación de estructuras de mampostería [7].

En la búsqueda de materiales amigables con el ambiente, el uso de fibras vegetales como refuerzo en elementos estructurales ha cobrado especial interés en la comunidad científica. Estas fibras, por ser biodegradables, renovables y de bajo costo, ofrecen ventajas frente a materiales sintéticos, aportando tanto a la sostenibilidad como a la reducción de la huella de carbono en la construcción [8]. Investigaciones recientes han mostrado que la incorporación de mallas vegetales en muros de tierra y mampostería [9, 10] incrementa de manera significativa la disipación de energía y la resistencia estructural, alcanzando mejoras de hasta un 204 % en muros de tapia y un 127 % en muros de mampostería [5].

Entre las fibras vegetales, la fibra de yute ha sido objeto de estudio por sus propiedades mecánicas favorables y su disponibilidad en mercados locales. Se trata de un material ligero, con buena resistencia específica y capacidad de adherencia al mortero, lo que lo convierte en un candidato adecuado para el refuerzo de mampostería [11, 12]. Investigaciones experimentales previas han evidenciado que su uso en TRM mejora el desempeño a corte de la mampostería y que puede ser comparable, e incluso superior, a refuerzos convencionales como las mallas metálicas [13]. Además, estudios como el de Radhika et al. [14], han desarrollado materiales biodegradables a base de fibras vegetales y resinas, alcanzando módulos de elasticidad y resistencia a la tracción adecuados para aplicaciones estructurales. Estos antecedentes refuerzan el potencial de las fibras naturales en el refuerzo de sistemas constructivos.

Numerosos estudios han explorado el uso de morteros reforzados con fibras de yute en mampostería. Por ejemplo, Farias et al. [15] investigaron morteros reforzados con fibras cortas de yute (2 % y 3 %) aplicados sobre mampostería de ladrillo hueco, observando mejoras en el comportamiento a corte mediante ensayos de compresión diagonal. En un contexto similar, Nascimento et al. [16] analizaron morteros con fibras de yute de 20 mm y 40 mm (en porcentajes del 2 % al 4 %), aplicados en revestimientos externos de prismas de ladrillo; sus resultados señalaron un aumento de hasta 6 a 9 veces en rigidez a compresión y hasta 42 veces en tenacidad a flexión, aunque con reducción en resistencia a compresión y módulo de elasticidad.

En un ámbito más integrado y sostenible, Majumder et al. [17] evaluaron sistemas NFTRM (Textile-Reinforced Mortar con fibras naturales como yute), y hallaron un aumento de más del 500 % en capacidad portante y una reducción del 36 % en transmitancia térmica, destacando su potencial para reforzar estructuralmente y mejorar el aislamiento térmico simultáneamente. Pepe et al. [18] caracterizaron sistemas TRM con bases de cal y tejidos de yute o lino, destacando su capacidad como sistemas sostenibles y reversibles de refuerzo para mampostería histórica. En un marco más amplio, un trabajo de revisión de Raouf et al. [19] se comparó TRM con fibras naturales frente a sistemas FRP, destacando que los TRM ofrecen mayor compatibilidad material, resistencia al fuego y menor impacto ambiental. Finalmente, el proyecto NaTeRM (Europa) [20] desarrolló y validó tres sistemas TRM con fibras naturales (lino, cáñamo, híbridos), aumentando la resistencia al corte hasta un 210 % y triplicando la ductilidad en pruebas piloto sobre mampostería.

En este marco, surge la necesidad de profundizar en el estudio del uso de fibras de yute como refuerzo externo de mampostería a corte, considerando tanto sus beneficios estructurales como ambientales. De manera particular, resulta pertinente evaluar cómo diferentes configuraciones de refuerzo con yute influyen en el comportamiento mecánico de los muros, comparándolos con sistemas sin reforzamiento.

Con base en lo anterior, el presente estudio se planteó como objetivo general evaluar la resistencia a corte de la mampostería reforzada externamente con fibras de yute, a fin de determinar su efectividad como técnica de mejora estructural en edificaciones existentes. De forma específica, se propuso identificar la influencia del refuerzo de yute en la respuesta a compresión uniaxial de prismas, cuantificar el efecto del refuerzo de yute en la resistencia a corte diagonal de muretes, además de caracterizar y comparar los modos de daño y las deformaciones superficiales inducidas por el refuerzo.

La importancia de esta investigación radica en su potencial de aportar soluciones prácticas, económicas y sostenibles para la rehabilitación de edificaciones en zonas sísmicas. Asimismo, pretende sentar las bases para la aplicación de fibras de yute en futuros proyectos de refuerzo estructural, contribuyendo al diseño y construcción de infraestructuras más seguras, resilientes y alineadas con los principios de sostenibilidad en la ingeniería civil.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

La metodología adoptada fue de carácter experimental y cuantitativo, dado que el estudio se centró en la observación directa y controlada del comportamiento de elementos de mampostería bajo cargas específicas. El enfoque experimental se eligió porque permitió reproducir condiciones controladas en laboratorio, aplicando cargas de compresión uniaxial y diagonal sobre prismas y muretes, con el fin de medir de manera precisa la respuesta estructural frente al refuerzo con fibras de yute. Esto incluyó la construcción de especímenes representativos de la mampostería existente, la aplicación de recubrimientos con distintas densidades de fibra, y la utilización de instrumentos de medición como celdas de carga y transductores de desplazamiento (LVDT), asegurando la repetibilidad y confiabilidad de los resultados.

Por otra parte, el enfoque cuantitativo se adoptó porque el estudio buscó obtener datos numéricos objetivos, tales como esfuerzos máximos, deformaciones, módulos de elasticidad y ductilidad, que pudieran analizarse estadísticamente para comparar los efectos del refuerzo entre distintos especímenes y condiciones. Este enfoque permitió establecer relaciones claras entre variables, evaluar diferencias significativas y generar conclusiones fundamentadas en evidencia medible, lo que aporta rigor científico al estudio.

En conjunto, la metodología experimental y cuantitativa proporcionó un control riguroso de las variables, permitió analizar el efecto de la densidad y aplicación del refuerzo, y ofreció resultados precisos que son representativos de la efectividad del refuerzo con fibra de yute como técnica de mejora estructural en mampostería existente.

Los ensayos se realizaron en los laboratorios de la Universidad Técnica de Manabí, Manabí, Ecuador, en el área destinada a pruebas estructurales, donde se dispuso de un marco de reacción adecuado para la aplicación de cargas mediante sistemas hidráulicos.

Los especímenes se construyeron con materiales de uso común en provincia de Manabí, región costa de Ecuador, y con el refuerzo de fibra de yute. El ladrillo artesanal se definió como una unidad de mampostería elaborada de manera tradicional, con cocción en hornos locales y características propias de la producción de Montecristi. Estos ladrillos se emplearon como unidades básicas en la construcción de los prismas y muretes, con una dimensión de 0,27 x 0,11 x 0,06 m tal como se observa en la figura 1. En un estudio experimental previo, se determinó que las unidades de mampostería producidas por esta ladrillera presentan un esfuerzo a compresión de 5,06 MPa [21], valor que, si bien es inferior al establecido en las normas técnicas para unidades de mampostería cerámicas estructurales, resulta representativo de la resistencia característica de los ladrillos artesanales fabricados a mano comúnmente utilizados en la provincia de Manabí, los cuales no están sujetos a procesos de normalización industrial, pero confirman su uso extendido en la práctica constructiva local.

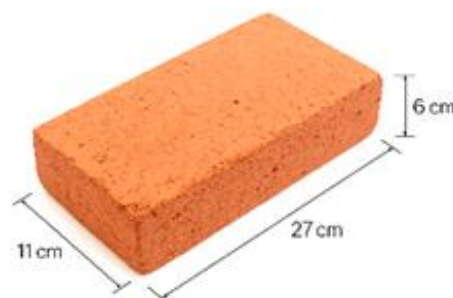


Fig. 1- Dimensiones de ladrillo macizo

El mortero se definió como una mezcla de cemento, arena y agua, utilizada para la unión de elementos de mampostería. En este estudio se emplearon dos tipos: el mortero para pega de ladrillos, que presentó una resistencia promedio de 14,8 MPa, valor representativo de los morteros típicos utilizados en la construcción ecuatoriana para mampostería convencional y un mortero de recubrimiento exterior, utilizado en el reforzamiento de TRM de fibras de yute, con una resistencia promedio de 20,2 MPa. Esta mayor resistencia se justifica debido a que el mortero de recubrimiento corresponde a un mortero de reparación y refuerzo, diseñado para mejorar el desempeño mecánico de la mampostería, garantizar una adecuada transferencia de esfuerzos hacia el refuerzo y proporcionar mayor rigidez y adherencia al sistema. La resistencia a compresión del mortero de pega se determinó mediante ensayos de laboratorio. Para ello se fabricaron nueve cubos de mortero, los cuales fueron ensayados a edades de 7, 14 y 28 días (tres cubos para cada edad). En el caso del mortero de refuerzo, se elaboraron seis cubos, que fueron ensayados en los mismos intervalos de tiempo (dos cubos para cada edad). Ambos morteros se prepararon y aplicaron siguiendo procedimientos constructivos convencionales, garantizando la homogeneidad de las probetas. La figura 2 muestra algunas probetas durante el ensayo.



Fig. 2- Rotura de cubos de mortero

En la Figura 3 se muestra la fibra de yute utilizada, la cual corresponde a un material textil natural de origen vegetal, renovable y biodegradable, ampliamente utilizado en aplicaciones industriales y de construcción por su resistencia mecánica y ligereza. Se empleó en forma de malla importada desde España, con dos variantes de densidad: 82 g/m² y 105 g/m². Las fibras se aplicaron externamente sobre la superficie de los muretes y prismas, fijadas mediante mortero de recubrimiento. El objetivo de su uso fue evaluar el efecto de la densidad del refuerzo sobre la respuesta estructural de la mampostería frente a cargas de compresión y corte.

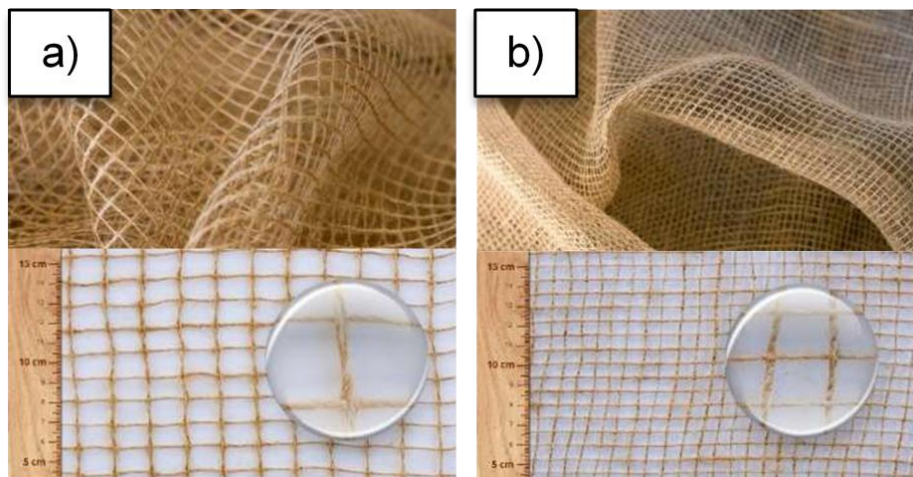


Fig. 3- a) Fibra de yute 82 g/m²; b) Fibra de yute de 105 g/m².

Se fabricaron dos tipos de especímenes: prismas y muretes, elaborados con los materiales descritos y preparados para las diferentes configuraciones de ensayo. En la tabla 1 se muestra la nomenclatura de los especímenes.

Tabla 1- Nomenclatura de prismas y muretes

PRISMAS				MURETES			
Código de prisma	Refuerzo mortero	Fibra de yute 82g/m2	Fibra de yute 105g/m2	Código de murete	Refuerzo mortero	Fibra de yute 82 g/m2	Fibra de yute 105 g/m2
P001-SE-SF	X	X	X	M001-SE-SF	X	X	X
P002-SE-SF	X	X	X	M003-SE-SF	X	X	X
P003-CE-CF(F)	✓	✓		M004-SE-SF	X	X	X
P004-CE-CF(F)	✓	✓		M001-CE-CF(F)	✓	✓	
Código de prisma	Refuerzo mortero	Fibra de yute 82g/m2	Fibra de yute 105g/m2	Código de murete	Refuerzo mortero	Fibra de yute 82 g/m2	Fibra de yute 105 g/m2
P005-CE-CF(G)	✓		✓	M002-CE-CF(F)	✓	✓	
P006-CE-CF(G)	✓		✓	M003-CE-CF(F)	✓	✓	
				M004-CE-CF(F)	✓	✓	
				M005-CE-CF(G)	✓		✓
				M006-CE-CF(G)	✓		✓
Simbología: X	No se usa		✓ Se usa	M007-CE-CF(G)	✓		✓
				M008-CE-CF(G)	✓		✓

2.1. MÉTODOS EMPLEADOS EN ENSAYO DE COMPRESIÓN DE PRISMAS DE MAMPOSTERÍA

Los prismas fueron concebidos como modelos reducidos de mampostería conformados por 5 hiladas de ladrillos, con el propósito de analizar su desempeño bajo cargas verticales. Estos especímenes, con dimensiones de 37 cm de altura, 27 cm de base y 11 cm de espesor, se emplearon para determinar la resistencia a compresión uniaxial, trazar curvas esfuerzo-deformación y calcular el módulo de elasticidad. Se elaboraron seis unidades: dos sin recubrimiento ni refuerzo, dos con recubrimiento y yute de 82 g/m², y dos con recubrimiento y yute de 105 g/m².

Una vez construidos los prismas, estos pasan por un proceso de curado en el que se hidratan durante un día. Posteriormente, se cubren con una capa de plástico de polietileno durante 14 días para preservar su humedad. Luego de este período, se dejan al aire libre hasta completar los 28 días de curado. Al finalizar este tiempo, se procede a aplicar el refuerzo con fibra natural de yute, previamente tratada con resina poliéster. Antes de aplicar la fibra, se coloca una capa delgada de mortero para asegurar que la malla de fibra tratada quede firmemente adherida al prisma. Finalmente, se cubre con una capa de mortero de refuerzo, logrando un espesor de 15 mm por cara.

Una vez finalizado el proceso de curado, los prismas están listos para ser sometidos a ensayo. En el procedimiento de ensayo se siguieron las especificaciones de la norma ASTM C1314-22, que establece los lineamientos para determinar la resistencia a compresión de prismas de mampostería.

La figura 4 muestra el prisma colocado en el marco de reacción de 2,05 m de altura y 1,90 m de ancho, donde se sometieron a cargas verticales crecientes aplicadas mediante un actuador hidráulico de hasta 500 kN de capacidad de carga, acoplado a una celda de carga, de 300 kN de lectura de carga, donde un adquisidor de datos (GEODATALOG8) hace el registro en tiempo real de la carga aplicada y deformaciones lineales del prisma. Las deformaciones fueron registradas con transductores de desplazamiento lineal (LVDT) instalados en las caras de los prismas, con lecturas de hasta 50mm de desplazamiento, debido a la escala del espécimen. La aplicación de la carga fue mediante el uso de una bomba manual a una velocidad constante de 12 kN/min, aproximadamente, hasta la falla de los prismas.



Fig. 4- Prisma listo para ensayar en marco de reacción.

En la figura 5, se presentan los prismas de mampostería ya ensayados. Las figuras 5a y 5b muestran los prismas sin refuerzo. Las figuras 5c y 5d corresponden a los prismas reforzados con fibra de yute de 82 g/m², mientras que las figuras 5e y 5f ilustran los prismas reforzados con fibra de yute de 105 g/m². Estas imágenes permiten visualizar la falla que presentan los prismas con las distintas configuraciones, tanto sin refuerzo como con los refuerzos de diferentes densidades de fibra de yute.

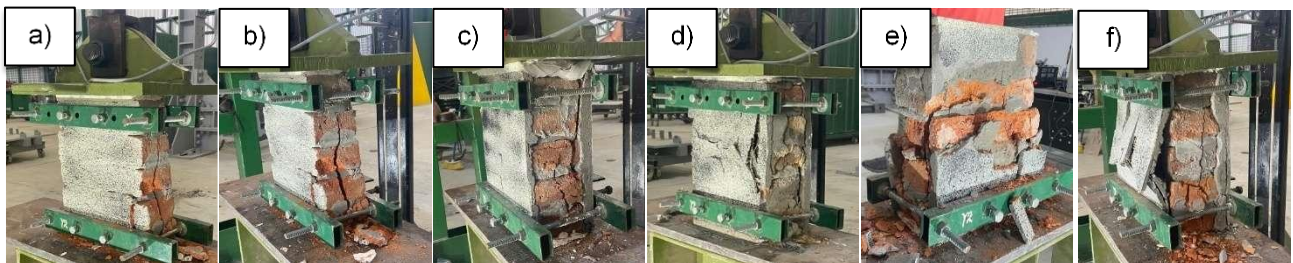


Fig. 5- Prismas ensayados. a) P001-SE-SF, b) P002-SE-SF, c) P003-CE-CF (F), d) P004-CE-CF (F), e) P005-CE-CF (G), f) P006-CE-CF (G)

En el caso de los prismas, la resistencia a compresión de la mampostería se obtuvo aplicando la ecuación (1), que relaciona la carga máxima alcanzada en el ensayo P en Newton (N) con el área transversal neta A en milímetros cuadrados (mm²), incorporando además un coeficiente de corrección por esbeltez h_p/t_p , este factor relaciona la altura y el espesor del prisma, con el fin de considerar los efectos geométricos asociados a la altura del espécimen y evitar la sobreestimación o subestimación de la resistencia real de la mampostería. Este procedimiento permitió establecer la resistencia característica a compresión uniaxial, así como derivar curvas esfuerzo–deformación que sirven de base para el cálculo del módulo de elasticidad. Con ello se garantizó un análisis integral de las propiedades mecánicas de la mampostería, diferenciando entre el desempeño de elementos sin refuerzo y aquellos con refuerzo externo de fibras de yute.

$$f'c = \frac{P}{A} * \frac{h_p}{t_p} \quad (1)$$

2.2. MÉTODOS EMPLEADOS EN ENSAYO DE COMPRESIÓN DIAGONAL EN MURETES DE MAMPOSTERÍA

Por su parte, los muretes representaron a pequeña escala un paño de mampostería, lo que permitió estudiar de manera directa el comportamiento ante esfuerzos de corte diagonal y evaluar la influencia del refuerzo con yute. Las dimensiones de los muretes fueron 65 cm × 65 cm × 11 cm, y el objetivo principal de los ensayos fue determinar la resistencia al corte y caracterizar la respuesta mecánica frente al refuerzo externo. En total se fabricaron once muretes el número de especímenes fabricados fue superior al empleado en los prismas, debido a que el comportamiento a cortante diagonal de la mampostería constituye el eje principal del presente estudio. Adicionalmente, el ensayo de compresión diagonal presenta una mayor variabilidad experimental en comparación con los ensayos de compresión uniaxial, por lo que se consideró necesario incrementar el número de muretes ensayados, con el fin de garantizar la confiabilidad de los resultados, reducir la influencia de posibles errores asociados a la ejecución del ensayo y obtener valores representativos a partir de un mayor tamaño muestral, los especímenes fabricados se dividen en 3 tipos: tres sin recubrimiento ni refuerzo, cuatro con recubrimiento y yute de 82 g/m², y cuatro con recubrimiento y yute de 105 g/m². Los muretes cuentan con 9 hiladas de ladrillo tradicional, el espesor de la junta entre unidades de mampostería es de 15 mm, así mismo, el mortero de refuerzo también posee un espesor de 15 mm.

En la figura 6 se ilustra el proceso de elaboración y curado de los muretes, los cuales se sometieron a un proceso de curado durante 28 días utilizando la misma metodología que en los prismas. Una vez transcurrido el proceso de curado se aplica la fibra natural de yute en forma de malla, tal como se hizo con los prismas, primero se aplica una capa fina de mortero, se adhiere la fibra de yute y finalmente se aplica otra capa de mortero hasta alcanzar un espesor de 15 mm. Un día antes del ensayo se realizó el proceso de refrentado en los vértices de apoyo, con la finalidad de que la aplicación de la carga en los muretes sea de manera uniforme y no esté en contacto directamente con el refuerzo de la probeta. Además, como técnica de apoyo, se implementó fotogrametría para el análisis visual de deformaciones. Los especímenes fueron pintados de color blanco y sobre ellos se aplicaron patrones de puntos negros aleatorios, tal como se observa en la figura 6c. Los muretes se ensayaron bajo la norma ASTM E519.



Fig. 6- Proceso constructivo de muretes. a) Construcción, b) Curado, c) Pintado para fotogrametría.

En la figura 7a, se observa la ubicación del murete en el marco de reacción, antes de aplicar la carga, se ubica el murete de forma diagonal sobre el cabezal inferior de manera que quede alineado con el superior del marco de reacción, una vez asegurado el espécimen se ubican los LVDT en ambas direcciones tal como se muestra en la figura 7b. Posterior a esto, se preparó la cámara que captaría las imágenes para la fotogrametría a una distancia de 1 m alejada del murete, dicho dispositivo fotográfico que sería capaz de tomar fotografías cada 2 segundos.



Fig. 7- Muretes. a) Colocación en marco de reacción, b) Instalación de LVDT.

Se aplicaron cargas diagonales mediante un sistema hidráulico manual, al igual que los prismas, se iba aplicando carga a una velocidad constante de aproximadamente 12 kN/min, una vez alcanzado la resistencia máxima del murete, se sigue aplicando carga hasta obtener un decrecimiento del 80% de la carga máxima, esto para simular la disipación de energía del murete. Durante el ensayo se registró la deformación y el desplazamiento en los planos principales para calcular parámetros como: esfuerzo cortante, módulo de corte, módulo de rigidez y deformaciones unitarias. Con esta información se construyeron curvas esfuerzo-deformación cortante para cada muestra. Además, se tomaron secuencias fotográficas que luego fueron procesadas digitalmente para generar mapas de deformación superficial. Esta técnica permitió complementar y validar los datos obtenidos mediante LVDT y sensores de carga. En la figura 8 se aprecian los muretes ensayados sin recubrimiento, ni refuerzo de fibra de yute, así mismo en la figura 9 se observan los especímenes ensayados que tienen refuerzo con fibra de yute.

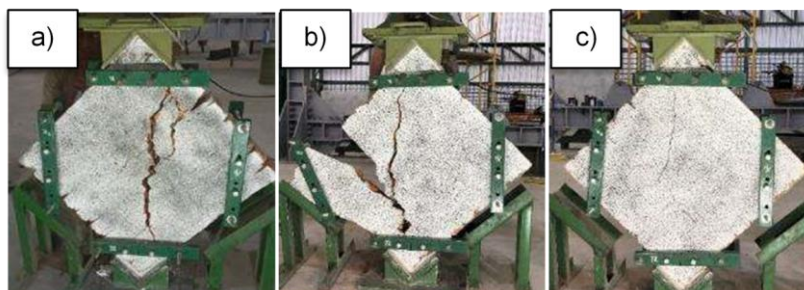


Fig. 8- Muretes. a) M001-SE-SF, b) M003-SE-SF, c) M004-SE-SF

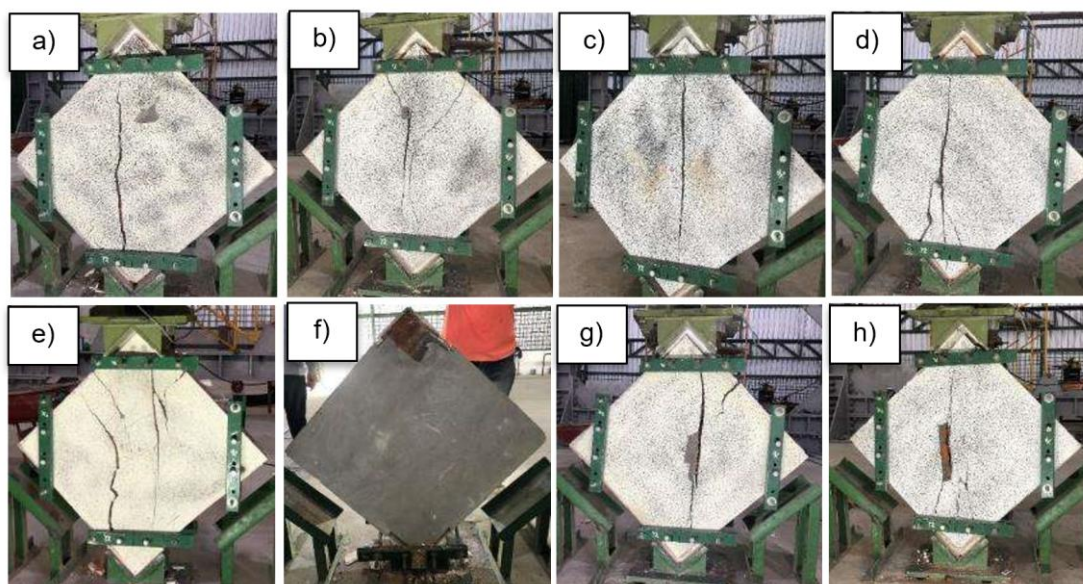


Fig. 9- Muretes; a) M001-CE-CF (F), b) M002-CE-CF (F), c) M003-CE-CF (F), d) M004-CE-CF (F), e) M005-CE-CF (G), f) M006-CE-CF (G), g) M007-CE-CF (G), h) M008-CE-CF (G)

En el procesamiento de resultados se determinaron varios parámetros fundamentales. En primer lugar, se calculó el área neta (A_n) de cada elemento, empleando la ecuación (2), que considera las dimensiones geométricas (base, altura y espesor) y el porcentaje de área sólida. Con este valor se procedió a calcular el esfuerzo de corte (S_s) a partir de la ecuación (3), relacionando la carga aplicada durante el ensayo con el área neta.

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

$$S_s = \left(\frac{0,707 * P}{A_n} \right) \quad (3)$$

Posteriormente, se determinó el módulo de corte (G) en MPa mediante la ecuación (4), el cual resulta de dividir el esfuerzo de corte entre la deformación unitaria a corte (γ). Esta deformación se calculó con la ecuación (5), a partir de la relación entre la suma de los desplazamientos registrados en direcciones paralela y perpendicular a la carga ($\Delta\chi + \Delta\gamma$), para la longitud de base vertical (g). De esta manera, se pudo caracterizar el comportamiento mecánico de los muretes frente a cargas diagonales, analizando tanto su resistencia como su rigidez y respuesta a deformaciones.

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

$$\gamma = \frac{\Delta\chi + \Delta\gamma}{g} \quad (5)$$

Todos los resultados obtenidos se registraron en hojas de cálculo y fueron procesados en archivos de Excel para su análisis numérico. El procedimiento desarrollado permitió establecer comparaciones entre la mampostería sin refuerzo y aquella reforzada con fibras de yute de diferentes densidades, evaluando su resistencia tanto a compresión axial como a corte diagonal. Esta metodología proporcionó información experimental relevante sobre la aplicabilidad del yute como material sostenible en reforzamiento estructural de edificaciones en zonas sísmicas.

3. RESULTADOS

3.1. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE PRISMAS DE MAMPOSTERÍA

La tabla 2 presenta un resumen de los ensayos de compresión realizados sobre prismas de mampostería en tres condiciones: sin recubrimiento ni refuerzo, con refuerzo y fibra de yute de 82 g/m², y con refuerzo y fibra de yute de 105 g/m². En ella se reportan valores de carga máxima aplicada, deformaciones (máxima y rotacional), esfuerzos alcanzados, tipo de falla, deformación unitaria y módulo de elasticidad, lo que permite comparar el comportamiento mecánico de los diferentes grupos de especímenes.

Los resultados muestran que los prismas sin refuerzo alcanzaron una resistencia promedio de 3,64 MPa, con un módulo de elasticidad de 313,36 MPa, presentando fallas frágiles por compresión. Al incorporar la fibra de yute de 82 g/m², la resistencia aumentó a 3,99 MPa, con una mayor deformación unitaria (0,0225 mm/mm), lo que indica un incremento en ductilidad, aunque acompañado de una disminución en la rigidez (241,29 MPa). Por su parte, los prismas con yute de 105 g/m² alcanzaron el mejor desempeño en resistencia (4,47 MPa) y rigidez (395,0 MPa), aunque con una ductilidad intermedia frente al refuerzo de menor densidad.

Tabla 2- Resumen de ensayo de prismas

Material	Especímen	P	Def max	Def rot	Esfuerzo	Def unitaria máx	Def unitaria rot	Mod Elasticidad
		kN	mm	mm	MPa	mm/mm	mm/mm	MPa
Ladrillo sin recubrimiento ni refuerzo	P001-SE-SF	105,63	3,618	7,459	3,91	0,0103	0,0201	409,85
	P002-SE-SF	90,96	11,063	13,279	3,37	0,0300	0,0358	216,86
	Promedio	98,295	7,3405	10,369	3,64	0,0202	0,0280	313,36
Ladrillo con recubrimiento y yute de 82 g/m ²	P003-CE-CF (F)	113,2	9,908	12,73	4,19	0,0268	0,0344	153,53
	P004-CE-CF (F)	102,76	6,71	6,861	3,80	0,0181	0,0185	329,04
	Promedio	107,98	8,309	9,7955	3,99	0,0225	0,0264	241,29
Ladrillo con recubrimiento y yute de 105 g/m ²	P005-CE-CF (G)	114,83	4,981	8,728	4,25	0,0134	0,0235	551,12
	P006-CE-CF (G)	126,75	9,521	14,77	4,69	0,0260	0,0399	238,88
	Promedio	120,79	7,251	11,749	4,47	0,0197	0,0317	395,00

Estas variaciones implican que la densidad de la fibra influye directamente en la respuesta estructural: la fibra de 82 g/m² resulta más efectiva para incrementar la ductilidad y la capacidad de disipar energía, lo que es favorable frente a cargas dinámicas como las sísmicas; mientras que la de 105 g/m² aporta mayor resistencia y rigidez, siendo más adecuada para mejorar la capacidad portante de la mampostería. En conjunto, los resultados confirman que la incorporación de fibras de yute es una técnica de refuerzo sostenible que contribuye a retrasar la falla frágil y a mejorar la seguridad estructural.

La Figura 10 presenta las curvas esfuerzo–deformación de los prismas ensayados, evidenciando la influencia del refuerzo con fibras de yute en el comportamiento mecánico de la mampostería. Los especímenes sin refuerzo muestran una mayor dispersión en sus respuestas, atribuible a la variabilidad inherente del ladrillo artesanal, a diferencias locales en la adherencia mortero–ladrillo y a posibles excentricidades mínimas durante la aplicación de la carga, aun cuando presentan propiedades nominales similares. En contraste, los prismas reforzados con fibra de yute de 82 g/m² exhiben una respuesta más uniforme y mayor capacidad de disipación de energía, mientras que los reforzados con 105 g/m² alcanzan mayores niveles de resistencia y rigidez, aunque con una ductilidad global menor. En conjunto, estos resultados confirman que el refuerzo externo con fibras de yute incrementa la resistencia a compresión y regulariza la respuesta mecánica de los prismas, reduciendo la dispersión y retrasando la aparición de fallas frágiles.

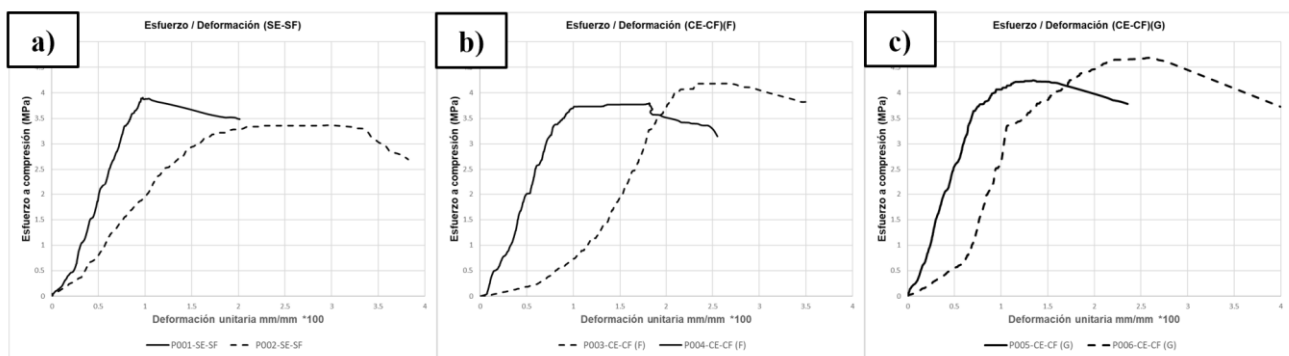


Fig. 10- Curva de esfuerzo / deformación de prismas. a) SE-SF; b) CE-CF (F); c) CE-CF (G)

3.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DIAGONAL DE MURETES DE MAMPOSTERÍA

La Tabla 3, presenta los resultados de las pruebas de corte aplicadas a tres grupos de especímenes: muretes sin refuerzo, muretes con refuerzo de fibras de yute de 82 g/m² y muretes con refuerzo de 105 g/m². La tabla incluye variables clave como la carga máxima soportada, los desplazamientos verticales y horizontales, el esfuerzo a corte, deformaciones unitarias, módulo de corte, rigidez y ductilidad tanto horizontal como vertical. Estos indicadores permiten comprender cómo el refuerzo con fibras naturales influye en el comportamiento estructural de los muretes frente a esfuerzos cortantes.

En cuanto a los resultados, los muretes sin refuerzo alcanzaron una carga promedio de 77,43 kN y un esfuerzo a corte de 0,77 MPa, con rigidez de 561,49 MPa, evidenciando un comportamiento relativamente frágil con ductilidad vertical de 1,37. Por su parte, los muretes reforzados con yute de 82 g/m² incrementaron notablemente la capacidad resistente, con un esfuerzo a corte promedio de 1,01 MPa y una rigidez de 2514,28 MPa, mostrando además un aumento sustancial en la ductilidad vertical (2,80), lo que indica una mejora significativa en la capacidad de deformarse sin colapsar súbitamente.

Finalmente, los muretes reforzados con fibras de 105 g/m² alcanzaron un esfuerzo a corte promedio de 1,021 MPa, con una rigidez todavía superior (3268,32 MPa), lo que confirma un refuerzo más rígido y resistente. Sin embargo, su ductilidad vertical (2,24) fue menor en comparación con los reforzados con 82 g/m², lo que evidencia que, aunque el refuerzo más denso incrementa la resistencia y la rigidez, también limita la capacidad de deformación. Estos resultados implican que la densidad de las fibras de yute permite ajustar el equilibrio entre resistencia y ductilidad, siendo el refuerzo de 82 g/m² más adecuado cuando se prioriza la disipación de energía y el de 105 g/m² cuando se busca mayor rigidez y capacidad portante.

Tabla 3- Resumen de ensayo de muretes

Material	Espécimen	P	Des V Máx	Des V Rot	Des H Máx	Des H Rot	Esfue rzo a corte	Def unitaria máx	Def unitaria rot	Rigidez (K)	Ductilid ad vertical
		kN	mm	mm	mm	mm	MPa	mm/mm m	mm/mm m	MPa	mm/mm m
Muretes sin recubrimi ento ni refuerzo	M001-SE- SF	91,2	0,93	0,69	0,22	3,43	0,90	0,0018	0,0065	465,54	1,02
	M003-SE- SF	66,45	0,21	0,71	0,19	1,40	0,66	0,0006	0,0033	841,95	1,98
	M004-SE- SF	74,64	0,81	2,55	0,21	2,80	0,74	0,0016	0,0084	376,99	1,10
	Promedio	77,43	0,65	1,32	0,21	2,54	0,77	0,0013	0,0061	561,49	1,37
Muretes con recubrimi ento y yute de 82 g/m ²	M001-CE- CF (F)	108,43	0,15	0,19	0,11	7,69	1,07	0,0004	0,0125	2077,20	1,26
	M002-CE- CF (F)	99,27	0,94	1,59	0,19	2,69	0,98	0,0017	0,0067	2537,14	1,70
	M003-CE- CF (F)	101,47	0,14	1,03	0,15	3,67	1,00	0,0004	0,0074	2697,01	7,16
	M004-CE- CF (F)	98,56	0,54	0,58	0,05	2,97	0,98	0,0009	0,0056	2745,78	1,07
	Promedio	101,93	0,44	0,85	0,13	4,25	1,01	0,0009	0,0081	2514,28	2,80
Muretes con recubrimi ento y yute de 105 g/m ²	M005-CE- CF (G)	111,88	1,68	1,83	0,25	3,79	1,11	0,0030	0,0089	3330,32	1,09
	M006-CE- CF (G)	100,83	0,32	0,94	0,11	0,11	0,99	0,0006	0,0016	3171,39	2,96
	M007-CE- CF (G)	100,94	0,07	0,24	0,21	8,87	0,99	0,0004	0,0144	2446,24	3,22
	M008-CE- CF (G)	99,49	0,32	0,55	0,22	2,88	0,98	0,0008	0,0054	4125,33	1,69
	Promedio	103,28	0,60	0,89	0,20	3,91	1,02	0,001	0,0076	3268,32	2,24

La Figura 11, que muestra las curvas esfuerzo–deformación de los muretes, evidencia cómo el refuerzo con fibras de yute modifica significativamente el comportamiento frente a cargas de corte. Los muretes sin refuerzo presentaron deformaciones unitarias máximas promedio bajas (0,001359 mm/mm) y deformaciones de rotura de 0,006125 mm/mm, obteniendo una ductilidad de 1,37 mm/mm, reflejando un mecanismo de falla dominado por fisuración localizada y pérdida de adherencia en las juntas de mortero, característico de un comportamiento frágil. En contraste, los muretes reforzados con yute de 82 g/m² mostraron deformaciones unitarias máximas ligeramente menores (0,000904 mm/mm) y deformaciones de rotura más elevadas (0,0081 mm/mm), lo que permitió absorber deformaciones localizadas sin colapso inmediato, aumentando la ductilidad vertical a 2,80 mm/mm. Los muretes con yute de 105 g/m² presentaron deformaciones unitarias promedio de 0,001263 mm/mm y deformaciones de rotura de 0,007622 mm/mm, mostrando una capacidad inferior a los muretes con yute de 82 g/m² para disipar energía a través de deformaciones localizadas; su ductilidad vertical promedio fue de 2,23 mm/mm, destacando especialmente el espécimen M007, que alcanzó 3,21 mm/mm en ductilidad.

Así mismo se puede apreciar en la figura 11a que los muretes sin refuerzo M001-SE-SF, M003-SE-SF, y M004-SE-SF logran alcanzar una resistencia a corte de 0,90, 0,66 y 0,74 MPa respectivamente, también se puede evidenciar una baja ductilidad en los especímenes, por consiguiente, luego de alcanzar su resistencia máxima a corte no es capaz de disipar energía con facilidad. En la figura 11b se visualizan las curvas de esfuerzo/deformación de los muretes con refuerzo de yute de 82 g/m², con curvas sin mucha dispersión entre ellas, dando como resultado un esfuerzo a corte aproximado de 1,01 MPa, aumentando en un 44% su resistencia ante los muretes sin refuerzo, además cuenta con una buena disipación de energía, que se evidencia con la deformación unitaria de los mismos, teniendo una ductilidad vertical de 2.80 mm/mm en el espécimen M003-CE-CF (F).

Por consiguiente, los muretes con la fibra de yute de mayor densidad (105 g/m²), presentan una mejora minúscula en relación a los especímenes reforzados con yute de menor densidad (82 g/m²), mostrando un esfuerzo a corte promedio de 1,02 MPa, y una menor capacidad para disipar energía (2,23 mm/mm). Sin embargo, la rigidez del murete aumenta considerablemente (3268 MPa) en comparación con la probeta reforzada con fibra de yute de 82 g/m², que presenta una rigidez de 2514 MPa.

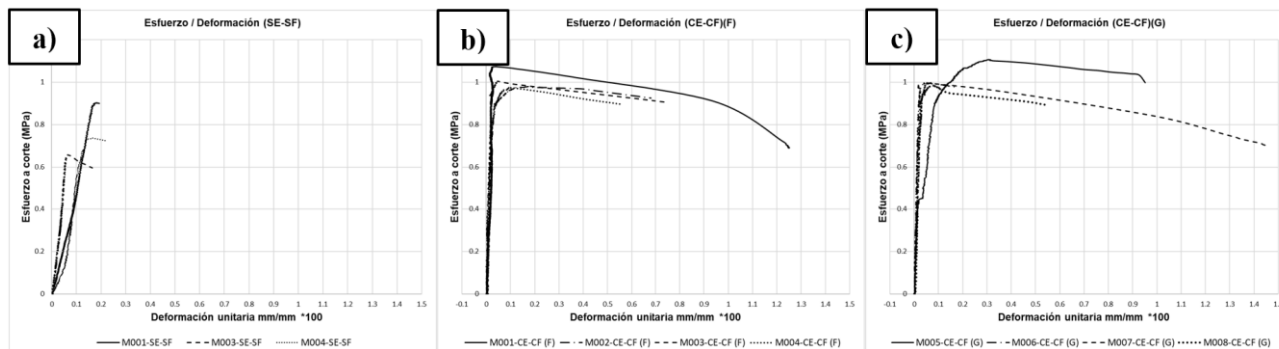


Fig. 11- Curva de esfuerzo / deformación de muretes. a) SE-SF; b) CE-CF (F); 3) CE-CF (G)

3.2.1. ANÁLISIS DE FALLA EN MURETES DE MAMPOSTERÍA MEDIANTE FOTOGRAMETRÍA

La fotogrametría es una metodología importante para determinar los mecanismos de falla de los muretes de mampostería ensayados, es por ello que mediante una técnica de correlación de imágenes digitales (DIC) en el programa Gom Correlate, se puede determinar el modo de falla de las probetas ensayadas y comparar desplazamientos y deformaciones.

En la figura 12a, el murete presenta una falla controlada por el desplazamiento y deslizamiento entre unidades, donde las juntas de mortero pierden cohesión y permiten el movimiento relativo que conduce a la separación del elemento. La rotura se concentra en la zona derecha, evidenciando un mecanismo frágil típico de muretes sin refuerzo. En la figura 12b, el murete falla por tracción diagonal, iniciando desde el cabezal de carga y propagándose a lo largo de la diagonal principal. La ausencia de refuerzo hace que la fisura avance sin contención, resultando en una rotura diagonal limpia y dominante en el comportamiento del ensayo. En la figura 12c, el murete desarrolla una falla combinada entre tracción diagonal y deslizamiento de juntas, con la grieta siguiendo la diagonal larga mientras algunas juntas ceden por pérdida de adherencia. El mecanismo final refleja la debilidad conjunta de las unidades y el mortero ante cargas diagonales sin ningún tipo de refuerzo.

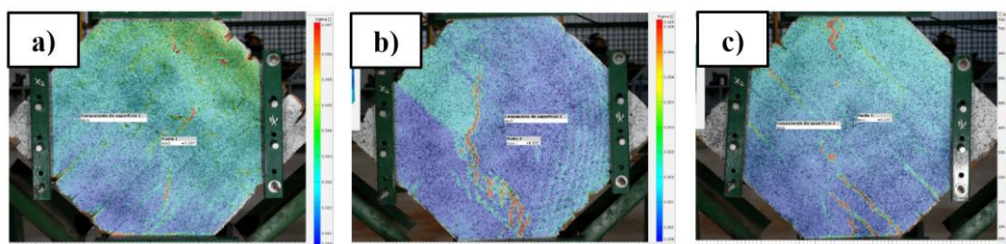


Fig. 12- Correlación de imágenes digitales en muretes sin refuerzo. a) M001-SE-SF, b) M003-SE-SF, c) M004-SE-SF

En la figura 13a, el murete muestra una falla por tracción diagonal, acompañada de un leve aplastamiento bajo el cabezal, donde la malla de yute incrementa la rigidez, pero finalmente cede. Antes de la rotura se registra una deformación cercana al 0.002%, y los desplazamientos se concentran justamente en la zona donde inicia la fisura, separando progresivamente el murete. En la figura 13b, el murete desarrolla una falla en el centro del elemento, donde se concentra la mayor parte de esfuerzos, generando una fisura diagonal asociada al agotamiento local de la malla. La deformación previa al colapso alcanza aproximadamente 0.007%, y los desplazamientos evidencian deslizamiento de unidades y del refuerzo desde la zona de carga hacia el centro del murete. En la figura 13c, el murete presenta una línea clara de falla diagonal donde la malla de yute comienza a fatigarse, permitiendo la propagación de la fisura hacia la zona de aplicación de carga. La deformación antes de la rotura es del orden de 0.002%, y los desplazamientos se concentran principalmente hacia la izquierda del elemento, siguiendo la forma de trabazón de las unidades. En la figura 13d, el murete falla por tracción diagonal combinada con un agotamiento evidente de la malla de refuerzo, especialmente en la diagonal donde actúa la carga.

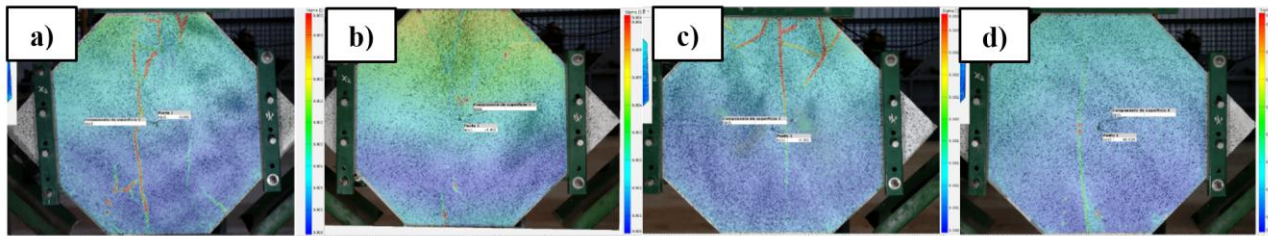
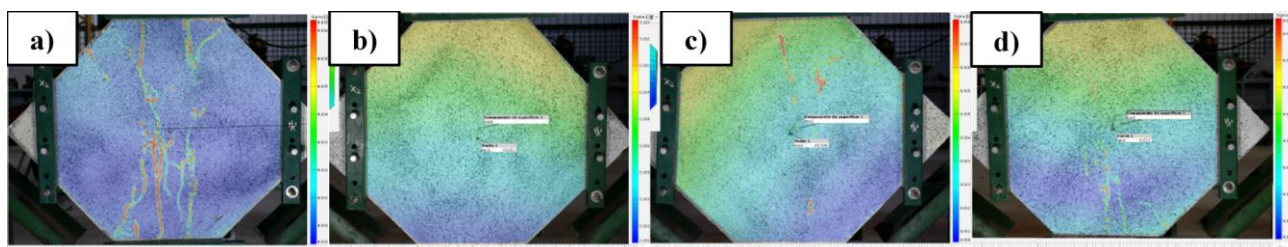


Fig. 13- Correlación de imágenes digitales en muretes con refuerzo de yute 82g/m². a) M001-CE-CF (F), b) M002-CE-CF (F), c) M003-CE-CF (F), d) M004-CE-CF (F)

En la figura 14a, el murete alcanza deformaciones de hasta 0.02%, donde el refuerzo comienza a fatigarse y aparecen grietas asociadas a tensión diagonal en el entramado. La rotura final se produce con una deformación cercana a 0.004%, acompañada de mayores desplazamientos bajo el cabezal, coherentes con la zona donde se inicia la fisura. En la figura 14b, el murete concentra esfuerzos cerca del cabezal de carga, donde se registra una deformación aproximada de 0.021%. La falla corresponde a agotamiento de la malla de yute, que se abre bruscamente, generando desplazamientos marcados hacia la derecha, justo en la zona donde el refuerzo pierde continuidad. En la figura 14c, el murete desarrolla una falla combinada por tracción diagonal y fatiga del refuerzo, con una deformación previa al colapso cercana al 0.008% en la zona central. La rotura progresa desde el punto de aplicación de carga hacia la diagonal principal, desprendiendo la malla y generando desplazamientos significativos hacia la derecha. En la figura 14d, el murete presenta múltiples fisuras a lo largo de la diagonal de carga, configurando una falla por tracción diagonal junto con el agotamiento de la malla.



Los resultados evidencian que el refuerzo con fibra de yute mejora significativamente el desempeño de la mampostería frente a cargas laterales. En particular, la fibra de 82 g/m² favorece una mayor ductilidad y capacidad de disipación de energía, generando fisuración más difusa y retardada; mientras que la de 105 g/m² aumenta la rigidez y resistencia, controlando de manera uniforme la fisuración, aunque con una ductilidad ligeramente menor. En todos los casos, la incorporación del yute retrasó la aparición de fallas frágiles, promovió una distribución más homogénea de los esfuerzos y elevó la seguridad estructural, lo que confirma su efectividad como alternativa de refuerzo sostenible.

4. DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos en este estudio muestran que el refuerzo externo con fibra de yute tiene un impacto directo en la manera en que la mampostería responde ante esfuerzos de compresión y, sobre todo, de corte diagonal. Más allá de los valores numéricos, lo primero que llamó la atención durante los ensayos fue el cambio en la forma de fallar, los muretes sin refuerzo presentaron fisuras diagonales que se propagaron rápidamente, mientras que en los elementos reforzados las fisuras aparecieron de manera más gradual y se distribuyeron mejor en la superficie. Este tipo de comportamiento ha sido señalado también por Farias et al. [15], quienes observaron que los morteros con fibras de yute mejoran el control de grietas y reducen la fragilidad del colapso en muros de ladrillo.

En términos cuantitativos, los incrementos en resistencia a corte fueron consistentes y significativos (+42–45 %), confirmando que el yute actúa como un elemento de puenteo que contiene la apertura de la fisura diagonal. Aunque el refuerzo de mayor gramaje (105 g/m²) produjo muretes más rígidos, la diferencia en resistencia última respecto al refuerzo de 82 g/m² fue mínima. Esto sugiere que, una vez que la mampostería base alcanza su límite, añadir más densidad de fibra no incrementa de manera proporcional la resistencia, sino que modifica principalmente la rigidez del sistema. Observaciones similares fueron reportadas por Majumder et al. [17], quienes indican que la capacidad última de los sistemas TRM con fibras naturales depende tanto del textil como de la adherencia y de las propiedades intrínsecas de la mampostería.

En los prismas, los comportamientos también mostraron matices interesantes. El refuerzo de 82 g/m² aumentó la deformación admisible antes de la falla, lo que indica un aporte claro a la ductilidad. En cambio, el refuerzo de 105 g/m² elevó la resistencia y la rigidez, lo que es coherente con lo planteado por Nascimento et al. [16], quienes concluyen que los refuerzos con fibras naturales pueden mejorar tanto la resistencia como la estabilidad post-pico, aunque la magnitud de la mejora depende de la interacción entre el mortero y la malla.

Finalmente, las imágenes de fotogrametría respaldaron estos hallazgos al mostrar cómo la presencia del yute redistribuye las tensiones y retarda la aparición de la fisura principal. En conjunto, los resultados permiten afirmar que el yute no solo incrementa la resistencia, sino que transforma el proceso de daño en uno más controlado y menos frágil. Esto es especialmente valioso en zonas sísmicas, donde la capacidad de disipar energía y evitar colapsos súbitos es tan importante como la resistencia última.

En síntesis, esta investigación valida la hipótesis inicial, al comprobar que el refuerzo externo con fibra de yute mejoró de manera significativa la resistencia a corte de la mampostería frente a cargas laterales. Además, se confirmó que las diferentes configuraciones de aplicación, en función de la densidad y orientación de las fibras, influyeron de forma sustancial en su capacidad de resistir esfuerzos cortantes, aportando evidencia empírica que respalda el uso de fibras naturales como una alternativa técnica y sostenible en la rehabilitación y refuerzo estructural. En el contexto de rehabilitación de albañilerías existentes, el yute se perfila como alternativa sostenible y viable, condicionada a un cuidadoso diseño de la solución constructiva y a la validación en condiciones cíclicas y ambientales antes de su adopción normativa.

5. CONCLUSIONES

La evaluación de la mampostería reforzada externamente con fibras de yute confirmó que esta técnica es una alternativa efectiva, sostenible y técnicamente viable para aplicaciones de rehabilitación estructural en edificaciones existentes con ladrillo artesanal y mortero tradicional. Los especímenes reforzados presentaron incrementos claros en resistencia, rigidez y ductilidad frente a los elementos sin refuerzo, lo que se traduce en una mayor capacidad para soportar cargas laterales y en menor vulnerabilidad estructural.

En los ensayos de compresión uniaxial de prismas, el refuerzo con fibras de yute incrementó su resistencia a compresión entre aproximadamente un 10 % (82 g/m²) y un 23 % (105 g/m²) respecto a los especímenes sin refuerzo, además de retrasar la aparición de fallas frágiles. El refuerzo de mayor gramaje mostró el mejor desempeño en resistencia y rigidez, mientras que el de menor densidad favoreció una mayor capacidad de deformación, confirmando que la densidad y correcta aplicación del refuerzo condicionan la eficacia del confinamiento y la estabilidad post-pico de la mampostería.

En los muretes sometidos a compresión diagonal, el refuerzo con yute produjo incrementos entre 31–33 % en la resistencia a corte, junto con aumentos significativos de rigidez lateral. La ductilidad vertical pasó de 1,37 mm/mm en los especímenes sin refuerzo a valores promedio de 2,80 mm/mm con yute de 82 g/m² y 2,24 mm/mm con yute de 105 g/m², evidenciando una mayor capacidad de deformación y disipación de energía y la posibilidad de ajustar el balance entre resistencia y ductilidad mediante la selección del gramaje de la fibra.

El análisis de los modos de daño y de las deformaciones superficiales mostró que el refuerzo con yute modifica el patrón de falla, pasando de mecanismos frágiles con fisuración abrupta a un comportamiento más gradual y controlado, con fisuras distribuidas y confinadas por el recubrimiento. En conjunto, estos resultados confirman que el yute mejora la resistencia, la rigidez y el desempeño global de la mampostería frente a acciones dinámicas o sísmicas, consolidándolo como opción viable dentro de estrategias de fortalecimiento estructural sostenible.

1. F. Cunalata y P. Caiza, «Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador,» Revista Politécnica, vol. 50, nº 1, pp. 55-64, 2022. <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>
2. A. Almssad, A. Almusaed y R. Homod, «La mampostería en el contexto de la edificación sostenible: una revisión del papel del ladrillo en la arquitectura,» Sostenibilidad, vol. 14, nº 22, p. 14734, 2024. <https://doi.org/10.3390/su142214734>
3. J. Quinde, J. Jiménez y E. Ortega, «Revisión de Normas de Diseño para Mampostería Confinada en Latinoamérica: Propuestas para la Norma Ecuatoriana de Construcción,» Revista Politécnica, vol. 51, nº 1, pp. 77-92, 2023. <https://doi.org/10.33333/rp.vol51n1.07>
4. M. Miranda, C. González, H. Zambrano and C. Arteta, "Caracterización de la microestructura y comportamiento mecánico de mallas de alambre electrosoldadas: Un estudio de caso en Colombia," Estudios de caso en materiales de construcción, vol. 20, p. 2886, 2022. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e02886>
5. G. P. Lignola y A. Prota, «Deformabilidad de las uniones de base en muros portantes perforados de hormigón proyectado tipo sándwich,» Estructuras de ingeniería, vol. 268, p. 114720, 2024. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114720>
6. O. Agossou, O. Homoro y S. Amziane, «A review of the applications of natural FRCM composites,» Journal of Composite Materials, vol. 59, nº 15, pp. 1881-1915, 2025. <https://doi.org/10.1177/00219983251318829>
7. L. Kouris y T. Triantafyllou, «State-of-the-art on strengthening of masonry structures with textile reinforced mortar (TRM),» Construction and Building Materials, vol. 188, nº 10, pp. 1221-1233, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.039>
8. O. Hurtado, A. Cobo y J. Gallardo, «Influencia de la fibra de lana de oveja en las unidades de adobe para mejorar las propiedades mecánicas de la mampostería [Tesis de Ingeniería Civil],» EIEI ACOFI, vol. 1, nº 1, p. 25, 2020. <https://doi.org/10.26507/paper.4260>
9. E. Martinelli, A. Majumder, F. Stochino, M. Valdes, G. Concu y M. Pepe, «Sustainable Masonry Retrofitting and Upgrading Techniques: A Review,» Fibers, vol. 13, nº 6, p. 68, 2025. <https://doi.org/10.3390/fib13060068>
10. A. Majumder, S. Flavio, A. Frattolillo, M. Valdes, G. Mancusi y G. Martinelli, «Jute fiber-reinforced mortars: mechanical response and thermal performance,» Journal of Building Engineering, vol. 66, p. 10588, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.105888>
11. H. Burrola, J. Herrera, H. Soto, E. Rodríguez, R. Meléndrez, I. Cauich, J. Carrillo y J. Madera, «Aprovechamiento de fibras tejidas de yute como material de refuerzo en biocompuestos de ácido poliláctico,» Biotecnia, vol. 22, nº 1, pp. 67-73, 2020. <https://doi.org/10.18633/biotecnia.v22i1.1126>
12. P. Luna y J. Lizarazo, «Fibras naturales como refuerzo en materiales compuestos de matriz polimérica,» Revista Momento, nº 65, pp. 65-79, 2022. <https://doi.org/10.15446/mo.n65.103151>
13. M. Nasir, W. Ahmad, K. Khan and A. Ahmad, "Una revisión completa de los tipos, propiedades, métodos de tratamiento y aplicaciones de las fibras vegetales en la construcción y los materiales de edificación," Materiales, vol. 15, no. 12, p. 4362, 2022. <https://doi.org/10.3390/ma1512436>
14. A. Radhika, B. Saleh, A. Kishna, N. Noble and L. Rajeshkumar, "Una revisión exhaustiva sobre compuestos poliméricos reforzados con fibras naturales de origen vegetal: fabricación, propiedades y aplicaciones," Compuestos poliméricos, vol. 44, no. 5, pp. 2598-2633, 2023. <https://doi.org/10.1002/pc.27274>
15. L. Farias, P. Lima y R. Toledo, «Shear behavior of hollow clay brick masonry wallet coated with short jute fiber reinforced mortar,» Materiales de Construcción, vol. 74, nº 354, p. 10, 2024. <https://doi.org/10.3989/mc.2024.374624>
16. L. Nascimento, P. Lopes y R. Toledo, «Short Jute Fiber Reinforced Cement Mortar for Out-of-Plane Strengthening of Masonry Prisms,» Sustainability, vol. 16, nº 13, p. 5675, 2024. <https://doi.org/10.3390/su16135675>
17. A. Majumder, F. Stochino, A. Frattolillo, M. Valdes y E. Martinelli, «Natural Fiber Textile Reinforced Mortar (NFTRM) for Integrated Masonry Upgrading,» Procedia Structural Integrity, vol. 64, pp. 1880-1887, 2024. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2024.09.246>
18. M. Pepe, R. Lombardi, G. Ferrara y E. Martinelli, «Experimental Characterisation of Lime-Based Textile-Reinforced Mortar Systems Made of Either Jute or Flax Fabrics,» Materials, vol. 16, nº 2, p. 709, 2023. <https://doi.org/10.3390/ma16020709>
19. S. Raoof, L. Koutas y D. Bournas, «Textile-reinforced mortar (TRM) versus fibre-reinforced polymers (FRP) in flexural strengthening of RC beams,» Construction and Building Materials, vol. 151, nº 1, pp. 279-291, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.023>
20. CORDIS, «Development and corroboration of a novel Natural Textile Reinforced Mortar System for masonry retrofitting,» Comisión Europea. Universidad Do Minho Portugal, 2024.
21. M. Vélez, M. Álava y W. Ruiz, «Cenizas de hornos artesanales utilizadas como adición en la elaboración de ladrillos,» Polo del Conocimiento, vol. 7, nº 11, pp. 2-10, 2022. <https://polodelconocimiento.com/ojs/index.php/es/article/view/4957/html>

2

Estudio Experimental De Mampostería Reforzada Mediante Enchapado En Pórticos De Acero

*Experimental Study Of Reinforced
Masonry Using Veneer In Steel
Frames*

Autores

Juan José Jima Matailo

Ing. Civil. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador
juan.josejima99@gmail.com
<https://orcid.org/0009-0000-6854-1143>

Henry Paúl Terán Zambrano

Ing. Civil. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador
paulterancas2015@gmail.com
<https://orcid.org/0009-0007-5695-4638>

Luis Tinerfe Hernández Rodríguez

Ing. Civil. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador
luis.hernandezr@epn.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0002-5805-9318>

Juan Carlos Velastegui Caraballo

Ing. Civil. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador
juan.velastegui@epn.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0001-6494-6936>

Melisa Natalia Herrera Quishpe

Ing. Civil. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador
melisa.herrera@epn.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0003-0300-0383>

2

Estudio Experimental De Mampostería Reforzada Mediante Enchapado En Pórticos De Acero

Resumen

Este trabajo tiene como objetivo analizar el comportamiento de pórticos de acero rellenos de mampostería de bloque y reforzados mediante la técnica del enchapado, usando uniones viga-columna soldadas o emperradas y sometidos a carga lateral cíclica y comparándose la capacidad de carga, rigidez y disipación de energía a partir de datos de ensayos realizados previamente en el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional. Se emplearon dos prototipos deferentes, estando el prototipo I configurado con dos columnas formadas por tubos rectangulares rellenos de hormigón, una viga de sección I y conexiones soldadas y el prototipo II se configura con columnas y viga de sección I y conexiones aperradas. Para ambos, en un caso la mampostería original se le aplicará una afectación previa moderada, equivalente a la producida por un sismo de mediana intensidad y posteriormente se reforzará y en otro estará ya reforzado inicialmente y sin afectación previa. Este reforzamiento consiste en la colocación de una malla electrosoldada en cada cara de la mampostería y anclada al pórtico circundante, recubriéndose con una capa de mortero. Estos se sometieron a ensayos cuasi estáticos de carga lateral, obteniéndose curvas de capacidad, rigidez y disipación de energía. Finalmente, luego de la comparación se concluye que en la variante sin daño del prototipo I tuvo una capacidad de 1.34 veces mayor que la capacidad del II, mientras que en la variante con daño previo del prototipo I tuvo una capacidad de 1.18 veces mayor que la del II.

Palabras Clave: ensayos destructivos, mampostería reforzada, pórtico de acero, reforzamiento con enchape.

Abstract

This work aims to analyze the behavior of steel frames filled with concrete block masonry and reinforced using the jacketing technique, employing welded or bolted beam-column connections and subjected to cyclic lateral loading. The load capacity, stiffness, and energy dissipation are compared based on data from previous tests conducted at the Housing Research Center of the National Polytechnic School. Two different prototypes were used: Prototype I consisted of two columns made of concrete-filled rectangular tubes, an I-section beam, and welded connections, while Prototype II consisted of I-section columns and beam with bolted connections. For both prototypes, one case involved applying moderate pre-damage to the original masonry, equivalent to that produced by a medium-intensity earthquake, followed by reinforcement. In the other case, the masonry was initially reinforced without any prior damage. This reinforcement consisted of placing a welded wire mesh on each face of the masonry and anchoring it to the surrounding frame, then covering it with a layer of mortar. These prototypes were subjected to quasi-static lateral load tests, obtaining capacity curves, stiffness, and energy dissipation data. Finally, the comparison showed that the undamaged variant of Prototype I had a capacity 1.34 times greater than that of Prototype II, while the pre-damaged variant of Prototype I had a capacity 1.18 times greater than that of Prototype II.

Keywords: destructive testing, reinforced masonry, steel frame, jacketing reinforcement.

Nota Editorial: Recibido: 21 de octubre 2026 Aceptado: 29 de enero 2026

1. INTRODUCCIÓN

Ecuador está ubicado en una zona de alto peligro sísmico encontrándose dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, realidad que no se ajusta a la forma en que se llevan a cabo las edificaciones en el territorio nacional, es decir, sin que se considere la disminución de la rigidez de los elementos estructurales y el daño ocasionado a los elementos no estructurales por eventos sísmicos. Quito, siendo la capital de Ecuador, cuenta con un gran porcentaje de su superficie sobre fallas geológicas activas, por lo que resulta sumamente importante tener esta realidad en cuenta para realizar trabajos de diseño y reforzamiento de estructuras [1]. Con énfasis en la construcción informal, la alta amenaza sísmica a la que se encuentra expuesta el país, provoca que muchas construcciones de baja calidad se vean amenazadas y sean causantes de un gran perjuicio económico por los gastos para su rehabilitación, o en su defecto para su reconstrucción, a más de perjudicar el bienestar de los propietarios esto pone en duda la incapacidad y la falta de conocimiento del personal a cargo de esas construcciones [2]. En 2016, Ecuador sufrió uno de los eventos sísmicos más significativos, debido al terremoto ocurrido en Pedernales, provocando muchas pérdidas humanas y colapso de edificaciones, dando a conocer problemas existentes en la mampostería y principalmente en las columnas a causa de la aparición de rótulas plásticas y como consecuencia debilitando en gran medida a los elementos estructurales [3].

Por otro lado, de investigaciones anteriormente efectuadas por Penava et al. [4] se tiene conocimiento de que la presencia de mampostería modifica el comportamiento de las estructuras en parámetros como rigidez, capacidad de carga y modos de falla. Sin embargo, uno de los problemas que se presentaron en los ensayos de Sasani and Sagioglu [5] es que la mampostería está predispuesta a sufrir grandes daños con pequeñas derivas, provocando fisuras que causarán inseguridad a los individuos y además una considerable disminución de servicio, y aunque existen estudios como el efectuado por Asjodi and Dolatshahi [6] para predecir el comportamiento de la mampostería, la realidad es que sigue siendo un elemento que aún se debe considerar muy impredecible. Por ello, se coincide con otros investigadores en que resulta imprescindible el reforzamiento de estos elementos como Facacci et al. [7] quienes estudiaron el reforzamiento de mampostería de ladrillo con polímero reforzado con fibra (FRP), o como Koutas and Bournas [8] que estudiaron el reforzamiento de la mampostería mediante encamisados de mortero y materiales textiles. En el contexto nacional, considerando las limitaciones del medio y buscando proponer una vía de reforzamiento de bajo costo, surge una de las alternativas de reforzamiento de mampostería reforzada con malla electrosoldada y mortero, que comúnmente es conocida como enchapado. Según la experiencia de Ruiz and Alcocer [9], en México, aplicando correctamente este proceso constructivo en obra, se aumentará la resistencia ante carga lateral, además de un incremento en su rigidez, disipación de energía y permisibilidad a la deformación.

El enchapado consiste en la utilización de dos materiales de construcción (hormigón y acero) colocados en ambas caras de los paneles. Para una vivienda informal y mediante ensayos in situ y de laboratorio, Castillo et al. [10] argumentan que la construcción informal resulta ser un gran problema en zonas de alta sismicidad ya que al tener edificaciones que se construyen sin permisos legales, estudios ingenieriles, o un control de calidad tienen una alta probabilidad de presentar patologías estructurales lo que las convierte en vulnerables ante amenazas sísmicas. En su proyecto evaluaron el comportamiento estructural de dos viviendas adosadas construidas de manera informal, que presentaban varios problemas estructurales como: golpeteo, columnas cortas y discontinuidad de columnas; para ello, se determinaron las propiedades mecánicas de los materiales y de suelo por medio de ensayos in situ y de laboratorio. Posteriormente, se realizó el análisis mediante modelos matemáticos, mismos que se calibraron con periodos tomados de vibraciones ambientales y concluyeron que el reforzamiento por enchape permite una mayor resistencia ante acciones laterales y un aumento de inercia incrementando la capacidad a flexo compresión y corte de los paneles de mampostería. Por otra parte, Herrera et al. [11], presentan una serie de recomendaciones para el modelamiento de estructuras a ser reforzadas mediante enchape. Además, varios países de América del Sur han realizado ensayos y estudios acerca de este tipo de reforzamiento, también denominado "encamisado", tales como Perú y Colombia.

Teguh [12] realizó investigaciones experimentales de muros de relleno de mampostería en edificios con estructura de hormigón armado bajo cargas cíclicas en el plano, realizándose experimentos con tres estructuras típicas de hormigón armado, con y sin muros de relleno de mampostería, para evaluar su comportamiento estructural en términos de rigidez, resistencia y ductilidad. En esa investigación, se adoptaron componentes de vigas y columnas aplicados a edificios no diseñados para la construcción de estructuras típicas de hormigón armado, analizándose brevemente el comportamiento de histéresis de las estructuras de hormigón armado, así como el efecto de las separaciones entre la estructura y el relleno en el comportamiento estructural. Además, Herrera et al. [13] realizaron la evaluación de una vivienda de hormigón armado existente en Quito y construida informalmente con varios problemas estructurales identificándose los problemas, se analizaron las causas y se formuló un diagnóstico de su estado, posteriormente se realizó un estudio analítico del reforzamiento de la vivienda con el uso del sistema de enchapes, así como el presupuesto que tendría este reforzamiento y los resultados que se obtuvieron demuestran la efectividad del sistema ya que brinda rigidez y resistencia a la estructura haciendo que esta cumpla con la filosofía sismo resistente a un bajo costo.

Dicho lo anterior, partiendo de datos de ensayos realizados previamente en el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional, este trabajo de investigación está enfocado en el análisis comparativo del comportamiento de pórticos de acero rellenos de mampostería de bloque, que, en un caso será conformado por columnas de tubos rectangulares rellenos de hormigón, conocidas por sus siglas en inglés como RCTF (Rectangular Concrete Filled Tube) y viga de sección I, mientras que en otro estará constituido de columnas y viga de sección I. Además, ambos estarán reforzados mediante la técnica del enchapado, realizándose una comparación de la capacidad, rigidez y disipación de energía, y se verá cual es el aporte que brinda el utilizar la técnica del enchapado, al exponerse a una acción sísmica.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

El presente trabajo parte del proyecto de investigación "Estudio teórico experimental del comportamiento ante carga lateral de pórticos de acero rellenos con panel de mampostería y reforzados mediante la técnica del enchapado" el cual fue desarrollado en el Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional y participaron, entre otros, los autores de este trabajo. Inicialmente, en ese proyecto fueron desarrollados los estudios por Mosquera et al. [14] y Játiva et al. [15]. Mosquera et al. [14] probaron cuatro ensayos diferentes en dos especímenes. El primer ensayo fue realizado dentro del rango lineal y consistió en un marco sin relleno. El segundo examinó un marco con un panel de relleno, probándolo hasta alcanzar un estado de daño moderado, equivalente al producido por un sismo de mediana intensidad. El tercero consistió en un marco con un panel de relleno con daño moderado del segundo ensayo y luego reforzado mediante la técnica de enchapado, probándose hasta alcanzar un estado de daño completo. Todos estos tres ensayos se realizaron en el primer espécimen. En el otro espécimen se realizó la cuarta prueba con un panel de relleno reforzado inicialmente sin daño previo, que se sometió a pruebas hasta alcanzar un daño completo. Usaron columnas compuestas rellenas de hormigón y una viga de perfil de acero de sección I, con uniones soldada entre ellas. Por su parte Játiva et al. [15] hicieron un estudio con los mismos cuatro ensayos, pero con otros 2 especímenes diferentes a los anteriores, usando sección I para las columnas y la viga y además la conexión viga columna con placa apernada al ala, con sus siglas en inglés BFP (Bolted Flange Plate), ensayándose a carga lateral cíclica. Así se conoce el comportamiento del sistema estructural, progreso de daños, y las propiedades mecánicas: resistencia o capacidad, rigidez, ductilidad y energía disipada. Para ello se requirió aplicar patrones de cargas reversibles que superen el rango elástico del pórtico de acero causando deformaciones permanentes por daño en los componentes.

Para el presente estudio estos pórticos han sido identificados como prototipo I y prototipo II, respectivamente y los mismos fueron sometidos a tres variantes de ensayo: el pórtico con muro de relleno (PM), el pórtico enchapado sin daño previo (PEV) y pórtico enchapado con daño previo (PED). Los prototipos presentan dimensiones de 2400 mm de altura y 2600 mm de ancho. El pórtico del prototipo I se ha conformado mediante columnas compuestas rellenas de hormigón RCFT (Rectangular Concrete Filled Tube) de 175x150x5 mm con $f_c=21$ MPa y una viga de perfil de acero de sección I de 220x5.9 mm de altura y alas de 110x9.2 mm, mientras que el prototipo II se compone enteramente de perfiles de acero de sección I de 200x5.6 mm de altura y alas de 100x8.5 mm. Estos fueron diseñados siguiendo las normas para edificios de acero estructural ANSI/AISC 360-22 [16] y considerando las provisiones sísmicas de ANSI/AISC 341-22 [17]. También se verificó el cumplimiento de las normativas ecuatorianas para diseño de estructuras de acero NEC-SE-AC [18] y de peligro sísmico NEC-SE-DS [19]. Para las uniones se siguió lo estipulado en la normativa ANSI/AISC 358-22 [20]. En las consideraciones sismoresistentes, además de las normativas anteriores, fueron tomados en consideración los planteamientos de Gombosuren et al. [21], Wei et al. [22], Arroyo et al. [23] y Cando [24]. Las geometrías de los prototipos se detallan en la Figura 1.

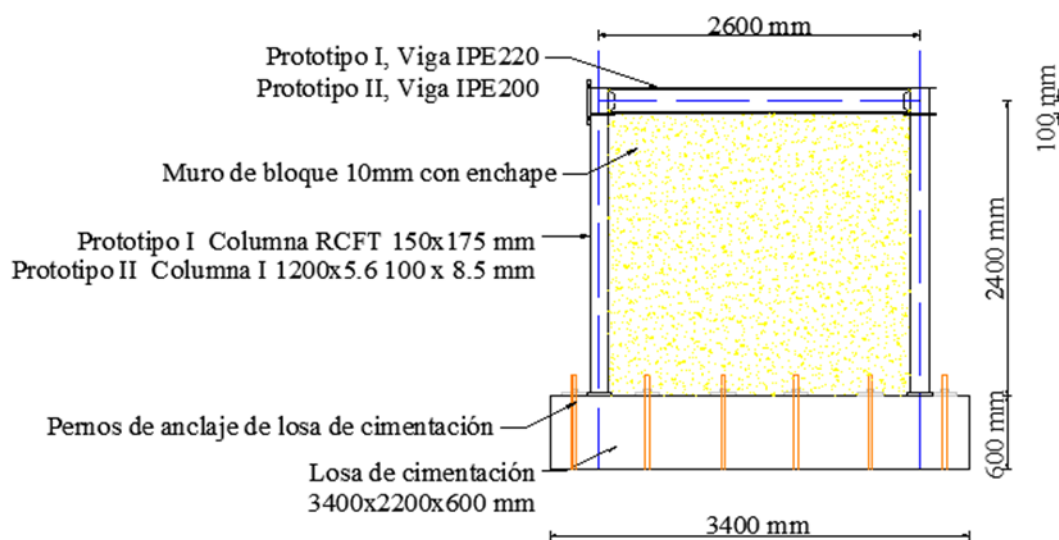


Fig. 1- Representación Gráfica de Prototipo de Ensayo I y II

Se emplearon en los prototipos dos tipos de conexiones viga columna: soldadas en el caso del prototipo I y apernadas en el prototipo II. Las conexiones del prototipo I se realizaron mediante un proceso de soldadura precalificada GMAW (Gas Metal Arc Welding), empleando una soldadura de ranura de penetración parcial con un único bisel a 35°, y manteniendo una distancia de 7 mm entre el patín y el alma. Por su parte, el prototipo II hizo uso de conexiones precalificadas tipo BFP, en conjunto con pernos ASTM A325.

La técnica del enchapado consiste en realizar el reforzamiento de una pared de mampostería de relleno mediante la colocación a cada lado de una malla electrosoldada, usándose en este caso barras de 5 mm espaciadas a 150 mm y luego proceder a recubrirla con una capa de 40 mm de mortero con una relación de cemento y la arena de 1:4, tal como se muestra en la Figura 2. La mampostería elegida fue bloque 400 x 200 x 100 mm y se seleccionó este espesor considerando que el ancho de la columna es de 175 mm y además se realizará un enchape. La selección de todos estos parámetros se basó en investigaciones previas realizadas en el Centro de investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional [10,11], [13-15].

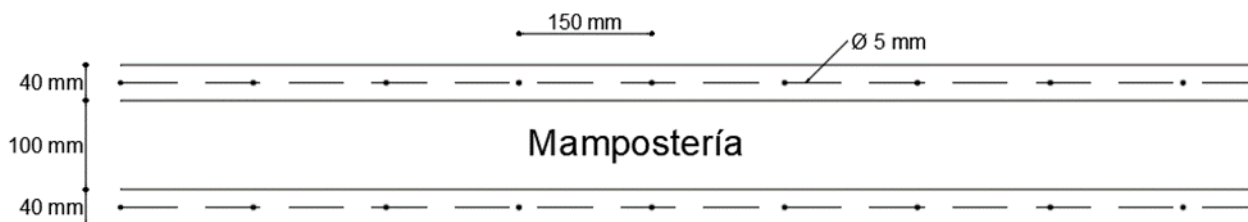


Fig. 2- Vista Superior del muro de mampostería de bloque con el Enchape

Los prototipos fueron sometidos a un ensayo cuasi estático que consiste en una prueba cíclica cuasi estática, basado en los lineamientos definidos en el protocolo I del FEMA 461 [25] como se detalla a continuación:

- Identificación de estados de daño relevantes. Para ello, se ha utilizado la clasificación de estados de daño propuesta por Ulrich y López [26] en función de la deriva normalizada que presenten los prototipos.
- Identificación de un parámetro de demanda, o un conjunto de parámetros de demanda, que se correlacione bien con los estados de daño identificados en a). Los parámetros de demanda definidos son la resistencia ante carga lateral, el desplazamiento y la deriva.
- Prueba del componente de acuerdo con un plan de pruebas bien definido y un protocolo de carga que permita establecer relaciones entre los estados de daño y las demandas asociadas.

Partiendo de lo anterior, los protocolos fueron diferenciados para los casos de pórtico PM con 50 ciclos de carga y descarga y los pórticos PEV y PED con 120. Para el caso de los pórticos con mampostería de relleno (PM), se optó por ensayarlos hasta alcanzar una deriva objetivo del $\Delta=0.5\%$ y así lograr que el daño sea moderado y reparable, mientras que para los otros prototipos enchapados, PEV y PED, se determinó una deriva objetivo en base a criterios definidos por NEC-SE-DS [19], pero luego de que se ensayó el primer pórtico se observó que los prototipos PEV alcanzaron su capacidad última a una deriva del $\Delta=0.7\%$ y se esperaba que los prototipos PED tengan una menor rigidez, debido a que ya tuvo un daño previo y luego reparado y por ende una mayor capacidad de desplazamiento, se determinó una deriva objetivo del $\Delta=0.8\%$. Los prototipos utilizados en el estudio presentaron dos variantes de conexiones entre las columnas y la malla electrosoldada. El prototipo I utilizó dos ángulos L 50x4 mm unidos en toda la longitud de la columna mediante una soldadura de filete GMAW 70S-6, a los cuales se les soldó un refuerzo de una varilla (chicotes) de 500 mm de longitud, lo que aparece representado en la Figura 3. El prototipo II utilizó varillas de 8 mm de diámetro con una longitud de desarrollo dentro del enchape de 500 mm y una soldadura GMAW ER70S-6 de 40 mm para unirlos a la columna como se muestra en la Figura 4.

En el caso del prototipo I se analizaron otras posibles uniones entre las columnas y la malla electrosoldada como la representado en la Figura 5, donde la conexión lateral se dará mediante una soldadura de punto directo entre las columnas del pórtico y las cabezas de las barras horizontales de la malla electrosoldada. En todo momento se tiene pleno conocimiento de la dificultad de soldar barras de refuerzo, con resistencia de fluencia mayor a los 500MPa, aunque, esta es la manera habitual de realizarla en Ecuador. Debido a esta dificultad no fue usada.

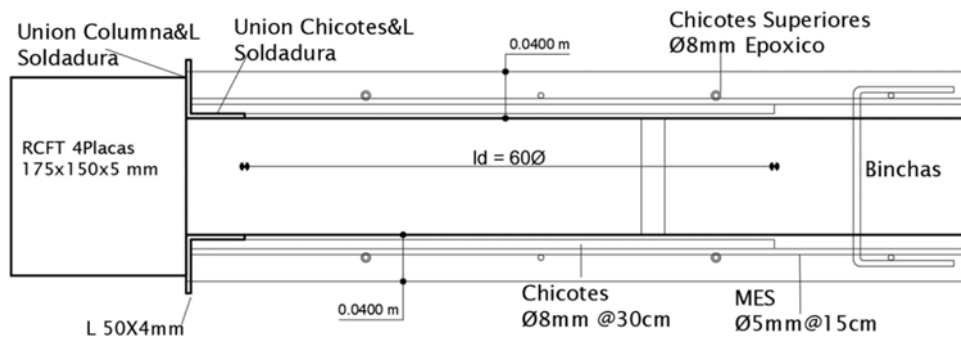


Fig. 3- Esquema en planta de conexión entre columnas y enchape del prototipo I

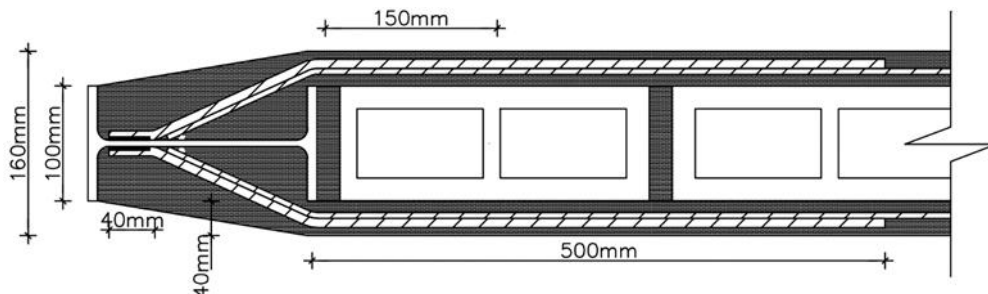


Fig. 4- Esquema en planta de conexión entre columnas y enchape del prototipo II

Otra posible variante de la conexión de malla electrosoldada a las columnas adyacentes aparece representada en la Figura 6 y será a través de un recubrimiento completo de la columna, o sea, rodeándola exteriormente, dando así la continuidad y trabajo monolítico necesario. La adherencia del mortero a la columna de acero es un detalle a analizar bien y se propone realizar mediante un adhesivo especial SikaBond® AT Metal, el cual encarecerá el enchape y debe hacerse con mano de obra especializada. Esta se presenta como la alternativa idónea en cuanto a comportamiento, pero su principal inconveniente es la aplicabilidad en reforzamientos reales y posible desprendimiento del adhesivo y por esta razón no fue utilizada.

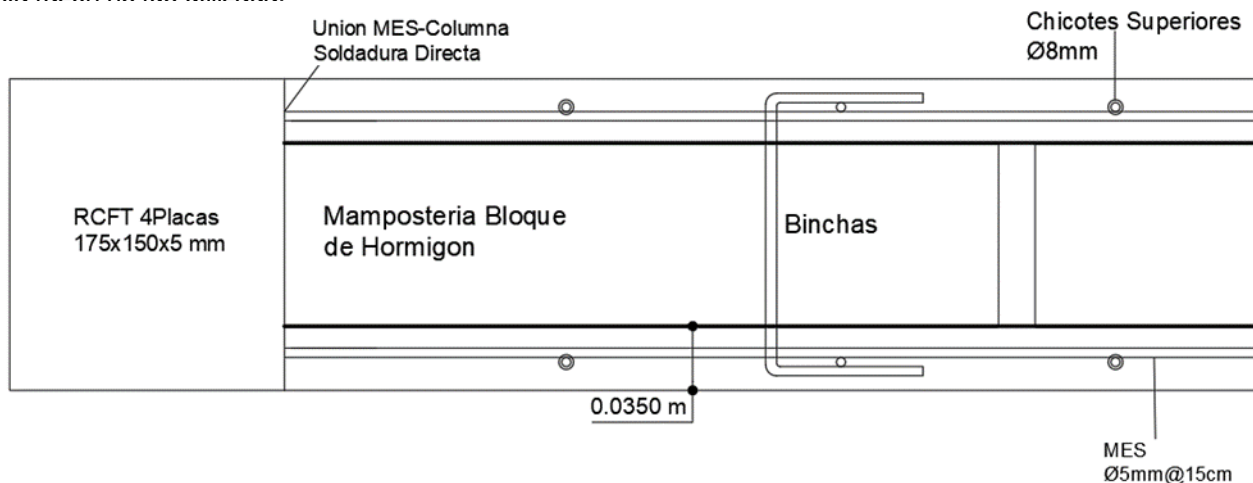


Fig. 5- Esquema en planta de posible conexión entre columnas y enchape del prototipo I

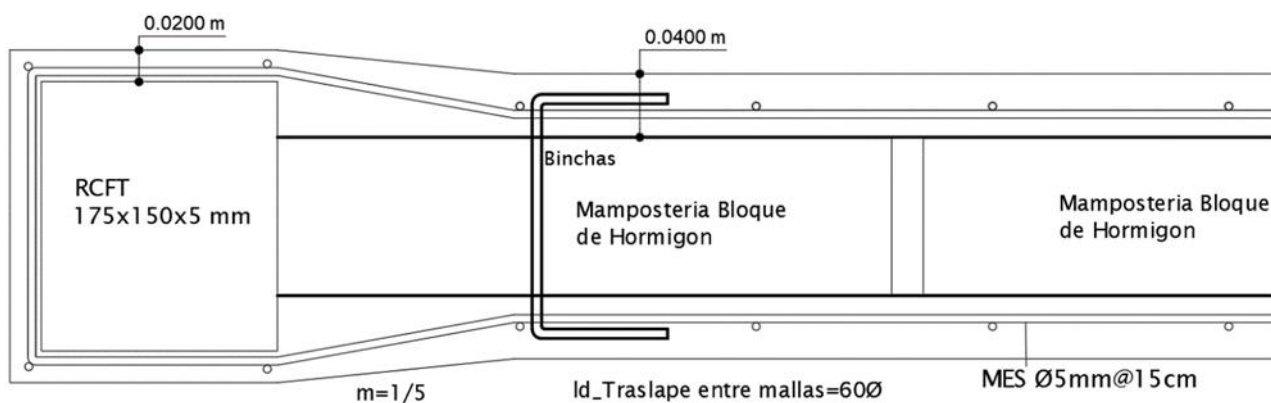


Fig. 6- Esquema en planta de posible conexión entre columnas y enchape del prototipo I

En la figura 7 se muestra una foto con la malla colocada en los muros de bloque y soldadas a las columnas en Prototipo II.



Fig. 7- Malla electrosoldada colocada en los muros de bloque en prototipo II

La cimentación de los prototipos que se ensayaron tuvo un anclaje completo al piso resistente del laboratorio, no permitiendo el desarrollo de desplazamientos durante el ensayo de carga lateral, ya que estos producirían variaciones en los resultados de desplazamiento en los especímenes. Además, a pesar de que las solicitaciones de momento y corte no son altas, se debe realizar un diseño a flexión y corte para evitar inconvenientes en la estructura ante estos esfuerzos. Adicionalmente el diseño de la cimentación tiene una limitación de altura producto de la ubicación de los ejes verticales del laboratorio debido a que los ejes verticales donde se coloca el gato hidráulico que aplica la carga lateral al prototipo se encuentran ubicados cada 600 mm. Para que la carga lateral se aplique a la altura de la viga sin variar las dimensiones del pórtico, es necesario tener una cimentación de 600 mm de altura, en este caso se propone inicialmente una viga de cimentación de 600 mm de alto y un ancho de 400 mm para cada pórtico.

Las solicitaciones ante cargas de flexión y corte son obtenidas mediante la modelación del prototipo en el software ETABS. Previamente se obtuvo una carga lateral máxima que soportará el prototipo, valiéndose de experiencias previas y modelación tipo pushover en SeismoStruct.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. PÓRTICO CON MURO DE RELLENO (PM)

El objetivo de que se ensayaran los Pórtico con Muro de Relleno (PM) era producir un daño moderado en la mampostería, simulando que fue producido por un sismo, para reforzarlo posteriormente. Se comparan las características como capacidad de carga, rigidez y disipación de energía entre los dos prototipos. El prototipo I alcanza una carga máxima de 183.1 kN con un desplazamiento de 13.83 mm, asociado a una deriva del 0.58 %. Por otro lado, el prototipo II, alcanzó una carga máxima de 156.22 kN con un desplazamiento de 13.37 mm, asociado a una deriva del 0.57 %.

La rigidez del prototipo I inicia con un valor de 35 134.69 kN/m correspondiente al 100 % de su rigidez total. Luego de realizado el ensayo, se puede observar que alcanza una rigidez final de 13 644.86 kN/m; es decir un 38.84 % de su rigidez inicial a un nivel de desplazamiento de 13.83mm. La rigidez del prototipo II comienza con un valor de 56 834.71 kN/m correspondiente al 100 % de su rigidez total. Luego de realizado el ensayo alcanza una rigidez final de 17 991.14 kN/m; es decir un 31.66 % de su rigidez inicial a un nivel de desplazamiento de 13.37 mm. El prototipo I disipó una energía de 1.78 kJ mientras que, el prototipo II, disipó una energía de 1.64 kJ. Todos estos resultados se pueden ver en la Tabla 1.

Tabla 1- Resultados de las distintas variables analizadas en Pórtico con Muro de Relleno

Variable a analizar	Prototipo I	Prototipo II
Carga Máxima (kN)	183,1	156,22
Desplazamiento en Carga Máxima (mm)	13,83	13,37
Deriva en Carga Máxima (%)	0,58	0,57
Rigidez Inicial (kN/m)	35 134,69	56 834,71
Rigidez Final (kN/m)	13 644,86	17 991,14
Rigidez Final / Rigidez Inicial (%)	38,84	31,66
Desplazamiento en Rigidez Final (mm)	13,83	13,37
Energía Disipada (kJ)	1,78	1,64

Analizando la Tabla 1, se observa que el prototipo I tiene una carga máxima un 17.2 % superior al II y los desplazamientos y deriva en la carga máxima son muy similares. El prototipo I tiene menos rigidez que el II, pero una relación Rigidez final / Rigidez inicial 7.2 % superior al II. La energía disipada también es superior un 8.5 %

El objetivo por el que ensayan esta variante es definir las características del pórtico para el caso en que se realiza el reforzamiento de forma inicial, por lo tanto, no esperaban que la mampostería presente afectación alguna como fisuras o agrietamientos.

3.2 PÓRTICO ENCHAPADO SIN DAÑO PREVIO (PEV)

El prototipo I alcanza una carga de 636.43 kN a un desplazamiento de 17.61 mm asociado a una deriva del 0.73 %. Por otra parte, el prototipo II alcanza una carga de 475.5 kN a un desplazamiento de 12.48 mm asociado a una deriva del 0.54 %.

El prototipo I inicia con un valor de 249 194.44 kN/m correspondiente al 100 % de su rigidez total. Luego de realizado el ensayo, presenta un valor de rigidez de 25 714.22 kN/m correspondiente a un 10.32 % de la rigidez original, con un desplazamiento de 21.81 mm. Por otra parte, el prototipo II comienza con un valor de 135 714.29 kN/m correspondiente al 100 % de su rigidez total y finaliza con un valor de rigidez de 23 737.64 kN/m correspondiente a un 17.49 % de la rigidez original, con un desplazamiento de 17.47 mm. El prototipo I disipó una energía total de 8.87 kJ. Por otra parte, el prototipo II, disipó una energía total de 9.11 kJ. Todos estos resultados se pueden ver en la Tabla 2.

Tabla 2- Resultados de las distintas variables analizadas en Pórtico Enchapado sin Daño Previo

Variable a analizar	Prototipo I	Prototipo II
Carga Máxima (kN)	636,43	475,5
Desplazamiento en Carga Máxima (mm)	17,61	12,48
Deriva en Carga Máxima (%)	0,73	0,54
Rigidez Inicial (kN/m)	249 194,44	135 714,29
Rigidez Final (kN/m)	25 714,22	23 737,64
Rigidez Final / Rigidez Inicial (%)	10,32	17,49
Desplazamiento en Rigidez Final (mm)	21,81	17,47
Energía Disipada (kJ)	8,87	9,11

A partir de todo lo anterior, lo cual aparece reflejado en la Tabla 2, se observa que el prototipo I tiene valores superiores al II en cuanto a la carga máxima un 34 %, los desplazamientos un 41.1 % y la deriva en la carga máxima 35.2 %. Sin embargo, la energía disipada es superior en el II con respecto al I un 2.7 % y la relación Rigidez final / Rigidez inicial un 7.2 %. De todo esto se concluye que el pórtico enchapado sin daño previo tiene un mejor comportamiento en el prototipo I, ya que admite más carga y al tener mayores desplazamientos, presenta mayor ductilidad, aspecto muy importante en el diseño de edificaciones en zonas de alta sismicidad.

3.3. PÓRTICO ENCHAPADO CON DAÑO PREVIO Y REFORZADO DESPUÉS (PED)

El objetivo de que ensayaran esta variante es definir las características del pórtico considerando la aplicación del reforzamiento luego de un evento sísmico que haya causado un daño moderado a la mampostería del pórtico, pero que no haya afectado a los elementos estructurales. Según la experiencia del sismo del 2016 con epicentro en la provincia de Manabí, Ecuador, un número considerable de edificaciones sufrió daños en la mampostería, no así en los elementos estructurales [3] y de aquí el objetivo de estudiar también el reforzamiento ante un daño moderado. Los parámetros de demanda definidos, según [25], son la resistencia ante carga lateral, el desplazamiento y la deriva. El protocolo de carga se seleccionó de trabajos anteriores realizados en el Centro de investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional [10,11], [13-15] lo que permitió establecer relaciones entre los estados de daño y las demandas asociadas. De estos también se concluyó que hasta una deriva (Δ) del 0.5 % se obtienen daños moderados y reparables.

El prototipo I llegó a una capacidad máxima de 521.87 kN con un desplazamiento de 14.13 mm asociado a una deriva del 0.59 %. Por otra parte, el prototipo II alcanza una capacidad máxima de 442.72 kN con un desplazamiento de 17.47 mm asociado a una deriva del 0.95 %.

El prototipo I inició con un valor de 169 840 kN/m correspondiente al 100 % de su rigidez total. Luego de realizado el ensayo, presentó un valor de rigidez de 804.94 kN/m correspondiente a un 0.47 % de la rigidez original, con un desplazamiento de 23.38 mm. Por otra parte, el prototipo II inició con un valor de 159 608.33 kN/m correspondiente al 100 % de su rigidez total y presentó un valor de rigidez de 2 070.95 kN/m correspondiente a un 1.3 % de la original, con un desplazamiento de 24.48 mm. El prototipo I presenta una energía total disipada de 8.02 kJ. Por otra parte, el prototipo II, presenta una energía total disipada de 8.11 kJ. Todos estos resultados se pueden ver en la Tabla 3. La rigidez inicial se consideró ya con la reparación hecha con malla electrosoldada, considerándose que fueron resueltos los daños.

Tabla 3- Resultados de las distintas variables analizadas en Pórtico Enchapado con Daño Previo

Variable a analizar	Prototipo I	Prototipo II
Carga Máxima (kN)	521,87	442,72
Desplazamiento en Carga Máxima (mm)	14,13	17,47
Deriva en Carga Máxima (%)	0,59	0,95
Rigidez Inicial (kN/m)	169 840	159 608,33
Rigidez Final (kN/m)	804,94	2 070,95
Rigidez Final / Rigidez Inicial (%)	0,47	1,3
Desplazamiento en Rigidez Final (mm)	23,38	24,48
Energía Disipada (kJ)	8,02	8,11

Analizando la Tabla 3, se observa que el prototipo I tiene una carga máxima un 18 % superior al II, mientras que los desplazamientos y deriva en la carga máxima son superiores en el II un 23.6 % y 61 % respectivamente con respecto al I. El prototipo I tiene mayor rigidez que el II y la relación Rigidez final / Rigidez inicial y la energía disipada tienen poca diferencia entre ambos.

4. CONCLUSIONES

El reforzamiento mediante la técnica del enchapado tiene una gran incidencia en el comportamiento de los paneles de mampostería ante cargas sísmicas o laterales, mejora la capacidad de carga de la estructura, reduce los desplazamientos, aporta mayor rigidez y mejora la disipación de energía. Además, permite que la estructura de acero reforzada trabaje monolíticamente con el enchape, lográndose un trabajo conjunto ante fuerzas externas.

Al considerar la variante sin daño, el prototipo I presentó una capacidad ante carga lateral un 34 %, superior a la del prototipo II, mientras que, si se consideran las variantes con daño, el prototipo I presenta una capacidad un 18 %, superior a la del prototipo II. Por lo tanto, en ambos casos se recomienda utilizar una configuración de prototipo y enchape como la utilizada por el prototipo I, cuando la resistencia sea el factor principal por considerar.

Si bien el reforzamiento mediante enchape mejora la capacidad de los prototipos ante carga lateral, también se limita la capacidad de desplazamiento del pórtico, perdiendo la ductilidad característica de los pórticos de acero. En los pórticos con enchape a la hora del fallo hay una gran disminución de la rigidez, siendo sin daño previo un 10,32 % y 17,49 % de los valores iniciales en los prototipos I y II respectivamente, mientras que en el caso de daño previo y luego reparado es 0,47 % y 1,3 %

Adicionalmente, además de que el reforzamiento por enchape aumenta la resistencia ante cargas laterales, su verdadera ventaja se ve en el aumento de la cantidad de energía que logra disipar, aún después de que la mampostería sufre grandes daños, permitiendo que la estructura presente desplazamientos relativamente grandes.

5. AGRADECIMIENTOS

Se resalta el apoyo de los técnicos y especialistas del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional, así como a los Ingenieros Christian Andrés Mosquera Gutiérrez, Marcos Esteban Rosero Taramuel, Jefferson Pablo Játiva Alvarado y Ivett Janina Torres Morocho quienes aportaron el financiamiento de los prototipos ensayados y ejecutaron estos como parte del inicio del proyecto de investigación y su tesis de grado sobre esta temática desarrollado en la Escuela Politécnica Nacional. Se ha querido exponer en este trabajo los resultados finales de la investigación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. R. Aguiar, Microzonificación Sísmica de Quito, Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas, Quito, 2da Edición, 2017. https://www.researchgate.net/profile/Roberto-Aguiar/publication/277305703_Microzonificacion_Sismica_de_Quito/links/59a988690f7e9bdd114ac115/Microzonificacion-Sismica-de-Quito.pdf
2. Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional, Peligro Sísmico, 2023, <https://www.igepn.edu.ec/peligro-sismico>.
3. N. Yanchapanta, and M. Delgado, "Reporte preliminar de daños de 58 estructuras en Manta producidos por el sismo 16-A," Revista Científica de Arquitectura y Urbanismo, vol. 13(18), pp. 109-115, 2021. <https://www.dspace.uce.edu.ec/server/api/core/bitstreams/ce5bcea5-005b-4505-8f9d-742e910d24ee/content>
4. D. Penava, V. Sarhosis, I. Kožar, and I. Guljaš, "Contribution of RC columns and masonry wall to the shear resistance of masonry infilled RC frames containing different in size window and door openings," Engineering Structures, Elsevier, vol. 172, pp. 105-130, October 2018. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.007>
5. M. Sasani, and S. Sagioglu, "Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego," Journal of Structural Engineering, vol. 134(3), 2008. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:3\(478\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:3(478))
6. A. Asjodi, and K. Dolatshahi, "Peak drift ratio estimation for unreinforced masonry walls using visual features of damage," Bulletin of Earthquake Engineering, Official Publication of the European Association for Earthquake Engineering, vol. 20, pp. 8357–8379, 2022. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01523-8>
7. F. Focacci, C. Carloni, and M. De Stefano, "Approximate Evaluation of Maximum Force Transferable at FRP-Masonry Interface," Journal of Composites for Construction, vol. 23(6), 2019. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000977](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000977)
8. L. Koutas, and D. Bournas, "Out-of-Plane Strengthening of Masonry-Infilled RC Frames with Textile-Reinforced Mortar Jackets," Journal of Composites for Construction, vol. 23(1), 2018. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000911](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000911)
9. J. Ruiz, and S. Alcocer, "Desempeño Experimental de Estructuras de Mampostería Confinada Rehabilitadas Mediante el Uso de La Malla de Alambre," Revista de Ingeniería Sísmica, vol. 59, 1998. <https://doi.org/10.18867/iris.59.222>
10. C. Castillo, J. Castillo, P. Placencia, L. Hernández, M. Herrera, and C. Gómez, "Structural reinforcement in townhouses by covering masonry with welded mesh and mortar," Revista Gaceta Técnica, vol. 23(2), pp. 53-69, July-December, 2022. <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica232.5>
11. M. Herrera, D. Sosa, S. Díaz, and J. Thangjitham, "Modeling of RC moment frame retrofit with mortar walls reinforced with steel wire mesh," Applied Sciences, vol. 13(17), pp. 9973, 2023. <https://doi.org/10.3390/app13179973>
12. M. Teguh, "Experimental Evaluation of Masonry Infill Walls of RC Frame Buildings Subjected to Cyclic Loads," Procedia Engineering, vol. 171, pp. 191-200, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.01.326>
13. M. Herrera¹, C. Gómez; G. Parra, D. Arévalo; E. Guaminga, and L. Hernández, "Analysis of the reinforcement of an informally constructed structure, using walls jacketing," Revista Gaceta Técnica, Vol. 23(2), pp. 4-22, July - December, 2022. <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica232.2>
14. C. Mosquera, M. Rosero, L. Hernández, J. Velasteguí, and C. Gómez, "Study on Reinforcement of Block Masonry in Steel Buildings with Welded Joints," International Review of Civil Engineering, vol. 15(3), pp. 243-256, 2024. <https://doi.org/10.15866/irece.v15i3.23844>
15. J. Játiva, I. Torres, L. Hernández, and D. Arévalo, "Study of the Reinforcement of Concrete Block Masonry Trough Destructive Tests Applied to Steel Frames with Bolted Joints," Revista Politécnica, vol. 51(2), pp. 87-97, Mayo – Julio 2023. <https://doi.org/10.33333/rp.vol51n2.08>
16. ANSI/AISC 360-22, American Institute of Steel Construction, "Specification for Structural Steel Buildings," ed. United States of America, AISC, 2022. <https://www.aisc.org/>
17. ANSI/AISC 341-22, American Institute of Steel Construction, "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," ed. United States of America: AISC, 2022. <https://www.aisc.org/>
18. NEC-SE-EA, "Estructuras de Acero", Norma Ecuatoriana de la Construcción, ed. MIDUVI, Ecuador, 2024. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

19. NEC-SE-DS, "Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente," Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, ed. MIDUVI, Ecuador, 2015. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
20. ANSI/AISC 358-22, American Institute of Steel Construction, "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications," ed. United States of America: AISC, 2022. <https://www.aisc.org/>
21. 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>
22. 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.jobbe.2021.103602>
23. 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>
24. 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>
25. FEMA 461, "Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Non-structural Components," ed. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. June. 2007). https://www.fema.gov/emergency-managers/risk-management/building-science/publications?name=&field_keywords_target_id=49441&field_document_type_target_id=All&field_audience_target_id=All&page=11
26. A. Urich and O. López, "Espectro de Respuesta del Terremoto de Caracas de 1967 Estimado a Partir del Daño," *Universidad Central de Venezuela, Edición Digital*, pp 199-225, 2024. <https://www.researchgate.net/publication/378108791>

3

Mechanical Performance And Durability Of LC3 Cement In Social Housing Using Non-Standardized Aggregates In Mexico.

Rendimiento Mecánico Y Durabilidad Del Cemento LC3 Con Agregados No Estandarizados Usado En Viviendas Sociales En México.

Authors

Yosvany Díaz Cárdenas

Civil Engineer, PhD, Universidad Central Marta Abreu de las Villas, yosvanyd@uclv.edu.cu
<https://orcid.org/0000-0003-1899-1028>

Sergio Moraga

Civil Engineer, Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua, Managua sergiomoraga@ecosur.org
<https://orcid.org/0009-0003-3899-2674>

Carlos E. Juárez

Civil Engineer, Holcim, CiTeC, Toluca, (México), carlos.juarezc@holcim.com
<https://orcid.org/0009-0003-7882-4528>

Yonatan Gomez

Civil Engineer, Holcim, CiTeC, Toluca, (México), yonatangoz@holcim.com
<https://orcid.org/0009-0006-0243-8314>

Fernando Guerrero

Civil Engineer, Holcim, CiTeC, Toluca, (México), fernando.guerrero@holcim.com
<https://orcid.org/0009-0005-0243-531X>

Luis Jaime Fernández Sánchez

Civil Engineer, Mg, Pontificia Universidad Católica del Ecuador, lfernandez@pucesa.edu.ec
<https://orcid.org/0009-0001-2059-9730>

Fernando Martirena

Civil Engineer, PhD, Universidad Central Marta Abreu de las Villas, martirena@uclv.edu.cu
<https://orcid.org/0000-0002-0219-0739>

3

Mechanical Performance And Durability Of LC3 Cement In Social Housing Using Non-Standardized Aggregates In Mexico

Abstract

The study evaluates LC3 cement (calcined clay, limestone, and clinker) in social housing in Mexico, emphasizing its sustainability and technical performance. Conducted in La Perla, Veracruz, in collaboration with Holcim and HPH Mexico, LC3 was compared with conventional Portland cements. Results showed that LC3 achieved mechanical strengths comparable to Portland at 28 days, with 40% lower CO₂ emissions. It also exhibited superior durability in aggressive environments (low chloride permeability: 100–2000 Coulombs; electrical resistivity: 10–50 kΩ·cm). However, non-standardized local aggregates (irregular gradation and high fines content) increased water demand (w/c ratio up to 0.63) and limited final strength. The study concludes that LC3 is a viable alternative for sustainable projects, provided local aggregate quality and construction practices are optimized.

Keywords: *LC3 cement, Social housing, Sustainability, Durability.*

Resumen

El estudio evalúa el cemento LC3 (arcilla calcinada, piedra caliza y clínker) en vivienda social en México, haciendo hincapié en su sostenibilidad y desempeño técnico. Realizado en La Perla, Veracruz, en colaboración con Holcim y HPH México, se comparó el LC3 con cementos Portland convencionales. Los resultados mostraron que el LC3 alcanzó resistencias mecánicas comparables a las del Portland a los 28 días, con un 40% menos de emisiones de CO₂. También exhibió una durabilidad superior en ambientes agresivos (baja permeabilidad a cloruros: 100–2000 Culombios; resistividad eléctrica: 10–50 kΩ·cm). Sin embargo, los áridos locales no normalizados (gradación irregular y alto contenido de finos) aumentaron la demanda de agua (relación a/c hasta 0,63) y limitaron la resistencia final. El estudio concluye que el LC3 es una alternativa viable para proyectos sostenibles, siempre que se optimice la calidad de los áridos locales y las prácticas constructivas.

Palabras Clave: *Cemento LC3, Vivienda social, Sostenibilidad, Durabilidad.*

Nota Editorial: Recibido: 29 de enero 2026 Aceptado: 23 de marzo 2026

1. INTRODUCCIÓN

The construction industry faces an unprecedented environmental crisis, derived mainly from the production of Portland cement, responsible for 8% of global CO₂ emissions [1]. This material, a pillar of modern infrastructure, generates approximately 900 kg of CO₂ per ton manufactured, due to the decarbonation of limestone and intensive consumption of fossil fuels [2], [3]. In developing countries, such as Mexico, where the demand for social housing exceeds 500,000 units annually [4], reliance on traditional cement aggravates the sector's carbon footprint, urgently requiring sustainable alternatives.

In this context, low-carbon cements, such as LC3 (Limestone Calcined Clay Cement), emerge as promising solutions. LC3, composed of calcined clays (30%), limestone (15%) and reduced clinker (50%), decreases CO₂ emissions by up to 40% compared to Portland, while maintaining comparable mechanical properties [5], [6]. Its effectiveness has been validated in Cuba, where pilot projects demonstrated 28-day strengths between 25-35 MPa and increased durability in humid environments [7], [8].

However, its implementation on a mass scale faces technical and logistical challenges. Studies such as those by [9] highlight that variability in the quality of local aggregates-common in regions with limited access to standardized materials-can compromise the workability and strength of LC3 concrete. In Mexico, for example, 60% of social housing projects use aggregates extracted from unregulated quarries, with irregular granulometries and high fines content [10], which requires adaptations in dosage and quality control. Added to this is the lack of training in specific construction techniques for alternative cements, identified as a key barrier in middle-income countries [11].

This study addresses these gaps by evaluating LC3 under real-world conditions in La Perla, Veracruz, an environment representative of Mexico's technical and socioeconomic constraints. Unlike previous laboratory-focused research [12], [13], here we analyze the performance of LC3 combined with non-standard aggregates, quantify its impact on durability (chloride permeability and electrical resistivity), and propose training protocols to optimize its use on site. The findings not only expand the technical knowledge on LC3 in resource-limited contexts, but also provide inputs for public policies aligned with Sustainable Development Goals (SDGs) 9 and 11, prioritizing accessible innovation and reduction of urban inequalities.

2. MATERIALS AND METHODS

The tests were carried out in the community of Chilapilla, La Perla, Veracruz, Mexico at 2245 meters above sea level. The weather during the work was occasionally cloudy, with a relative humidity of 86% and temperatures ranging from 15 to 23°C.



Fig. 1- Location of experimental work

2.1. MATERIALS

Cements used: four cements produced in Mexico, representative of conventional and alternative technologies, were evaluated:

1. CPC 30 Fuerte Más (LC3): cement with calcined clay (Holcim).
2. CPC 30 ECOPlanet: Portland cement (Holcim).
3. Cement HPH 1 and Cement HPH 2: Generic CPC 30 type cements supplied by third parties collaborating with Habitat for Humanity Mexico, with no commercial brand identification.

Table 1 presents the physical properties of the cements used. The evaluated cements show variations in their physical and mechanical properties, but in general they comply with the specifications established by the standard [14].

Table 1-Physical properties of the cements used [14].

Parameter		Unit	Results				Especification NMX-C- 414- ONNCCE2017
			CPC 30 ECOPlanet (Holcim)	CPC 30 Fuerte Mas (Holcim LC3)	Cemen t HPH 1	Cement HPH 2	
Fluidity		%	110	111	111	109	----
Ratio w/c		%	0,484	0,510	0,510	0,500	----
Consistency Normal		%	26,0	29,7	26,6	25,6	----
Setting time	Initial	min	201	95	165	128	45 min Minimum
	Final		355	280	385	320	600 min Maximum
Density		g/cm ³	2,82	2,84	2,84	2,88	----
False Setting		%	72	94	80	84	----
Fineness Mesh 0,045 (No. 325)		%	3,5	7,8	14,8	3,9	----
Method of air permeability Blaine		cm ² /g	4 340	5 810	4 060	6 250	---
Sanitation		%	-0,05	-0,03	-0,04	-0,03	Expansion Maximum 0.80 % Shrinkage maximum 0.20%.
Bars immersed in water		%	0,001	0,002	0,001	0,001	----
Compressive strength	1 d	N/m ²	8,1	10,4	6,5	13,9	----
	3 d		20,0	19,2	18,7	24,4	30 R (20 Minimum)
	7 d		24,0	27,7	22,8	29,7	40 R (30 Minimum)
	14 d		27,7	30,0	26,9	33,2	----
	28 d		32,2	34,7	30,0	37,7	30 - 30 R (30 Minimum)

Aggregates: The aggregates used in the study (both fine and coarse) are obtained in the town of Chilapilla (Veracruz) belonging to the municipality of La Perla and are the product of rock crushing. Table 2 presents the physical properties of the aggregates used for the production of the concrete, which presented the following particularities:

- Out-of-norm particle size distribution: The granulometric curve (Figure 2) showed significant deviations in particle sizes, especially in the intermediate and fine sieves. For example, the percentage of material retained in key sieves (e.g., No. 4, 8 and 16) did not conform to the ranges established by the regulations.
- Presence of uncontrolled fines: An excess of particles smaller than 75 µm (No. 200 sieve) was observed, which affected the workability and increased the porosity of the concrete.
- Angular shape and rough texture: The coarse aggregate particles showed low sphericity, making compaction difficult and favoring segregation.

Table 2- Aggregate characteristics [15]

Test	Unit	Gravel	Sand	Specification NMX-C-111- ONNCCE-2018
		project 05 a 20 mm	project 00-05 mm	
Determination of clay lumps and crumbly particles	%	0,0	0,2	10.0 max. gravel, 3.0 max. sand
Aggregate sanitation by means of sodium sulfate	%	0,2	2,9	12 max. gravel
				10 max. sand
Loose dry volumetric mass	kg/m ³	1 434	1 413	-----
Compacted dry volumetric mass		1 569	1 527	
Water content by drying	%	0,2	1,5	-----
Volumetric coefficient (of shape)	-----	0,16	-----	0,20 mínimo
Abrasion and impact degradation resistance of coarse aggregate using the Angel Machine	%	31	-----	50 max
Flat and elongated pieces	%	29,4	-----	-----
Sand equivalent	%	----	68	-----
Absorption	%	0,3	5,0	-----
Organic impurities	Color	----	3	3 max
Particles finer than 0.075 mm (No 200) sieve by washing	%	1,2	12	1,0 max. gravel
				5,0 max. sand
Relative density when saturated and surface dry	Adimensional	2,70	2,38	-----
Potential reactivity of aggregates with cement alkalis by chemical method	----	Innocuo	Innocuo	-----

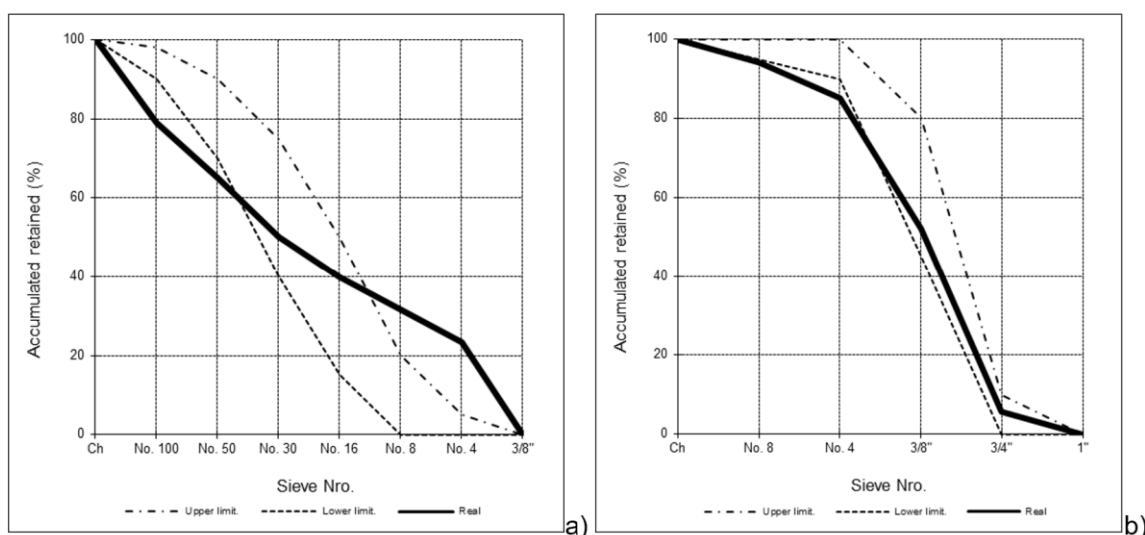


Fig. 1 -Particle size distribution of the aggregates used, a) Fine aggregate, b) Coarse aggregate

2.2. EXPERIMENTAL DESIGN

A 2x2 factorial design with randomized blocks was adopted:

Factors:

- Type of cement (4 levels: LC3, ECOPlanet, Cement HPH 1 y 2).
- Target strength (2 levels: 20 MPa and 30 MPa).
- Replicates: 3 samples per combination (total: 24 samples).
- Randomization: Manufacture in random order to minimize environmental biases.

For the 20 MPa concrete, the same dosage of the construction company contracted by Habitat was used. In addition, a second batching was produced for 30 MPa concrete recommended by the Holcim team. During the manufacture of the concrete, care was taken to ensure that the conditions of all the mixtures with different types of cement were the same (same type of aggregate and dosage). Table 3 shows the proportions used.

Table 3- Dosage used in the manufacture of concrete (1 m³)

Sample	Proportion	Cement (kg)	Fine aggregate (kg)	Coarse aggregate (kg)	Water (kg)	w/c	Ambient temp. (°C)	Concrete Temp. (°C)
Cement HPH 1	1-5-6	327	751	901	190	0.58	27	22
Cement HPH 2	1-5-6	327	751	901	206	0.63	30	25
CPC 30 ECOPlanet (Holcim)	1-5-6	327	751	901	177	0.54	23	23
CPC 30 Fuerte Mas (Holcim LC3)	1-5-6	327	751	901	203	0.62	24	23
Sample	Proportion	Cement (kg)	Fine aggregate (kg)	Coarse aggregate (kg)	Water (kg)	w/c	Ambient temp. (°C)	Concrete Temp. (°C)
Cement HPH 1	1-2 1/2 -4 1/2	452	519	933	226	0.5	20	19
Cement HPH 2	1-2 1/2 -4 1/2	452	519	933	226	0.5	23	20
CPC 30 ECOPlanet (Holcim)	1-2 1/2 -4 1/2	452	519	933	226	0.5	24	24
CPC 30 Fuerte Mas (Holcim LC3)	1-2 1/2 -4 1/2	452	519	933	244	0.54	24	24

2.3. TESTS

In the manufacture of the concrete this was evaluated in fresh and hardened condition. The tests performed were:

- In fresh condition: Slump [16], occluded air [17] and Determination of setting time using the Holcim Heat equipment, SGI-CITEC-SDL-PR-059.
- In hardened state: Compressive strength in 10x20 cm cylinders [18].
- A durability study protocol was also carried out on specimens prepared with the concretes produced. The tests are briefly described below
- Chloride permeability (ASTM 1202): The PROOVE'it system is used to evaluate the resistance in concrete to chloride ion ingress by determining how easy it is to force chlorides into saturated concrete by applying an electrical potential across a test specimen in accordance with AASHTO T 277 or ASTM 1202. This is known as the "Coulomb Test" or the "Rapid Chloride Permeability Test (RCPOT)". During the test, the total past load is determined and used for the classification of the concrete according to the criteria shown in Table 4, proposed by Whiting.

Table 4- RCPOT Ranges [19]

Passed load (Coulombs)	Chloride Ion Permeability
>4.000	High
2.000-4.000	Moderate
1.000-2.000	Low
100-1.000	Very Low
<100	Insignificant

- Surface resistivity: This test is performed with the resistpod, an instrument that is designed to measure the electrical resistivity of concrete or rock using the Wenner probe principle. A current is applied to two outer probes and the potential difference between the two inner probes is measured. The current is carried by ions from the liquid in the pores. The calculated resistivity depends on the distance between the sondes [20], [21], [22], [23]. The interpretation of the results is made taking the following reference:

Table 5- Interpretation of resistivity levels [24]

Electrical resistivity	Interpretation criteria
$p > 200 \text{ k}\Omega \cdot \text{cm}$	Low corrosion risk
$200 > p > 10 \text{ k}\Omega \cdot \text{cm}$	Moderate corrosion risk
$P < 10 \text{ k}\Omega \cdot \text{cm}$	High corrosion risk

- Nordtest NT Build 492: The test consists of subjecting a cylindrical concrete specimen to an electric potential applied axially through it, forcing the chloride ions present in the external solutions to migrate towards the interior of the specimen. Once the penetration distance has been measured, the non-steady-state chloride migration coefficient (D_{nssm}) can be calculated. The interpretation of the results is carried out by taking the following reference (See Table 6)

Table 6- Nordtest NT Build 492 Data Ranges.

Chloride migration	$D_{nssm} (\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s})$
Very low	0–3.5
Low	3.5–6.75
Moderate	6.75–10.5

3. RESULTS

3.1. PROPERTIES IN THE FRESH STATE

The results of the slump test using the Abrams Cone (Figure 2) indicate that the concretes made with conventional CPC 30 cement and CPC 30 Fuerte Mas (LC3) for strengths of 20 MPa show comparable behavior, with no significant differences. This suggests that partial substitution of traditional cement with alternative materials such as LC3 does not adversely affect workability in this strength range. However, in 30 MPa concretes, a slight decrease in slump is observed when using cements incorporating calcined clays (CPC 30 Fuerte Mas). Despite this reduction, all values remain within the range specified by the standard [16] for fluid consistency concretes, which guarantees their adequate workability on site.

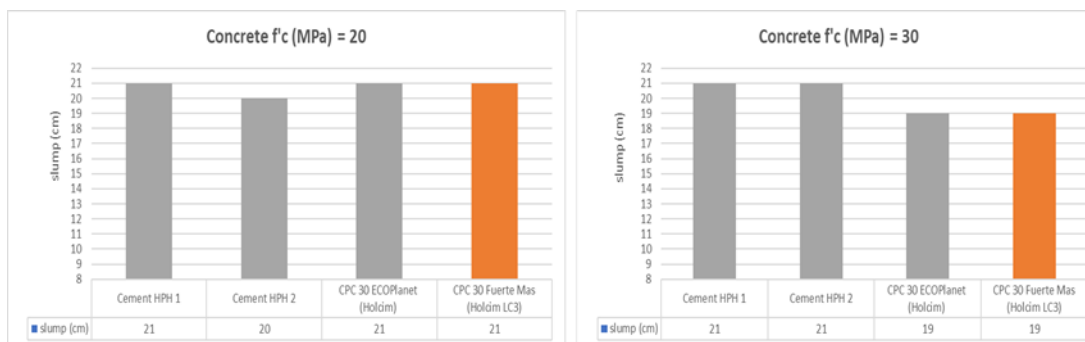


Fig. 2- Abrams Cone Test Results

The measurement of occluded air in fresh concrete (Figure 3) shows no significant variations among the evaluated mixes. However, a more detailed analysis of the concretes made with Holcim's CPC 30 ECOPlanet cement reveals specific values that require closer attention. For the 30 MPa mix, the incorporated air content was measured at 1.3%, placing it slightly below the recommended limit of 1.5%. In contrast, the 20 MPa mix achieved an air content of 1.7%, placing it within the optimal range (1.5 – 3.0%). This variability suggests that while the ECOPlanet cement formulation designed to reduce the carbon footprint without compromising rheological properties [5] generally favors adequate air content, its performance could be influenced by the specific mix design, such as aggregate gradation or paste volume, which would explain the lower value in the 30 MPa mix.

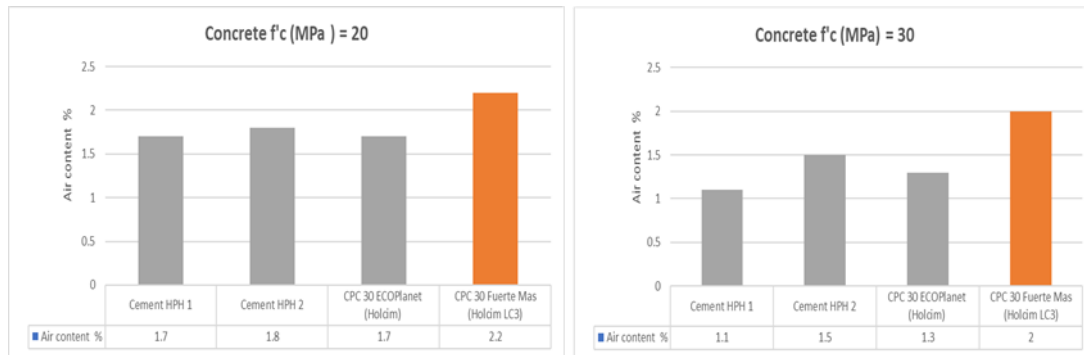


Fig. 3- Measurement of occluded air in concrete

The setting times (Figure 4) show notable differences when using cements with calcined clays (CPC 30 Fuerte Mas). These concretes have a slower setting time compared to traditional concretes, together with a lower release of hydration heat. This phenomenon is beneficial for durability, as it reduces the risk of thermal cracking in massive structural elements, such as slabs or foundations [25]. The extended setting time also allows a larger window for surface finishing in adverse weather conditions.

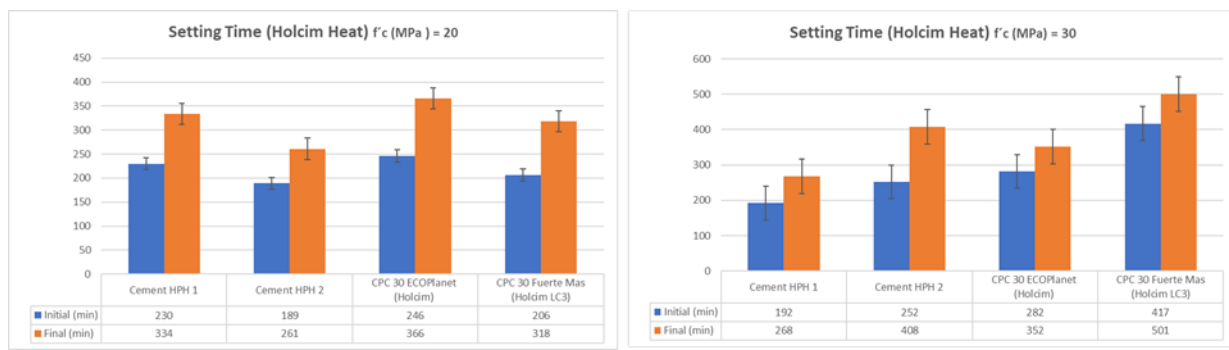


Fig. 4- Measurement of setting time in concretes

The results demonstrate that the use of cements with calcined clays (LC3) and ECOPlanet does not compromise the fundamental properties of fresh concrete, complying with regulatory standards. In addition, the variations observed, such as lower slump in higher strength concretes and prolonged setting, reflect technical adaptations that can optimize the performance of the material in specific applications, prioritizing durability and sustainability without sacrificing quality.

3.2. MECHANICAL STRENGTH

The compressive strength results of the evaluated concretes (Figure 5.), under NMX-C-083-ONNCCE-2014, 2014, show a differentiated behavior according to age and type of cement used. The main results are detailed below:

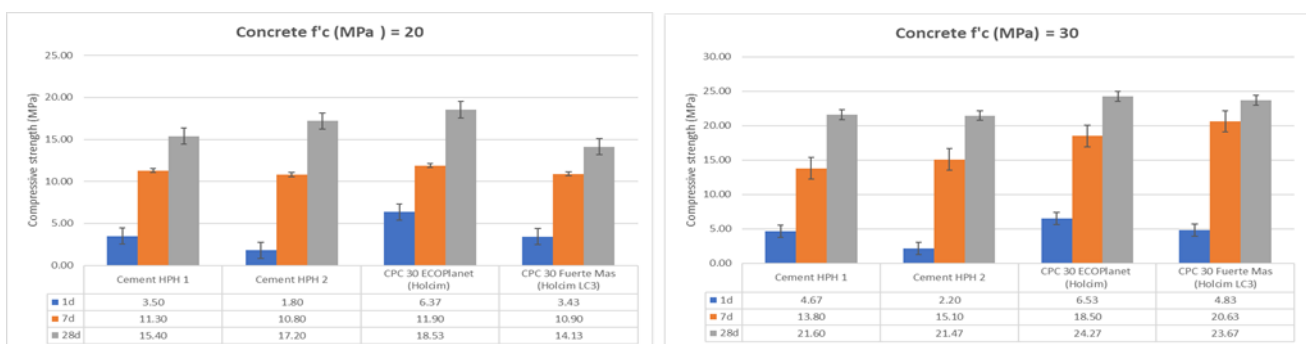


Fig. 5- Strength values in concrete

Strength at early ages (24 hours and 7 days):

- Concretes designed for 30 MPa, made with cement including calcined clays (CPC 30 Fuerte Mas Holcim LC3), presented the highest strength values at 7 days. This behavior suggests an early strength gain, possibly associated with the activation of calcined clays, which accelerate hydration reactions.
- However, none of the concretes evaluated reached the minimum requirements established (20 MPa and 30 MPa for the specified ages).

Strength at 28 days:

- At 28 days, the CPC 30 Fuerte Mas Holcim LC3 concrete matched the strength of CPC 30 ECOPlanet Holcim. However, both failed to meet the minimum required values (20 MPa and 30 MPa) established for this age. The quality of aggregates, identified as a critical factor, did not comply with Mexican standards. Aggregates with high porosity, contamination, or inadequate gradation reduced compaction and final strength.
- The proposed mix designs also failed to ensure the expected quality, highlighting the need to adjust material proportions in future designs.

The evaluated concretes, including variants with calcined clays (CPC 30 Fuerte Mas Holcim LC3) and eco-friendly alternatives (CPC 30 ECOPlanet Holcim), did not achieve the required strength values (20 MPa and 30 MPa) at any of the analyzed ages (24 h, 7, and 28 days). Although the calcined clay concrete showed better early-age performance (7 days), its strength plateaued at 28 days, matching ECOPlanet. Substandard aggregate quality and improper mix designs were the primary causes of these results.

3.3. DURABILITY INDICATORS

3.3.1. CHLORIDE PERMEABILITY (ASTM 1202)

The results in Figure 6 show that concretes made with CPC 30 Fuerte Mas cement (incorporating calcined clays) have a permeability to chlorides classified as low to very low, with values between 100-2000 Coulombs. A direct decrease in permeability is observed in cements with calcined clays. This is attributed to the formation of a denser microstructure, where the calcined clays act as supplementary material, reducing the connectivity of the capillary pores and limiting the penetration of chloride ions. This behavior is critical in environments exposed to chlorides, such as marine areas, where low permeability delays reinforcement corrosion [26].

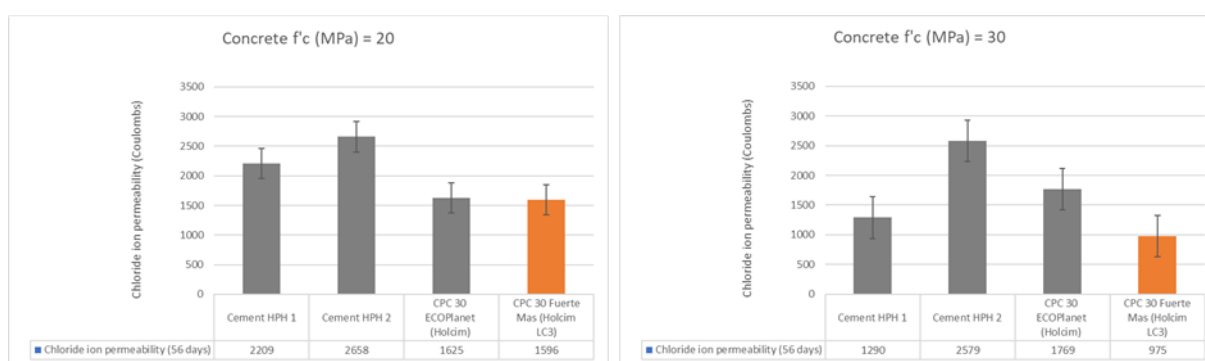
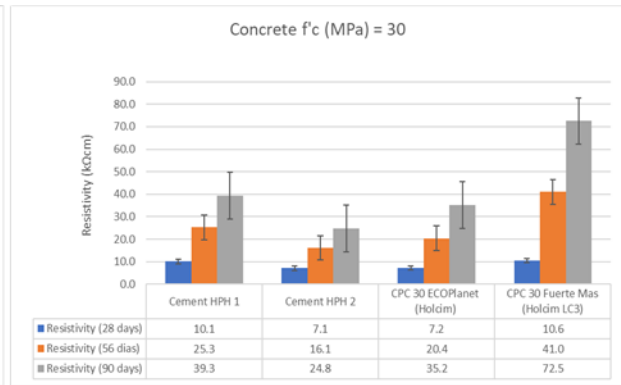
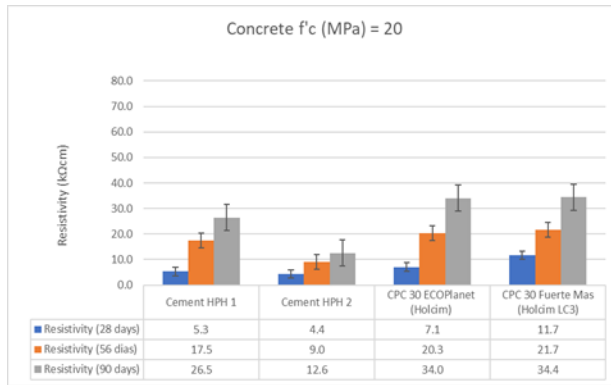


Fig. 6- Rapid Chloride Permeability Values according to ASTM 1202

3.3.2. ELECTRICAL RESISTIVITY

Fig. 7 reveals that the mixes with CPC 30 Fuerte Mas reach the highest resistivity values (10 – 72 kΩ-cm at 96 days), being classified as low corrosion risk. In contrast, conventional cements (1 and 2) show lower resistivities, associated with higher corrosion risk. High resistivity indicates a reduction in ion mobility within the concrete, which hinders electrochemical corrosion processes. The improvement in this property with calcined clays is due to the refinement of porosity and the formation of additional hydrated phases, such as aluminates and silicates[27].



3.3.3. CORRELATION BETWEEN PERMEABILITY AND RESISTIVITY

Fig. 8 shows an inverse correlation between chloride permeability and resistivity- samples with lower permeability (CPC 30 Fuerte Mas) exhibit higher resistivity. This relationship is explained by the dense and poorly connected microstructure, which restricts both chloride flux and ionic conduction. Previous studies support that a reduction in pore size and connectivity simultaneously improves both properties, increasing the durability of concrete [28].

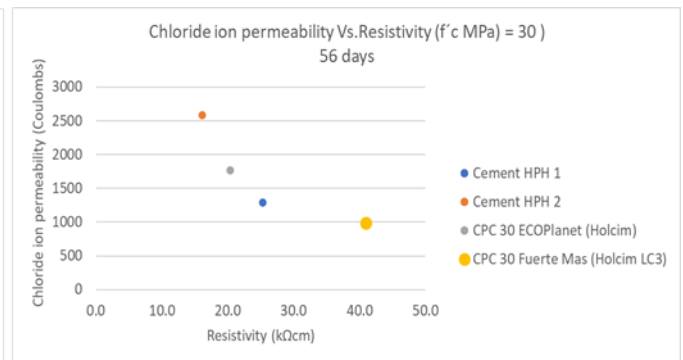
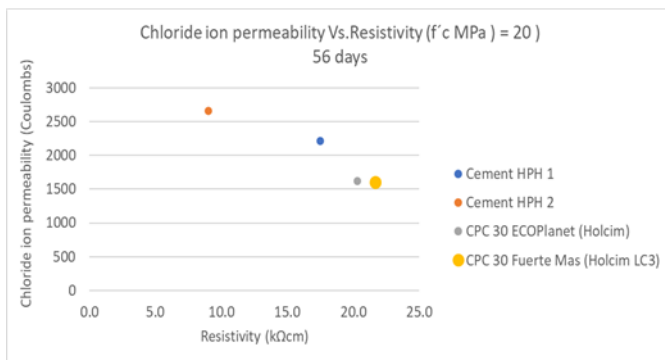


Fig. 8 -Contrast between Chloride permeability and Resistivity

3.3.4. CHLORIDE MIGRATION

Fig. 9 shows that concretes with CPC 30 Fuerte Mas exhibit non-steady-state chloride migration values of $0-3.5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, classified as very low. In comparison, conventional cements (1,2) show values of $6.75-10.5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, considered moderate. This confirms that calcined clays effectively inhibit the entry and migration of chlorides by creating a dense microstructure with discontinuous porosity, which forces the ions to follow tortuous paths[29].

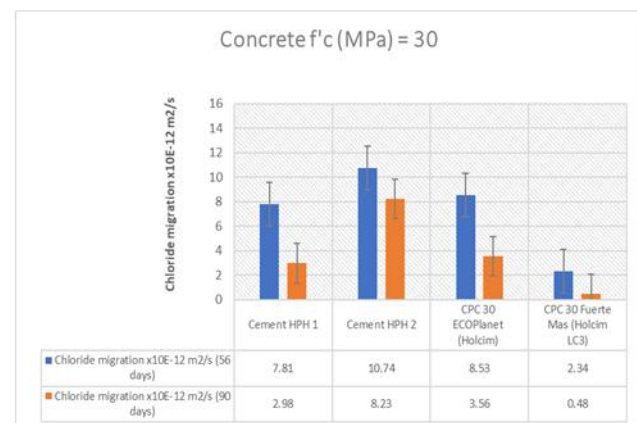
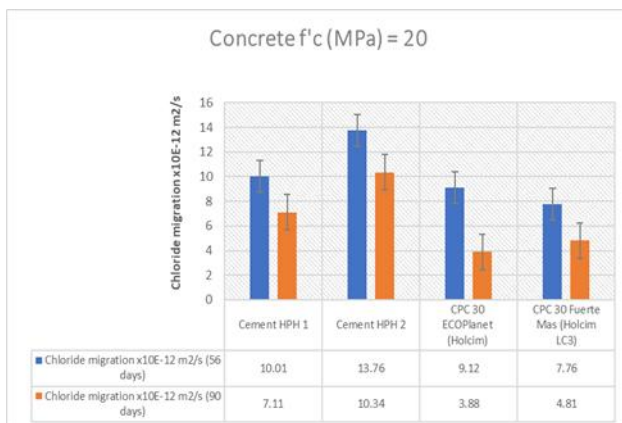


Fig. 9- Chloride migration values in concretes

3.3.5. CORRELATION BETWEEN CHLORIDE MIGRATION AND RESISTIVITY

As in the previous cases, the samples with calcined clays show lower chloride migration and higher resistivity (Figure 10), confirming that a refined porous structure simultaneously improves both properties. Previous studies support that reduction in pore size and connectivity increases durability [30].

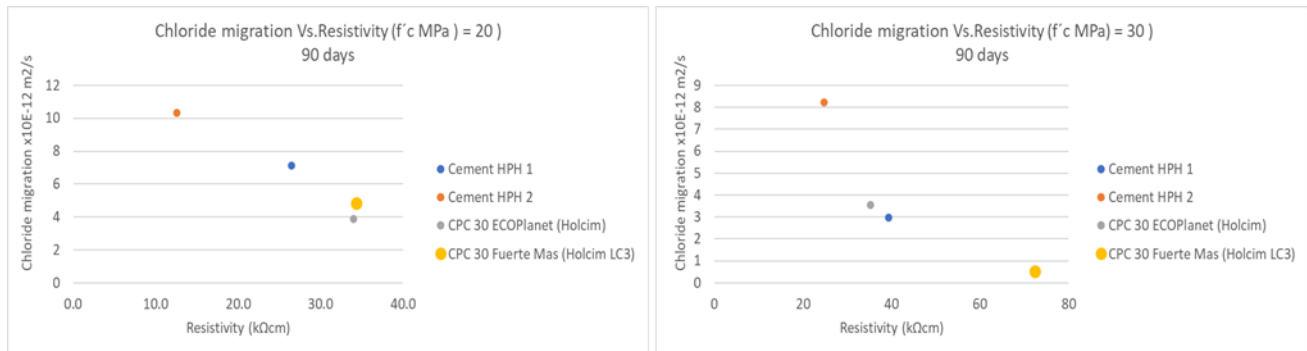


Fig. 10- Chloride migration vs. resistivity

CPC 30 Fuerte Mas cement, incorporating calcined clays, demonstrates superior performance in durability:

- Reduced chloride permeability (100-2000 Coulombs), ideal for marine environments.
- High resistivity (10-72 $\text{k}\Omega\text{-cm}$), minimizing the risk of corrosion.
- Very low chloride migration ($0\text{-}3.5 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$), compared to moderate values in conventional cements.

The inverse correlations between permeability/resistivity and migration/resistivity underline the key role of a dense microstructure in inhibiting corrosive processes. These findings are aligned with research highlighting the use of supplementary materials (calcined clays) to optimize the microstructure of the cement [31].

3.4. IMPACT OF NON-STANDARD AGGREGATES ON THE RESULTS

The results of the study evidence that the use of non-standard aggregates (those non-compliant with NMX-C-111-ONNCCE-2018, 2018 had a significant impact on the properties of LC3 concrete. Their key effects are discussed below:

3.4.1. INFLUENCE ON WORKABILITY AND MECHANICAL STRENGTH

- **High water demand and high w/c ratio:** Aggregates presented an out-of-specification grain size distribution (Figure 1), with high fines content and irregular particles. This increased the water demand to achieve workability, raising the water/cement (w/c) ratio to 0.63 (Table 3). As pointed out by [32], poorly graded aggregates generate voids in the concrete matrix, reducing mechanical strength. This explains why the samples did not reach the required design strength (Figure 5), despite using LC3, which in controlled studies [33] equals Portland in strength.
- **Slump reduction:** Calcined clays in LC3 increase the specific surface area of cement, which normally reduces workability. However, in this case, the non-standard aggregates exacerbated this effect, limiting the slump to minimum acceptable values (Figure 2).

3.4.2. EFFECTS ON DURABILITY

- **Permeability and resistivity:** Despite the deficient aggregates, LC3 (specifically CPC 30 Fuerte Más) showed low permeability to chlorides (100-2000 Coulombs, Figure 6) and high electrical resistivity (10-50 $\text{k}\Omega\text{cm}$, Figure 7). This is attributed to the ability of calcined clays to densify the concrete matrix, reducing pore connectivity [5]. However, under normative conditions, these values could be further improved, as demonstrated by Garces-Vargas et al., 2024 in studies with standardized aggregates.

3.4.3. SPECIFIC TECHNICAL RECOMMENDATIONS

Non-standardized aggregates, such as those used in this study, present critical challenges for concrete quality. Their irregular grain size, high fines content and angular texture affect workability, strength and durability. Technical recommendations for builders and regulators are proposed below:

For Builders:

1. **Aggregate Processing:**

- **Screening and Grading:** Implement mobile screening equipment to separate out-of-standard particles (e.g. vibrating screens). This allows adjusting the granulometric curve to the ranges of Mexican regulations (NMX-C-111-ONNCCE-2018, 2018).
- **Aggregate Washing:** Reduce fines content (<75 µm) by water washing, especially in sand, to minimize water demand and improve compaction.
- **Source Mixing:** Combine aggregates from different quarries or add commercial aggregates (e.g. crushed gravel) to compensate for deficiencies in shape or size.

1. **Dosage Adjustments:**

- **Modify Proportions:** Test alternative mix designs (e.g. 1-4-5 instead of 1-5-6) to balance workability and strength, considering the angular shape of the aggregates.

1. **On-site Quality Control:**

- Perform rapid tests for particle size and fines content prior to each batch of concrete.
- Monitor consistency with Abrams cone.

For Regulators:

1. **Standardization Policies:**

- Require NMX-C-111(NMX-C-111-ONNCCE-2018, 2018) certification for aggregates in public projects, including in rural contexts.
- Promote the creation of local aggregate processing centers, subsidized by state governments, to guarantee access to standardized materials.

1. **Training and Dissemination:**

- Develop practical guidelines for the use of non-standardized aggregates, including protocols for adjusting dosages and compaction techniques.
- Implement workshops with engineers and site managers on the management of LC3 and local aggregates, emphasizing water and additive control.

1. **Sustainable Incentives:**

- Award subsidies or green certifications to projects that combine LC3 with processed aggregates, aligned with SDG 9 and 11.
- Establish partnerships with universities or NGOs to validate low-cost aggregate processing technologies (e.g. manual screens, washing systems with water recycling).

3.5. COMPARISON WITH PREVIOUS STUDIES: MECHANICAL STRENGTH MATCHES AND DURABILITY ADVANTAGES OF LC₃

The results show that LC3 cement achieved mechanical strengths comparable to Portland cement at early ages and similar to 28 days, despite the limitations imposed by the non-standard aggregates. These observations are in line with key results from the literature (see Table 6).

Table 6- Comparison with Previous Studies

Parameter Evaluated	Results of the Current Study	Coincidences with Previous Studies	Differences/Context
Mechanical Resistance	<ul style="list-style-type: none"> - Similar strength to Portland at 28 days (Figure 5). - Higher strength at 7 days in LC3 (30 MPa concrete). 	<ul style="list-style-type: none"> - [5]: LC3 equals Portland at 28 days. - [12]: Pozzolanic reaction improves early strength. 	<ul style="list-style-type: none"> - The use of non-standard aggregates increased the water/cement ratio and limited the mechanical strength. - [34]: With standardized aggregates, optimum strengths are achieved.
Chloride Permeability	<ul style="list-style-type: none"> - Low" to 'very low' values (100-2000 Coulombs) in LC3 (Figure 6). 	<ul style="list-style-type: none"> - [7]: LC3 reduces permeability due to dense matrix. - [35]: C-A-S-H blocks chloride ions. 	<ul style="list-style-type: none"> - Non-standardized aggregates did not significantly affect the permeability advantage.
Electrical Resistivity	<ul style="list-style-type: none"> - Moderate (10-72 kΩ cm), low corrosion risk (figure 7) 	<ul style="list-style-type: none"> - [27]: High resistivity linked to low porosity. - [6]: LC3 reduces effective porosity. 	<ul style="list-style-type: none"> - Lower values than in studies with standardized aggregates, but still superior to Portland.
Aggregate Impact	<ul style="list-style-type: none"> - Non-normalized aggregates increased w/c ratio and limited mechanical strength. 	<ul style="list-style-type: none"> - [32]: Poorly graded aggregates reduce strength. - [34]: Standardized aggregates optimize LC3 	<ul style="list-style-type: none"> - Unlike other studies, where standardized aggregates were used, this work faced challenges due to irregular grain size.

LC3 cement confirmed its potential to match Portland cement in mechanical strength (under controlled conditions) and surpass it in durability, as reported in the literature. Similarities with previous studies validate its technical efficacy, while differences related to the decrease in compressive strength highlight the importance of standardizing local materials. The advantages in durability (low permeability and high resistivity) were maintained even with deficient aggregates, supporting its suitability for projects in aggressive environments.

3.6. PRACTICAL IMPLICATIONS: RECOMMENDATIONS FOR BATCHING ADJUSTMENTS AND STANDARDIZATION OF LOCAL MATERIALS.

Dosage adjustments: Review aggregate proportions and adjust the proportion of fine and coarse aggregates according to their actual grain size (e.g., reduce fines if there is excess) to minimize voids in the matrix and improve compaction. Conduct pilot tests with modified dosages (e.g., 1-4-5 instead of 1-5-6) to balance strength and workability.

Standardization of Local Materials: Aggregate quality control: Implement mandatory granulometric and water absorption tests, aligned with NMX-C-111-ONNCCE-2018, to ensure technical compliance.

4. CONCLUSIONS

1. LC3 cement demonstrated mechanical strength comparable to Portland cement at early ages (7 days) and similar at 28 days, despite the limitations imposed by non-standard aggregates. Its ability to densify the concrete microstructure significantly reduced chloride permeability (100-2000 Coulombs) and increased electrical resistivity (10-72 k Ω -cm), improving durability in aggressive environments.
2. However, aggregates with irregular grain size and high fines content increased water demand (w/c ratio up to 0.63), limiting the final mechanical strength and evidencing the need for dosage adjustments.
3. The substandard quality of the local aggregates (non-standard grain size distribution, excess fines and angular particles) negatively affected the workability, compaction and strength of the concrete. This underscores the importance of standardizing local materials to maximize the potential of LC3.
4. Aggregate standardization and technical training are pillars for scaling up LC3. Strategies such as screening, washing, and batching adjustments can mitigate the limitations of local materials, while public policies can ensure access in marginalized regions.
5. The use of LC3 reduces CO₂ emissions associated with cement production by up to 40%, aligning with SDGs 9 (Industry and Innovation) and 11 (Sustainable Cities). Its greater durability also extends the useful life of structures, minimizing resource consumption in maintenance and reconstruction.
6. In summary, LC3 is positioned as a viable and sustainable alternative to traditional cement in social housing projects, provided that it is complemented by improvements in the quality of local materials and construction practices. Its adoption would not only reduce the environmental footprint of the construction sector, but also promote more resilient structures in regions exposed to adverse climatic conditions.

5. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors express their gratitude to the collaboration of Habitat for Humanity Mexico and Holcim, Center of Technological Innovation for Construction (CITEC) for providing all the necessary facilities to carry out this study.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. P. J. M. Monteiro, S. A. Miller, and A. Horvath, "Towards sustainable concrete," *Nat. Mater.*, vol. 16, no. 7, pp. 698–699, 2017, doi: <https://doi.org/10.1038/nmat4930>
2. R. M. Andrew, "Global CO₂ emissions from cement production," *Earth Syst. Sci. Data*, vol. 10, no. 1, pp. 195–217, 2018, doi: <https://doi.org/10.5194/essd-10-195-2018>
3. IEA and WBCSD, "Technology Roadmap: Low-Carbon Transition in the Cement Industry," *Int. Energy Agency*, p. 66, 2021, [Online]. Available: <https://www.iea.org/reports/technology-roadmap-low-carbon-transition-in-the-cement-industry>
4. CONAVI, "Programa Nacional de Vivienda," *Gob. México.*, [Online]. Available: <https://www.gob.mx/sedatu/documentos/programa-nacional-de-vivienda-2021-2024>
5. K. Scrivener, F. Martirena, S. Bishnoi, and S. Maity, "Calcined clay limestone cements (LC3)," *Cem. Concr. Res.*, vol. 114, no. March 2017, pp. 49–56, 2018, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.08.017>
6. F. Zunino and K. Scrivener, "The reaction between metakaolin and limestone and its effect in porosity refinement and mechanical properties," *Cem. Concr. Res.*, vol. 140, p. 106307, 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106307>
7. Fernando Martirena and Karen Scrivener, "Industrial Production and Use of a Portland Calcined Clay Limestone Cement," *ACI Symp. Publ.*, vol. 320, 2016, doi: <https://doi.org/10.14359/51701078>
8. S. S. Berriel et al., "Assessing the environmental and economic potential of Limestone Calcined Clay Cement in Cuba," *J. Clean. Prod. J.*, pp. 1–9, 2016, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.02.125>
9. S. M. F. Hussain, T. Ayub, T. Jamil, and A.-R. Khan, "Durability Performance of OPC and LC3-50 Concrete Containing Lightweight Aggregates," *Iran. J. Sci. Technol. Trans. Civ. Eng.*, 2025, doi: <https://doi.org/10.1007/s40996-025-01784-8>
10. SEDATU, "Diagnóstico del Sector Vivienda," *Secr. Desarro. Agrar. Territ. y Urbano.*, 2024, [URL]. Available: <https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/936040/Diagnostico-del-Sector-Vivienda-VF.pdf>
11. J. M. Mendoza-Rangel and J. H. Díaz-Aguilera, "Circular economy in the Latin American cement and concrete industry: a sustainable solution of design, durability, materials, and processes," *Rev. Alconpat*, vol. 13, no. 3, pp. 328–348, 2023, doi: <https://doi.org/10.21041/ra.v13i3.697>
12. A. Alujas, R. Fernández, R. Quintana, K. L. Scrivener, and F. Martirena, "Pozzolanic reactivity of low grade kaolinitic clays: Influence of calcination temperature and impact of calcination products on OPC hydration," *Appl. Clay Sci.*, vol. 108, pp. 94–101, 2015, doi: <https://doi.org/10.1016/j.clay.2015.01.028>
13. R. G. Pillai et al., "Service life and life cycle assessment of reinforced concrete systems with limestone calcined clay cement (LC3)," *Cem. Concr. Res.*, vol. 118, pp. 111–119, 2019, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.11.019>
14. NMX-C-414-ONNCCE2017, "Industria De La Construcción – Cementantes Hidráulicos – Especificaciones Y Métodos De Ensayo.," *ONNCCE.*, 2017.
15. NMX-C-111-ONNCCE-2018, "Norma Mexicana para Agregados en Concreto.," *ONNCCE.*, 2018.
16. NMX-C-156-ONNCCE-2010, "Determinación del revenimiento en el concreto fresco," *ONNCCE.*, 2010.
17. NMX-C-157-ONNCCE-2006, "Determinación del contenido de aire del concreto fresco por el método de presión," *ONNCCE.*, 2006.
18. NMX-C-083-ONNCCE-2014, "Determinación de la resistencia a compresión de especímenes - Método de ensayo," *ONNCCE.*, 2014.
19. ASTM-C1202, "Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration," *ASTM*, vol. i, no. Reapproved, pp. 3–5, 2022, doi: <https://doi.org/10.1520/C1202-19.10.1520/C1202-22.2>
20. P. In and C. Resistivity, "Resistivity test criteria for durability design and quality control of concrete in chloride exposures," vol. 40, no. 4, 2012.
21. F. Hunkeler, "The resistivity of pore water solution-a decisive parameter of rebar corrosion and repair methods," *Constr. Build. Mater.*, vol. 10, no. 5, pp. 381–389, 1996, doi: [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00029-1](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00029-1)
22. U. M. Angst and B. Elsener, "On the applicability of the wenner method for resistivity measurements of concrete," *ACI Mater. J.*, vol. 111, no. 6, pp. 661–672, 2014, doi: <https://doi.org/10.14359/51686831>

23. B. Díaz, L. Freire, X. R. Nóvoa, B. Puga, and V. Vivier, "Cement and Concrete Research Resistivity of cementitious materials measured in diaphragm migration cells: The effect of the experimental set-up," *Cem. Concr. Res.*, vol. 40, no. 10, pp. 1465–1470, 2010, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.05.004>
24. NMX-C-514-ONNCCE-2019, "Industria De La Construcción – Resistividad Eléctrica Del Concreto Hidráulico – Especificaciones Y Métodos De Ensayo," ONNCCE., 2019.
25. M. C. G. Juenger, R. Snellings, and S. A. Bernal, "Supplementary cementitious materials: New sources, characterization, and performance insights," *Cem. Concr. Res.*, vol. 122, no. February, pp. 257–273, 2019, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2019.05.008>
26. P. K. Mehta and P. J. M. Monteiro, *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*, 4th Editio. New York: McGraw-Hill Education, 2014. [Online]. Available: <https://www.accessengineeringlibrary.com/content/book/9780071797870>
27. P.-C. Aïtcin, *Science and Technology of Concrete Admixtures*, no. 59. 2016. doi: <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100693-1.00024-2>
28. R. Polder et al., "Test methods for on site measurement of resistivity of concrete," *Mater. Struct.*, vol. 33, no. 10, pp. 603–611, 2000, doi: 10.1007/BF02480599.
29. R. Polder et al., "Rilem TC 154-EMC: Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion - Test methods for on site measurement of resistivity of concrete," *Mater. Struct.*, vol. 33, no. December 2000, pp. 603–611, 2000, doi: <https://doi.org/10.1007/BF02480599>
30. F. Martirena, A. Favier, and K. Scrivener, *Calcined Clays for Sustainable Concrete*. Springer Nature, 2018. doi: <https://doi.org/10.1007/978-94-024-1207-9>
31. F. Martirena, A. Favier, and K. Scrivener, *Calcined Clays for Sustainable Concrete*. 2018. doi: <https://doi.org/10.1007/978-94-024-1207-9>
32. A. Neville, "Consideration of durability of concrete structures : Past , present , and future.," vol. 34, no. March, pp. 114–115, 2001, [Online]. Available: <https://link.springer.com/article/10.1007/BF02481560>
33. A. Alujas, R. Fernández, R. Quintana, K. L. Scrivener, and F. Martirena, "Applied Clay Science Pozzolanic reactivity of low grade kaolinitic clays : In fl uence of calcination temperature and impact of calcination products on OPC hydration," *Appl. Clay Sci.*, pp. 1–8, 2015, doi: <https://doi.org/10.1016/j.clay.2015.01.028>
34. J. F. Garces-Vargas, Y. Díaz-Cardenas, and J. F. Martirena-Hernandez, "Evaluation of the Durability of Concrete with the Use of Calcined Clays and Limestone in Salinas, Ecuador," *Minerals*, vol. 14, no. 460, 2024, doi: <https://doi.org/10.3390/min14050460>
35. F. Avet, E. Boehm-Courjault, and K. Scrivener, "Investigation of C-A-S-H composition, morphology and density in Limestone Calcined Clay Cement (LC3)," *Cem. Concr. Res.*, vol. 115, no. October 2018, pp. 70–79, 2019, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.10.011>

4

Evaluación Estructural De Una Edificación Del Casco Histórico De La Habana

Structural evaluation of a building in the historic center of Havana

Autores

Javier Muñagorri Pérez

Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", monagorrijavier@gmail.com
<https://orcid.org/0009-0002-7921-1996>

David Méndez Juliá

Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" davidjuliamendez@gmail.com
<https://orcid.org/0009-0002-3334-3897>

Ginet María Guerrero Porras

Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría". ginny050498@gmail.com
<https://orcid.org/0009-0002-9114-6146>

Thalia Pérez Martínez

Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", toty9809@gmail.com
<https://orcid.org/0009-0008-3681-8687>

Gerardo Pérez Martínez

Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", grar2pm@gmail.com
<https://orcid.org/0009-0006-9311-0808>

Alejandro Miguel Guerra González

Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", amgglez02@gmail.com,
<https://orcid.org/0009-0003-8142-8403>

Katia Luis García

Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", katialuisg@gmail.com,
<https://orcid.org/0000-0003-1861-6017>

Alejandro López Llanusa

Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", lopezllanusa@gmail.com,
<https://orcid.org/0000-0002-9938-837X>

4

Evaluación Estructural De Una Edificación Del Casco Histórico De La Habana

Resumen

Los trabajos de conservación del patrimonio histórico de la ciudad de La Habana comprenden actividades ingenieriles destinadas a mantener en óptimas condiciones las edificaciones. Las construcciones que integran el complejo histórico de La Habana Vieja presentan afectaciones estructurales debido a la degradación física de los materiales y a los cambios de uso de los inmuebles, entre otras razones. Cuando se requiere cambiar el uso de una edificación, es esencial evaluar su estado técnico y calcular su capacidad de carga. El proceso de evaluación estructural abarca la consulta de los planos originales, la inspección visual de la estructura, la identificación de los materiales utilizados y la aplicación de las normativas vigentes relacionadas con el diseño y la seguridad estructural. En la actualidad, la reutilización de edificios existentes ha ganado relevancia como una práctica común, impulsada por la necesidad de optimizar recursos, reducir costos y minimizar el impacto ambiental asociado a la construcción de nuevas estructuras. No obstante, estas acciones implican considerar aspectos técnicos y estructurales que deben ser evaluados para garantizar la seguridad, funcionalidad y el cumplimiento normativo del inmueble. El objetivo de esta investigación es la evaluación estructural de una edificación pública del casco histórico de La Habana Vieja mediante la determinación de su capacidad portante. El resultado final es la respuesta de la estructura en términos de desplazamientos, fuerzas interiores y la relación demanda/capacidad de los elementos estructurales. Finalmente, se dictamina sobre la posibilidad de incremento de las cargas en el inmueble.

Palabras Clave: capacidad de carga, conservación, deterioros, evaluación estructural, resistencia

Abstract

The conservation work on the Havana's historical heritage includes engineering activities aimed at maintaining buildings in optimal condition. The structures that make up the historic complex of Old Havana present structural damage due to the physical degradation of materials and changes in the use of the buildings, among other reasons. When a change in a building's use is required, it is essential to evaluate its technical condition and calculate its load-bearing capacity. The structural evaluation process involves consulting the original blueprints, a visual inspection of the structure, identifying the materials used, and applying current regulations related to design and structural safety. Currently, the reuse of existing buildings has gained relevance as a common practice, driven by the need to optimize resources, reduce costs, and minimize the environmental impact associated with the construction of new structures. However, these actions require considering technical and structural aspects that must be evaluated to guarantee the building's safety, functionality, and regulatory compliance. The objective of this work is the evaluation of the technical condition of a public building in the historic core of Old Havana and the determination of its load-bearing capacity. The final result is the structure's response in terms of displacements, internal forces, and the demand/capacity ratio of the structural elements. Finally, a ruling is made on the possibility of increasing the loads on the property.

Keywords: conservation, damages, load-bearing capacity, resistance, structural evaluation

Nota Editorial: Recibido: 13 de enero 2026 Aceptado: 25 de marzo 2026

1. INTRODUCCIÓN

En 1982, el Centro Histórico de La Habana fue declarado Patrimonio de la Humanidad por la UNESCO, destacándose por su heterogeneidad constructiva y estilos arquitectónicos desarrollados a lo largo de su historia [1]. Desde entonces, el gobierno cubano se ha propuesto llevar a cabo acciones de conservación que permitan mantener en estado óptimo la mayor parte de la infraestructura del casco histórico de La Habana.

La conservación patrimonial ha evolucionado hacia un enfoque multidisciplinario donde la innovación científica resulta fundamental para desarrollar soluciones efectivas que mitiguen los procesos de deterioro [2-4]. En el caso de las edificaciones históricas, estas obedecen a múltiples factores como el envejecimiento natural de los materiales, la acción agresiva del ambiente costero, las intervenciones inadecuadas y la falta de mantenimiento sistemático, entre otros. En el contexto específico del casco histórico de La Habana Vieja, el ambiente costero acelera notablemente los deterioros en las estructuras [5], [6], [7]. A estos factores se suman las modificaciones estructurales realizadas sin los respectivos estudios de cargas, lo que compromete aún más la integridad de los inmuebles.

El cambio de uso de una edificación puede generar incrementos en las cargas de diseño original, lo cual precisa un estudio de la capacidad resistente actual de la estructura. Si se trata de una estructura con cierto grado de antigüedad, el primer paso es el levantamiento arquitectónico de la edificación y la identificación de los deterioros presentes. Posteriormente, se realiza la evaluación de los materiales que la componen y finalmente es posible obtener el comportamiento estructural de la edificación [8].

La estimación de la calidad de los materiales, así como la disposición de los aceros dentro de la masa de hormigón, se puede realizar mediante la ejecución de ensayos no destructivos [9], [10]. De esta forma se eliminan incertidumbres presentes en el proceso de simulación del estado actual de la estructura para predecir su comportamiento ya sea mediante métodos analíticos o la utilización de programas computacionales [11], [12]. Ortega et al. en su trabajo [13], describen ejemplos de calibración de modelos computacionales a partir de ensayos no destructivos tales como ensayos sínicos para evaluar la heterogeneidad de la mampostería y la obtención de las características dinámicas a partir de registros de aceleraciones. Estos últimos parámetros fueron empleados para detectar si algunas grietas existentes eran activas y qué influencia tenían en la respuesta de la estructura.

En su trabajo de 2012, Chávez Hernández et al. [14] aplicaron la metodología "Procedimiento para el diagnóstico patológico de edificaciones patrimoniales de alta complejidad a través de técnicas computacionales", la cual combina las técnicas de simulación computacional y el uso de ensayos. La metodología establece cuatro etapas de trabajo, y dentro de estas una serie de acciones particulares. La etapa uno se enfoca en la inspección preliminar, la etapa dos consiste en obtener las características de los materiales que componen el objeto de estudio y para esto, cuando sea necesario, realizar ensayos destructivos o no destructivos. Con esta información se construyen modelos que permitan predecir el comportamiento de la estructura y posteriormente proceder a realizar el diagnóstico patológico. La etapa cuatro y final establece las propuestas de actuación para la conservación del inmueble.

Este enfoque metodológico, que integra la inspección, la caracterización de materiales mediante ensayos no destructivos y la simulación computacional, se alinea con las prácticas contemporáneas de monitorización de la salud estructural (SHM, por sus siglas en inglés) para patrimonio construido. Como señalan Rossi y Bournas en una reciente revisión del estado del arte [15], la combinación de técnicas de inspección in-situ con modelos numéricos calibrados constituye actualmente la vía más fiable para evaluar la capacidad portante y predecir el comportamiento de estructuras históricas, especialmente cuando se enfrentan a cambios de uso o a condiciones ambientales agresivas.

El objetivo de la presente investigación es la evaluación estructural de una edificación pública del casco histórico de La Habana Vieja y determinar su capacidad portante. El objeto de estudio fue un inmueble construido entre los años 1916 y 1920. La edificación cuenta con cuatro niveles, para una altura total de 21 m, está dividida en dos edificios con fachada continua. Dichos edificios presentan diferentes usos y se comunican en su interior a partir del tercer nivel y en este trabajo se denominan edificio A y edificio B.

2. DESARROLLO

La investigación se desarrolló según las siguientes tareas: 1. Inspección de los edificios y levantamiento de los elementos estructurales. 2. Consulta de la documentación existente (planos e informes) para complementar el levantamiento de los elementos estructurales. 3. Levantamiento de deterioros, identificación de causas y consecuencias. 4. Construcción del modelo 3D de los edificios en el software Revit para la extracción de planos arquitectónicos. 5. Construcción del modelo de elementos finitos en el software ETABS [16] para el análisis estructural de los edificios. 6. Estudio de cargas de uso existentes y nuevas propuestas de cargas. 7. Realización de ensayos no destructivos.

2.1 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA Y ESTRUCTURAL DEL OBJETO DE INVESTIGACIÓN

Construido entre los años 1916 y 1920, el edificio se encuentra ubicado en el centro de La Habana Vieja. Es un ejemplo representativo de la arquitectura colonial cubana, con influencias barrocas y neoclásicas, adaptada a las necesidades funcionales y simbólicas de su uso actual. Se sitúa dentro de un tejido urbano caracterizado por calles estrechas, plazas históricas y edificaciones que datan de los siglos XVIII y XIX. La construcción original responde a la tipología de vivienda colonial, con un patio central como elemento organizador de los espacios. Con el tiempo, el edificio ha sido objeto de intervenciones con modificaciones y adaptación para su uso, de las cuales no existe registro continuo. Debido a esto, la primera tarea planteada en este trabajo fue el levantamiento de la distribución real de elementos estructurales y la confección de los planos.

El inmueble presenta una volumetría ortogonal compacta, con altura de cuatro niveles, típica de la arquitectura colonial habanera. La fachada principal se caracteriza por su composición simétrica, la presencia de portal corrido de doble puntal y arcos de medio punto, elemento distintivo de la arquitectura barroca cubana. Los materiales empleados en el edificio son la piedra, madera y tras las intervenciones se ha incorporado el vidrio, el cual se ha empleado de modo racional siendo compatible con los esquemas tradicionales. Además, se han realizado refuerzos estructurales en áreas específicas para garantizar la estabilidad del edificio, respetando su configuración original.

El edificio A posee como estructura soporte principal en el interior columnas apoyadas en capiteles, y en el perímetro posee columnas y vigas. En el caso del edificio B la estructura principal es de columna con capitel, aunque en los niveles superiores existe refuerzo estructural con vigas metálicas. Dicho refuerzo se colocó en un estudio precedente con doble función, la primera como apuntalamiento para la sustitución de la losa y luego se dejó como elemento rigidizador. Para el levantamiento arquitectónico y la elaboración de los planos se empleó el software Autodesk Revit [17] (ver figura 1).



Fig. 1- Esquema en planta de los edificios objeto de estudio.

2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS DETERIOROS, CAUSAS Y CONSECUENCIAS ESTRUCTURALES

En los estudios de defectación en edificaciones se pueden encontrar deterioros estructurales, no estructurales y de instalaciones ya sean hidráulicas o sanitarias [18], estos permiten identificar cuáles son las causas que inciden directamente en la capacidad estructural de una edificación. Con el objetivo de describir el estado técnico en que se encuentra la edificación objeto de estudio, se precisan a continuación una serie de afectaciones que se observaron durante los levantamientos realizados a la instalación. Estas se consideran lesiones que afectan de manera significativa la integridad de la edificación.

El fenómeno de la corrosión del acero de refuerzo en el hormigón armado se identificó por el desprendimiento del recubrimiento que rodea el acero debido al aumento del volumen. Se traduce en una afectación considerable en los elementos estructurales conformados con este material, pues disminuye un 5% la sección transversal del acero. En uno de los locales de la planta baja del edificio, específicamente en la zona de las calderas (ver Figura 2), un área de entrepiso está afectada por la humedad, lo cual incide en los elementos estructurales.

En la Figura 3 se evidencian los síntomas referentes a la corrosión de los aceros de refuerzo en el lugar. Se aprecian las barras expuestas y la ruptura del hormigón en la losa de entrepiso debido al contacto del agua con el acero del elemento estructural, detectada como la causa principal del fenómeno corrosivo. En los niveles superiores se detectaron otras zonas afectadas por la corrosión, atribuidas a causas como la propia humedad, la insuficiencia de protección y el poco e inadecuado mantenimiento.

También se identificaron grietas longitudinales en los dinteles de las ventanas (Figura 4 y 5), asociadas a tres posibles causas: la deformación excesiva del dintel debido a la flexión del mismo, la corrosión de los aceros de refuerzo longitudinal y en consecuencia el incremento de volumen y el desplome vertical de los muros de los últimos niveles por falta de rigidez superior de estos elementos.

Las grietas en dirección diagonal en la esquina superior de los muros en el último nivel del edificio A están asociadas al desplome de dichos elementos estructurales como consecuencia de la falta de rigidez del nivel. Este fenómeno los hace susceptibles a los empujes horizontales produciéndose a su vez desplazamientos en los muros. El estado en dicho nivel es grave y puede originar desplomes en los niveles inferiores.



Fig. 2- Presencia de humedad en la planta baja del edificio B.



Fig. 3- Corrosión del acero de refuerzo en las vigas de la planta baja del edificio B.



Fig. 4- Presencia de grietas longitudinales en los dinteles de las ventanas del edificio A

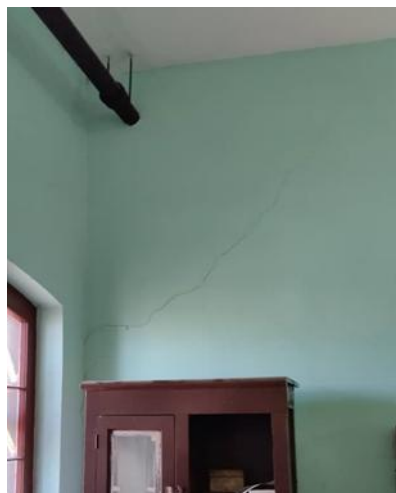


Fig. 5- Grietas en dirección diagonal en el último nivel del edificio A.

Se identificaron además humedades debido a filtraciones originadas por las instalaciones pluviales e hidrosanitarias, ver Figura 6. Estos provocaron daños estructurales representados por grietas en los muros y afectaciones en las fachadas de la edificación. Los signos patológicos se pueden detectar por la aparición de mancha de moho en los muros y en las fachadas, en estos también se aprecian humedades, manchas, pérdida de materiales de recubrimiento y daños en la pintura. Las afectaciones principales sobre los elementos estructurales son: corrosión y daño en los elementos estructurales metálicos, deterioro y daños en los materiales de construcción y afectaciones en los falsos techos.

Estas lesiones acumuladas debilitan la edificación y ponen en riesgo la funcionalidad de sus locales. La inclusión explícita de estas lesiones en el modelo numérico será objeto de futuras iteraciones analíticas, en caso de que los resultados iniciales lo justifiquen. La primera fase, y paso indispensable, consiste en la simulación del estado base o estado de referencia de la edificación, que representa su condición óptima con la geometría estructural actual y bajo las solicitaciones previstas.



Fig.6- Filtraciones en muros y losas.

2.3 MODELACIÓN COMPUTACIONAL

La construcción de un modelo computacional parte de la concepción de las invariantes del proceso de modelación. Dichos aspectos se desarrollan a continuación. El software que se empleó para la modelación fue el programa de análisis estructural ETABS, en el cual a partir de las invariantes del proceso de modelación (geometría, materiales, condiciones de apoyo y cargas) se realizó un modelo 3D (Figura 7).

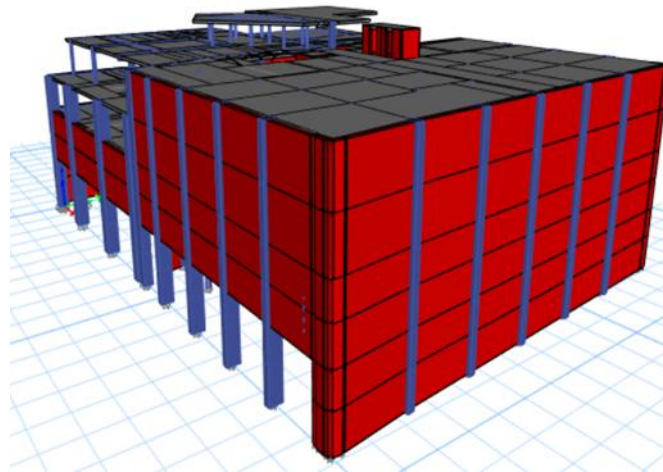


Fig. 7- Modelo 3D del inmueble.

La geometría del modelo se confeccionó a partir del levantamiento y de los planos realizados en el software Revit, donde se ubicaron las columnas con sus respectivas dimensiones y los muros diseñados como elemento tipo "wall". La Figura 8 muestra la distribución de elementos estructurales en dos niveles tomados como ejemplo.

Como material se definió para las columnas, vigas y losas, el hormigón armado. Para los muros el material empleado fue mampostería [19], al cual se le definió una resistencia de 3,36 MPa, según establece el software ETABS; valor que se encuentra en correspondencia con la norma de mampostería NC: 774-2012 [20]. En el caso de los elementos de hormigón armado el valor del módulo de elasticidad se obtuvo mediante la expresión $4700\sqrt{f'_c}$, mientras que para los elementos de mampostería la propia norma establece que se calcule como $1000f'_c$. La unión entre las vigas y columnas se tomó como elemento continuo y la base de las columnas se consideró empotrada.



a) Nivel mezzanine, ubicación de columnas y muros.



b) Nivel Tercera Planta en el edificio B y Cuarta Planta en el edificio A.

Fig. 8- Distribución de los elementos estructurales: columnas y muros.

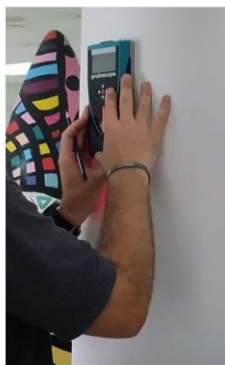
Las cargas de uso fueron determinadas a partir de la NC 284: 2003 [21]. Para los locales de oficina se adoptó un valor de 2 kN/m², para los locales de archivos se tomó un valor de 5 kN/m², para las salas de exposición se adoptó el valor de 5 kN/m², en el caso de los locales de almacén de libros se tomó un valor de 6 kN/m² y para los teatros se adoptó un valor de 4 kN/m². Se consideró el peso propio de los elementos estructurales. Además, se incluyó la terminación de piso, los elementos de falso techo e instalaciones eléctricas y sanitarias para un valor de carga de 2 kN/m². En la cubierta se consideró como carga permanente la solución de impermeabilización (enrajonado y soldadura) para un valor de carga de 2,5 kN/m².

De los dos edificios que conforman el inmueble objeto de estudio, el edificio A mantiene su uso desde hace varias décadas; sin embargo, el edificio B ha sufrido múltiples modificaciones tanto en la distribución de elementos divisorios como en los tipos de cargas. Además, en ausencia de datos más precisos sobre la calidad actual del hormigón y la disposición de los refuerzos de acero, se introdujeron modificaciones al modelo. Por todo esto se establecieron dos etapas preliminares de modelación. En la primera etapa se consideró la edificación en su estado técnico óptimo, es decir, sin la incorporación de los deterioros, y se consideraron las cargas que existen actualmente en el edificio B. Aunque el estado técnico simulado es el óptimo, se introdujo la resistencia del hormigón en correspondencia con las resistencias con las que se construía en el período de concepción del inmueble. Según la ACI 562-15 [22], la resistencia a compresión del hormigón de los elementos tipo losa, columnas y vigas en la década de 1910 era de 14 MPa.

En una segunda etapa de modelación se consideró la resistencia del hormigón estimada mediante ensayos no destructivos y se ajustó la distribución de los refuerzos de acero en las vigas y columnas. Los detalles de los ensayos no destructivos realizados se describen en la sección 2.4. En la primera etapa los muros de borde se consideraron como carga uniformemente distribuida en la misma zona del muro, mientras que en la segunda etapa se modelaron como elementos tipo "wall" de forma tal que se considera la rigidez que estos elementos aportan al modelo estructural. Esta consideración se aplicó en todos los niveles, con excepción de aquellos donde el deterioro o la pérdida de verticalidad de los muros lo hicieron inviable: específicamente, los muros del cuarto y quinto nivel del edificio A, y el muro Norte del quinto nivel del edificio B. De este modo, se logró representar que estos elementos no contribuyen a la rigidez, ni a la resistencia de la estructura.

2.4 ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS

Debido a las bajas resistencias obtenidas en la primera etapa de modelación y análisis (detalles en epígrafe 3), se decidió realizar una nueva visita al inmueble con el objetivo de determinar de forma más precisa algunos parámetros del modelo. Se emplearon dos equipos para la realización de ensayos no destructivos: el Pacómetro y el Esclerómetro, ver Figura 9. El Pacómetro permite localizar las barras de acero dentro del hormigón armado a partir de un impulso electromagnético y de esta manera estimar su diámetro y recubrimiento [23]. En el caso del esclerómetro se utiliza para medir la dureza superficial del hormigón y a partir de esta se estima la resistencia a compresión. El esclerómetro es un equipo menos empleado en hormigones de grandes edades, pero permite estimar de forma conservadora las resistencias [23]. La propia norma NC: 246 [24], Resistencia a la compresión con esclerómetros, 2003 sugiere su empleo para hormigones entre 14 y 56 días. Para los ensayos fueron seleccionadas las columnas del segundo nivel del edificio A y columnas del tercer nivel del edificio B. La selección de elementos a medir está basada en que estos elementos estructurales son los que mayor relación demanda/capacidad poseen como resultado de la primera etapa de modelación.



a) Pacómetro



b) Esclerómetro

Fig. 9- Imágenes de equipos para ensayos no destructivos.

Las columnas del segundo nivel del edificio A tienen sección cuadrada de 50x50 cm y se obtuvo mediante el Pacómetro una distribución de barras de acero de 8 barras de diámetro estimado $\phi 16$ mm con recubrimiento de 30 mm. En el caso de las columnas del tercer nivel del edificio B, tienen forma hexagonal y se identificó una distribución de acero de 8 barras de diámetro estimado $\phi 16$ mm con recubrimiento de 70 mm. Estos parámetros se incorporaron en el modelo de elementos finitos durante la segunda etapa de modelación, con el objetivo de obtener una respuesta estructural más precisa y representativa del comportamiento real de la edificación. Además, los resultados del esclerómetro también fueron incorporados a la simulación. Aunque los valores de este equipo son conservadores para hormigones con más de 56 días, los resultados permiten interpretar que el valor inicial de 14 MPa es bajo y por ello se asignó un nuevo valor de resistencia a compresión del hormigón de 25 MPa.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados analizados en la primera etapa se concentran en los desplazamientos en las losas, las fuerzas axiales en las columnas y la relación demanda/capacidad de los elementos estructurales. Los valores de desplazamientos que presentan los diferentes niveles de losas se muestran en la Figura 10 (a la izquierda de la línea vertical, el edificio A, a la derecha, el edificio B). Para la zona del edificio A se registran valores de 5 cm y en la zona del edificio B, valores de 4 cm. El desplazamiento admisible según la ACI 318-19 [25] para losas es de $\frac{L}{360}$, lo cual para las luces de los edificios arroja un valor de 2,42 cm, siendo los valores de desplazamientos máximos obtenidos superiores a este.

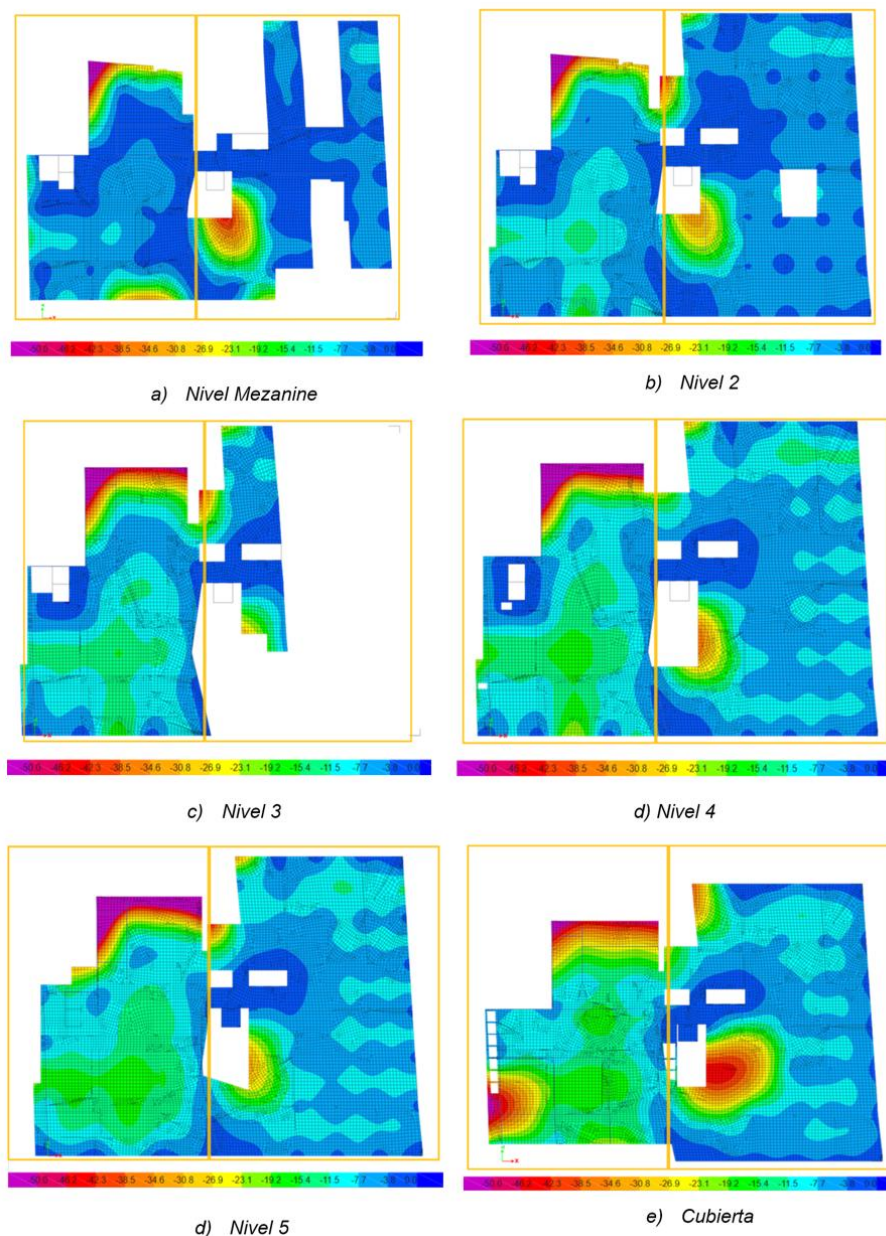


Fig. 10- Desplazamiento en losas (unidades en milímetros).

Se determinaron los valores de fuerza axial en la planta baja de ambas zonas de la edificación (Figura 11). Se observa que en la zona del edificio A, la fuerza axial máxima es de 7147 kN y en el edificio B el valor máximo de fuerza axial es de 5500 kN. A partir de estos resultados se puede concluir que, de las dos zonas estudiadas, el edificio A es el más cargado actualmente, aunque cabe resaltar, que en estos momentos hay varios locales en desuso en los niveles superiores del mismo edificio.

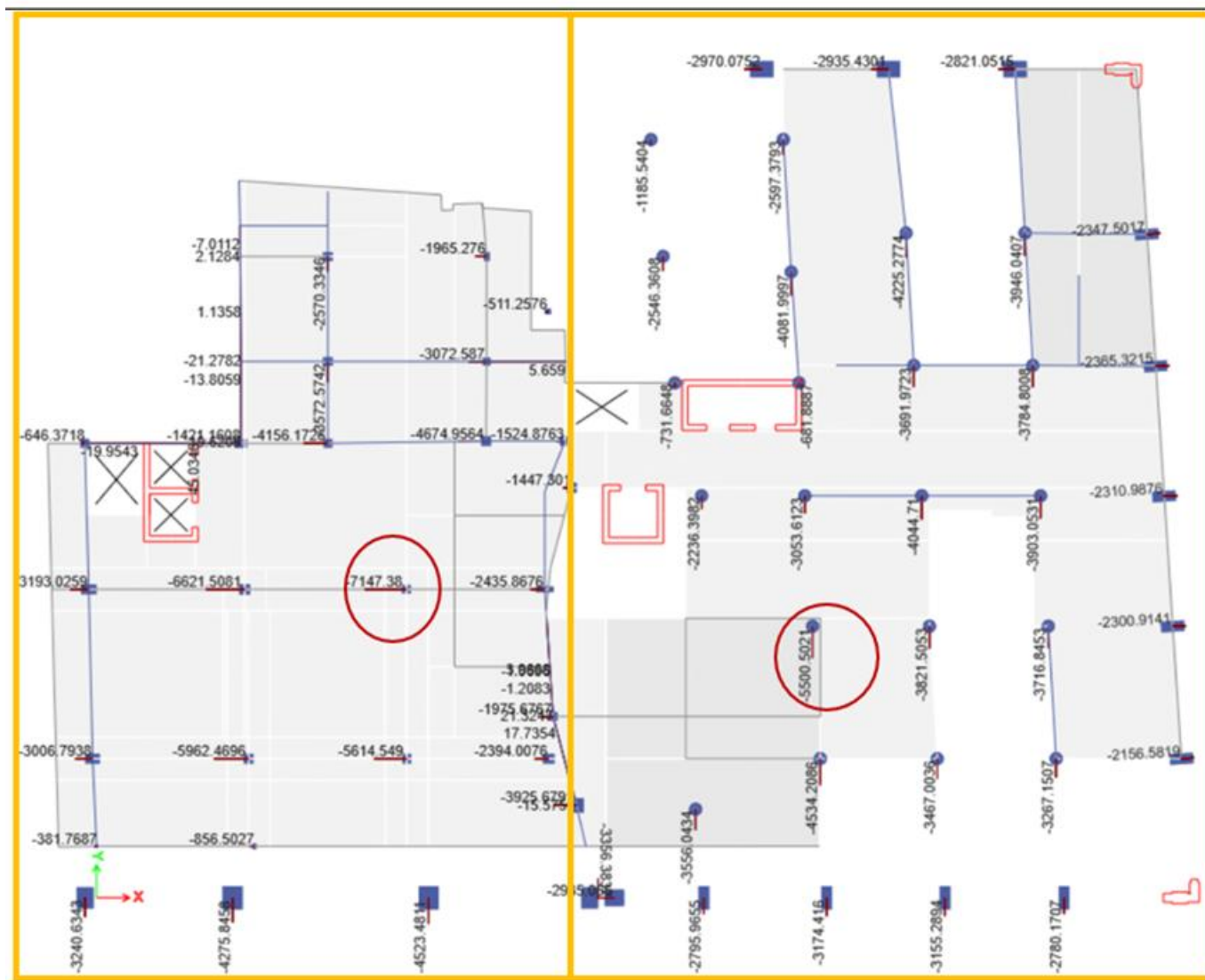
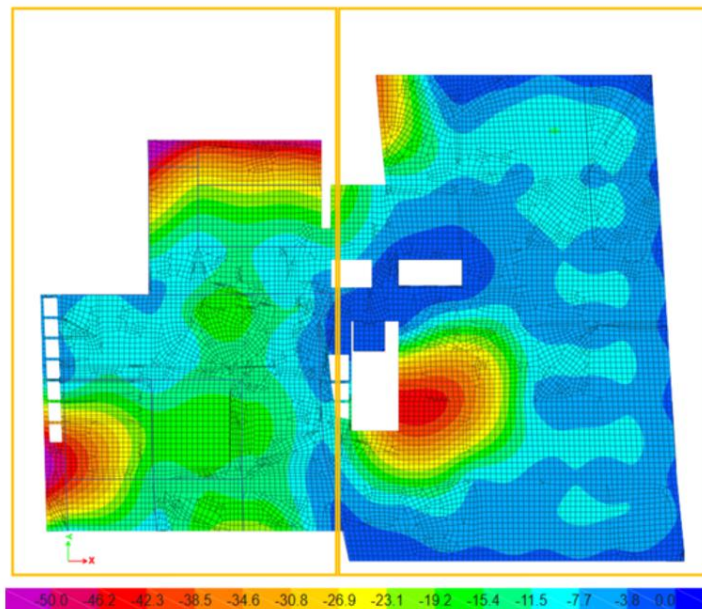


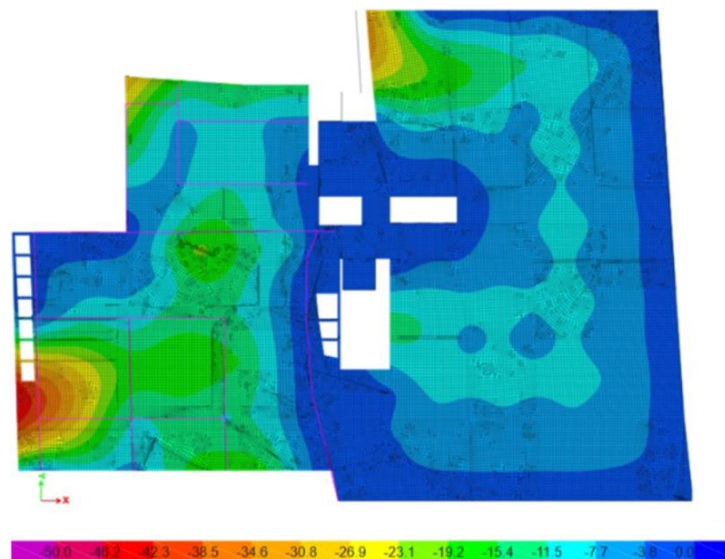
Fig. 11- Distribución de las fuerzas axiales en las columnas de la planta baja (kN).

Con respecto a la relación demanda/capacidad de los elementos estructurales, en esta primera etapa, se obtuvieron 38 elementos columnas con relación superior a la unidad (del total de 369 columnas), concentradas en el edificio A, lo que indica que se encuentran en fallo. La columna con mayor relación demanda/capacidad posee un valor de 2,8. Estos resultados parciales de la primera etapa de la modelación arrojan que, la edificación no tiene capacidad portante de carga en varios de sus elementos estructurales. Dadas estas deficiencias, se procede a mostrar los resultados de la segunda etapa de modelación en busca de eliminar incertidumbres en la modelación computacional y obtener resultados más precisos.

En la Figura 12 se muestra la comparación de los desplazamientos en la cubierta para la primera y segunda etapa de modelación. Los valores de desplazamientos disminuyeron con respecto a la primera etapa de modelación; el edificio A registró un desplazamiento máximo en las losas de 4,5 cm en comparación al máximo de la primera etapa de 5 cm y en el caso del edificio B se obtuvo una disminución de 4 cm en la primera etapa a 3,35 cm en la segunda. Estas diferencias no son significativas y los valores de desplazamiento continúan siendo mayor con respecto al desplazamiento admisible.



a) Primera etapa



b) Segunda etapa

Fig. 12- Comparación de los desplazamientos en la cubierta para ambas etapas de modelación (mm).

En el comportamiento que se observa en la Figura 12, se puede verificar que existen diferencias en la distribución de los desplazamientos entre las etapas de modelación. En la primera etapa (Figura 12a), al no existir vigas de cierre en la modelación, se obtienen los máximos desplazamientos en los bordes. Este comportamiento está en concordancia con la falta de vigas de cierre en el nivel que se muestra y la falta de rigidez. En la segunda etapa (Figura 12b), el edificio B se encuentra rigidizado y disminuyen los desplazamientos, además, los valores máximos tienden a localizarse en el centro de las losas. Sin embargo, el edificio A y la pared norte del edificio B que no poseen vigas muestran concentración de máximos desplazamientos en los bordes.

En cuanto a la fuerza axial, el edificio A disminuyó la máxima fuerza axial máxima a 5646 kN y en el edificio B disminuyó a 4245 kN. Respecto a los elementos en fallo estos aumentaron a 57, se sumaron 19 elementos en fallo del edificio B a los 38 existentes del edificio A. Este comportamiento se debe a los deterioros añadidos al modelo y a redistribuciones de esfuerzos en consecuencia a las rigideces no añadidas en las zonas donde se aprecia pérdida de estabilidad en los muros de las edificaciones. La relación demanda/capacidad de la columna más esforzada se mantuvo en 2,8, en ella cambió de un modelo a otro el tipo de fallo. Esta columna se localiza en la región central de ambos edificios donde existe la mayor concentración de cargas y siendo esta una de las zonas donde más deterioros existen.

4. CONCLUSIONES

Los resultados mostraron redistribución de esfuerzos y modificación en las sollicitaciones de ambas edificaciones luego de ajustar la primera etapa de modelación a la segunda. Los valores máximos de fuerza axial disminuyeron, lo que demuestra la redistribución de esfuerzos, ya que el valor de fuerza axial en otras columnas aumentó provocando que 19 nuevos elementos del edificio B sobrepasaran su relación demanda/capacidad en el modelo creado. Los valores de desplazamiento, aunque disminuyeron de una etapa a otra, sobrepasan el valor límite establecido.

La evaluación estructural evidenció un estado técnico diferenciado entre ambas edificaciones. El edificio A presenta la situación más comprometida, con desplazamientos máximos en cubierta de 4,5 cm y un grupo de columnas centrales cuya relación demanda/capacidad supera la unidad, lo que indica el fallo de estas bajo las cargas actuales. Estas deficiencias están relacionadas con los deterioros severos observados, grietas diagonales por desplome y corrosión de las armaduras de refuerzo. Se recomienda reforzar la totalidad de los pisos superiores del edificio A mediante la colocación de un entramado de perfiles metálicos que rigidicen la fachada y evite el desplome de la misma. En la zona de la cubierta, se propone levantar la impermeabilización existente (enrajonado y soldadura), sustituyéndose por relleno ligero (hormigón celular) y mantas transitables, para lograr una disminución de las cargas.

Por el contrario, el edificio B, aunque posee patologías importantes por humedad, mostró un comportamiento global más favorable. En esta edificación con trabajos de mantenimiento sencillos se refuerza su estado técnico. Además, los trabajos recomendados para el edificio A deben mejorar el comportamiento global de la edificación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] J. Naranjo-Ramírez y A. López Ontiveros, «La Habana, Patrimonio de la Humanidad. Evolución, causas de su conformación y algunos caracteres urbanos», Ayunt. Córdoba Gerenc. Urban., 1996. [En línea]. Disponible en: <http://hdl.handle.net/10396/13693>
- [2] J. P. Chacón Sánchez, B. J. Suquillo Ronquillo, D. A. Sosa Caiza y C. A. Celi Sánchez, «Evaluación y Reforzamiento de una Estructura Patrimonial de Adobe con Irregularidad en Planta», Rev. Politécnica, vol. 47, n.º 1, pp. 43-56, feb. 2021, doi: <https://doi.org/10.33333/rp.vol47n1.05>
- [3] N. Melero Lazo, «El levantamiento arquitectónico del patrimonio construido. Un instrumento preciso de la realidad», Mimesis.jasd, vol. 2, n.º 1, pp. 4-14, dic. 2022, doi: <https://doi.org/10.56205/mim.2-1.1>
- [4] E. Sesana, A. S. Gagnon, C. Ciantelli, J. Cassar y J. J. Hughes, «Climate change impacts on cultural heritage: A literature review», WIREs Clim. Change, vol. 12, n.º 4, p. e710, 2021, doi: <https://doi.org/10.1002/wcc.710>
- [5] M. Diaz Mendoza, E. De la Hoz y J. Gómez, «Technologies for the Preservation of Cultural Heritage—A Systematic Review of the Literature», Sustainability, vol. 15, p. 1059, ene. 2023, doi: <https://doi.org/10.3390/su15021059>
- [6] J. C. Guerra-Mera, P.-M. René, C.-V. Abel y B.-C. B. Patricio, «ESTADO DEL ARTE SOBRE DURABILIDAD DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EN PERFILES COSTEROS», Rev. Científica “INGENIAR” Ing. Tecnol. E Investig., vol. 6, 2023
- [7] R. Rodrigues, S. Gaboreau, J. Gance, I. Ignatiadis y S. Betelu, «Reinforced concrete structures: A review of corrosion mechanisms and advances in electrical methods for corrosion monitoring», Constr. Build. Mater., vol. 269, p. 121240, feb. 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121240>
- [8] W. Giraldo-Castañeda, A. Guerrero-Torrenegra y A. F. D. L. Ríos-Arce, «Metodología para valoración del patrimonio construido: una mirada desde la relación sol-edificio. Caso de estudio: Universidad del Valle», Rev. Arquít. Bogotá, vol. 26, n.º 2, pp. 219-233, 2024
- [9] G. Ergueta y M. Quino, «Estudio patológico empleando ensayos de ultrasonido aplicado a estructuras en construcción», Rev. ALCONPAT, vol. 14, n.º 1, pp. 82-95, ene. 2024, doi: <https://doi.org/10.21041/ra.v14i1.715>
- [10] M. Parente, N. Bruno y F. Ottoni, «HBIM and Information Management for Knowledge and Conservation of Architectural Heritage: A Review», Heritage, vol. 8, n.º 8, p. 306, jul. 2025, doi: <https://doi.org/10.3390/heritage8080306>
- [11] A. Çelik et al., «Understanding roots of failure of historical Ottoman monumental buildings by means of advanced finite element modelling: The effect of the 1939 Erzincan earthquake on Nafiz Pasha Bath-house and Izzet Pasha Mosque», Eng. Fail. Anal., vol. 179, p. 109811, sep. 2025, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2025.109811>
- [12] B. Tefera y A. Tarekegn, «Non-Destructive Testing Techniques for Condition Assessment of Concrete Structures: A Review», Am. J. Civ. Eng., vol. 13, pp. 10-31, ene. 2025, doi: <https://doi.org/10.11648/j.ajce.20251301.12>
- [13] J. Ortega, F. Greco, M. Núñez García, C. Aranha y S. Saloustros, «Lidiar con la incertidumbre en la evaluación estructural del patrimonio construido», en II Simposio de Patrimonio Cultural ICOMOS España, Valencia, España: Editorial Universitat Politècnica de València, nov. 2022. doi: <https://doi.org/10.4995/icomos2022.2022.15406>
- [14] J. A. Chávez Hernández, J. L. Broche Lorenzo, C. A. Recarey Morfa, F. Sánchez García, M. A. Maestre Mesa y N. Pérez Martínez, «Técnicas de avanzada en el diagnóstico patológico de edificaciones: “El Templete” de la Habana Vieja», Rev. Ing. Constr., vol. 27, n.º 2, pp. 19-33, ago. 2012, doi: <https://doi.org/10.4067/S0718-50732012000200002>
- [15] M. Rossi y D. Bournas, «Structural Health Monitoring and Management of Cultural Heritage Structures: A State-of-the-Art Review», Appl. Sci., vol. 13, n.º 11, p. 6450, may 2023, doi: <https://doi.org/10.3390/app13116450>

- [16] P. Zhu, H. Wang, X. Yan, L. Yang, L. Zhu y H. Liu, «Recycled coarse aggregate from parent concrete with supplementary cementitious materials under freeze-thaw environment: Recyclability, environment and economic evaluation», *J. Build. Eng.*, vol. 84, p. 108699, may 2024, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2024.108699>
- [17] R. Angulo-Fornos, M. Castellano-Román y F. Pinto-Puerto, «Estrategias de modelado patrimonial en HBIM, aplicación a la lectura estratigráfica del muro de fachada del cuadrante renacentista de la catedral de Sevilla», *Arqueol. Arquít.*, n.º 18, p. e109, abr. 2021, doi: <https://doi.org/10.3989/arq.arqt.2021.001>
- [18] L. Pérez Quiñones, M. Llanes Pérez y A. López Llanusa, «Aplicación de herramientas de la confiabilidad operacional en la evaluación de edificios», *Rev. Ciencia y Construcción*. [En línea]. Disponible en: <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/171/131> (Accedido: 1 de diciembre de 2025)
- [19] K. Zheng, B. Chen, K. Yang, Y. Deng, J. Shi y G. Zhou, «Structural failure assessment system exemplified by dumbbell-shaped CFST arch», *Eng. Struct.*, vol. 284, p. 115987, jun. 2023, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115987>
- [20] Código de buenas prácticas para obras de Mampostería, Norma NC 774, 2012
- [21] Edificaciones. Cargas de uso, Norma NC 284, 2003
- [22] ACI 562, «The Concrete Repair Code», en *Forensic Engineering 2015*, Miami, Florida: American Society of Civil Engineers, nov. 2015, pp. 1-9. doi: <https://doi.org/10.1061/9780784479711.001>
- [23] G. Boccacci, F. Frasca, C. Bertolin y A. M. Siani, «Diagnosis of Historic Reinforced Concrete Buildings: A Literature Review of Non-Destructive Testing (NDT) Techniques», *Procedia Struct. Integr.*, vol. 55, pp. 160-167, 2024, doi: <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2024.02.021>
- [24] Resistencia a la compresión con esclerómetros, Norma NC 246, 2003
- [25] Building code requirements for structural concrete and commentary, Norma ACI 318-19, 2019. doi: <https://doi.org/10.14359/51716937>

5

Predicción De La Capacidad De Carga En Pilotes Cortos A Tracción Perforados En Suelo Cohesivo Aplicando Algoritmos De Inteligencia Artificial

*Prediction Of The Uplift Capacity Of Short
Bored Piles In Cohesive Soil Using Artificial
Intelligence Algorithms*

Autores

Sudelys Regalado López

Ing. Civil, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”
sudelysre@civil.cujae.edu.cu
<http://orcid.org/0009-0007-8069-9825>

Willian D. Cobelo Cristiá

Ing. Civil , Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”
wcobelo@civil.cujae.edu.cu
<http://orcid.org/0009-0003-1532-8167>

Jonathan Vázquez García

Ing. Civil, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”
jonathanvazgar@civil.cujae.edu.cu
<https://orcid.org/0009-0006-7893-9036>

Alejandro Rosete

Dr. , Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”
rosete@ceis.cujae.edu.cu
<https://orcid.org/0000-0002-4579-3556>

5

Predicción De La Capacidad De Carga En Pilotes Cortos A Tracción Perforados En Suelo Cohesivo Aplicando Algoritmos De Inteligencia Artificial

Resumen

La estimación de la capacidad de carga a tracción en pilotes cortos perforados en suelo cohesivo representa un desafío en la ingeniería geotécnica debido a la complejidad de la interacción suelo-pilote y a las estimaciones de los métodos tradicionales de cálculo. El objetivo principal es evaluar y comparar el desempeño de distintos algoritmos de aprendizaje automático para la predicción de la capacidad de carga a tracción, a partir de una base de datos generada mediante el Método de los Elementos Finitos. Se incluye la modelación numérica de pilotes cortos sometidos a tracción en suelo cohesivo utilizando PLAXIS 2D con la implementación de un modelo axial-simétrico, y la definición, entrenamiento, prueba y validación de modelos predictivos en la plataforma KNIME Analytics Platform mediante métricas estadísticas y esquemas de validación cruzada y externa. Los algoritmos evaluados fueron Regresión Lineal, Redes Neuronales Artificiales, Árbol de Decisión, Bosque Aleatorio y Conjunto de Árboles. Los resultados evidencian que los modelos de aprendizaje automático generan con alta precisión la respuesta numérica del sistema suelo-pilote, destacándose las Redes Neuronales Artificiales con un 99%. Estos resultados confirman el potencial del uso combinado de modelación numérica y aprendizaje automático como una herramienta eficiente y confiable para el análisis de cimentaciones profundas.

Palabras Clave: aprendizaje automático, capacidad de carga a tracción, modelación numérica, pilotes cortos perforados.

Abstract

Estimating of the uplift capacity of short bored piles in cohesive soil represents a significant challenge in geotechnical engineering due to the complexity of soil–pile interaction and the uncertainties associated with traditional calculation methods. The main objective of this study is to evaluate and compare the performance of different machine learning algorithms for predicting uplift capacity using a database generated with the Finite Element Method. The study includes the numerical modeling of piles subjected to tensile loading in cohesive soil performed using PLAXIS 2D with an axisymmetric approach, as well as the development, training, and validation of predictive models within the KNIME Analytics Platform employing statistical metrics and both cross-validation and external validation schemes. The algorithms evaluated in this study include Linear Regression, Artificial Neural Networks, Decision Tree, Random Forest and Tree Ensemble models. The results show that machine learning models accurately reproduce the numerical response of the soil–pile system, with Artificial Neural Networks achieving the best performance, reaching an accuracy of 99%. These findings clearly confirm the potential of combining numerical modeling and machine learning as both an efficient and reliable tool for the analysis of deep foundations.

Keywords: machine learning, uplift capacity, numerical modeling, short bored piles.

Nota Editorial: Recibido: 23 de febrero 2026 Aceptado: 24 de marzo 2026

1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería de cimentaciones enfrenta importantes desafíos en la estimación precisa de la capacidad de carga a tracción de pilotes de hormigón armado perforados en suelo cohesivo, debido a la compleja interacción suelo-pilote y al comportamiento no lineal y heterogéneo del suelo de soporte, característico de este tipo de material [1]. Los métodos tradicionales de cálculo, basados en formulaciones empíricas, suelen presentar limitaciones significativas al no representar adecuadamente los mecanismos reales de transferencia de carga, lo que conduce a resultados conservadores o con altos niveles de incertidumbre.

En particular, la evaluación de la capacidad de carga a tracción resulta más compleja que la de compresión, dado que el mecanismo resistente está dominado principalmente por la adherencia desarrollada a lo largo del fuste del pilote y por la movilización del suelo alrededor del pilote durante el proceso de tracción. Estudios experimentales y numéricos han demostrado que la capacidad de carga a tracción suele ser inferior a la de compresión y altamente sensible a parámetros como la cohesión no drenada, la geometría del pilote y las condiciones de instalación [2]. Estas características hacen que los métodos empíricos tradicionales, presenten una variabilidad considerable en sus resultados cuando se aplican al suelo cohesivo [3].

Ante estas limitaciones, la modelación numérica mediante el Método de los Elementos Finitos (MEF) se ha consolidado como una herramienta eficaz para analizar el comportamiento de pilotes bajo diferentes condiciones de carga. El uso de softwares especializados como PLAXIS 2D permite simular de forma detallada la interacción suelo-pilote, incorporando modelos constitutivos avanzados y representando adecuadamente los estados de esfuerzo y deformación del sistema [4, 5]. No obstante, la confiabilidad de los resultados numéricos depende críticamente de la correcta selección y calibración de los parámetros geotécnicos, lo cual puede resultar complejo cuando la información disponible es limitada o incierta [6].

En paralelo, el desarrollo de la inteligencia artificial y, en particular, del aprendizaje automático, ha abierto nuevas oportunidades para abordar problemas geotécnicos caracterizados por relaciones altamente no lineales entre múltiples variables. Diversos estudios han demostrado que algoritmos como las Redes Neuronales Artificiales y los métodos de ensamble pueden ofrecer predicciones precisas y eficientes en problemas de capacidad de carga y comportamiento del suelo [7-9]. Estas técnicas permiten aprender patrones complejos directamente a partir de los datos, reduciendo la dependencia de hipótesis simplificadoras propias de los métodos clásicos.

Sin embargo, no existe un consenso claro sobre qué algoritmo de aprendizaje automático ofrece el mejor desempeño para la predicción de la capacidad de carga a tracción de pilotes, especialmente cuando los datos de entrenamiento provienen de simulaciones numéricas en lugar de ensayos de campo o laboratorio. Aunque algunos estudios han integrado el aprendizaje automático con resultados de modelación numérica para mejorar la predicción de la capacidad última de pilotes, la mayoría se ha centrado en cargas de compresión, dejando un vacío importante en el análisis de pilotes sometidos a tracción en suelo cohesivo [10, 11].

Se considera que el desempeño de los modelos de aprendizaje automático depende no solo del algoritmo seleccionado, sino también de la naturaleza del conjunto de datos, la selección de variables de entrada y los criterios utilizados para evaluar la precisión y la capacidad de generalización del modelo. La comparación sistemática de diferentes algoritmos empleando métricas estadísticas resulta esencial para identificar enfoques confiables aplicables a problemas geotécnicos reales [12, 13].

El objetivo de este artículo es desarrollar y evaluar modelos de aprendizaje automático para la predicción de la capacidad de carga última a tracción de pilotes cortos de hormigón armado perforados en suelo cohesivo, utilizando como base de entrenamiento una base de datos generada mediante modelación numérica con el Método de los Elementos Finitos. Asimismo, se realiza una comparación del desempeño de diferentes algoritmos, con el propósito de identificar el modelo que ofrezca mayor precisión y confiabilidad, contribuyendo al mejoramiento de las herramientas de análisis y diseño de cimentaciones profundas frente a las limitaciones de los métodos empíricos tradicionales.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. MODELACIÓN NUMÉRICA MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

La modelación numérica constituye el eje metodológico de esta investigación, ya que permite cuantificar con detalle el comportamiento de pilotes cortos perforados en suelo con comportamiento cohesivo sometidos a tracción bajo condiciones reales de interacción suelo-pilote. El objetivo principal de la modelación consiste en reproducir el desarrollo de los esfuerzos cortantes a lo largo del fuste, la evolución del campo de deformaciones durante la tracción, y la aparición del mecanismo de falla que define la capacidad de carga última

2.2. REPRESENTACIÓN AXIAL-SIMÉTRICA

Debido a la geometría circular de los pilotes y la aplicación de cargas axiales centradas, se utilizó un modelo axial-simétrico implementado en PLAXIS 2D. Este enfoque simplificado permite reproducir el comportamiento tridimensional con un menor costo computacional, siempre que las condiciones del problema (homogeneidad del suelo y carga axial) lo permitan, ver Figura 1.

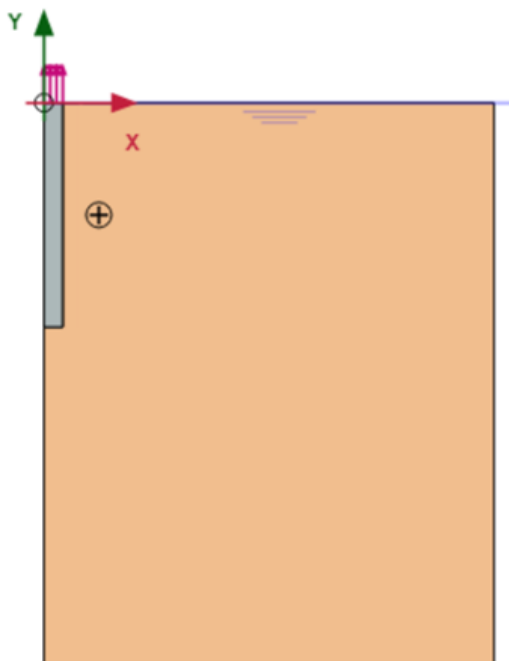


Fig. 1- Modelo axial-simétrico de un pilote sometido a carga axial de tracción.

2.3. DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA

Se consideró un elemento de cimentación de hormigón armado, caracterizado por una sección transversal circular y fuste recto. La geometría del pilote se definió mediante la combinación de 7 longitudes ($L_p = 1,20; 1,50; 1,80; 2,10; 2,40; 2,70; 3,00$ m) y 3 diámetros ($D_p = 0,20; 0,25; 0,30$ m), lo que permitió abarcar un rango representativo de condiciones de diseño para el empleo de esta solución de cimentaciones en estructuras ligeras sometidas a cargas de vientos extremos, como sucede en la estructura de soporte de paneles solares colocados en tierra, donde predominan las cargas de tracción en la unión estructura-pilote.

2.4. EXTENSIÓN DEL DOMINIO DE SUELO CIRCUNDANTE

Se realizó un proceso de calibración del dominio de suelo para seleccionar dimensiones óptimas que garantizaran la confiabilidad de la capacidad de carga obtenida (Q_u) y un bajo costo computacional. La calibración matemática se llevó a cabo considerando inicialmente la dimensión más desfavorable del problema (definida para una longitud del pilote de 3,00 m combinada con un diámetro de 0,20 m). El proceso se desarrolló en dos etapas: primero con elementos finitos triangulares de 6 nodos y posteriormente con elementos de 15 nodos, evaluando tres dimensiones del dominio ($1,5L_p \times 2,5L_p; 2L_p \times 2,5L_p; 3L_p \times 2,5L_p$) y tres niveles de refinamiento de malla (media, fina y muy fina). A partir del análisis comparativo, se muestra en la Tabla 1, que a medida que se incrementa la extensión del dominio y se refina a malla, los valores de Q_u tienden a estabilizarse, siendo esta tendencia más marcada en los modelos con elementos de 15 nodos y malla muy fina. Asimismo, se confirmó que el incremento del dominio más allá de ciertas dimensiones no produce variaciones significativas en los resultados, lo que evidencia que se ha eliminado la influencia de los bordes del modelo, por lo que se adoptó como configuración definitiva: elemento finito triangular de 15 nodos, malla muy fina y dimensiones del dominio de $2L_p \times 2,5L_p$.

Tabla 1- Calibración de las dimensiones del dominio suelo con elementos finitos triangulares de 6 y 15 nodos.

Dimensiones del dominio suelo	Mallado	Fy (kN/rad)	Qu (kN)
Elemento finito triangular de 6 nodos			
1,5Lp x 2,5Lp (4,5 x 7,5 m)	Medio	7,53	47,3
	Fino	7,34	46,1
	Muy fino	7,37	46,3
2Lp x 2,5Lp (6 x 7,5 m)	Medio	8,04	50,5
	Fino	7,58	47,6
	Muy fino	7,67	48,2
3L x 2,5Lp (9 x 7,5 m)	Medio	8,10	50,9
	Fino	7,41	46,5
	Muy fino	7,61	47,8
Elemento finito triangular de 15 nodos			
1,5Lp x 2,5Lp (4,5 x 7,5 m)	Medio	7,03	44,1
	Fino	6,97	43,8
	Muy fino	6,98	43,8
2Lp x 2,5Lp (6 x 7,5 m)	Medio	6,92	43,5
	Fino	6,96	43,7
	Muy fino	6,97	43,8
3L x 2,5Lp (9 x 7,5 m)	Medio	7,24	45,5
	Fino	6,96	43,7
	Muy fino	7,07	44,4

2.5. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

Se definieron siete tipos de suelo cohesivo (arcilla) con valores de cohesión (C), peso específico (γ), módulo de elasticidad (E) y coeficiente de Poisson (ν), que se presentan en la Tabla 2. El suelo se representó mediante el modelo elasto-plástico *Mohr-Coulomb*.

Tabla 2- Propiedades de los suelos empleados en la modelación numérica.

Tipo de suelo	C (kPa)	γ (kN/m ³)	E (kPa)	ν
Arcilla	30	16	6000	0,27
	35	16	7000	0,27
	40	16	8000	0,27
	45	16	9000	0,30
	50	16	10000	0,30
	55	17	12000	0,35
	60	17	13000	0,35

Para modelar el comportamiento del material de los pilotes se utilizó un modelo de daño plástico específico para el hormigón (*Concrete Model*). Los parámetros adoptados fueron: peso específico (γ), módulo de elasticidad (E), coeficiente de Poisson (ν), resistencia característica a compresión (f'_c) y tracción (f'_t) y energía de fractura a compresión (G_c) y tracción (G_t), como se presenta en la Tabla 3.

Tabla 3- Propiedades del hormigón para el modelo de daño plástico.

Material	Modelo	γ (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	f'_t (kN/m ²)	G_t (kN/m)	f'_c (kN/m ²)	G_c (kN/m)
Hormigón	Concrete	24	28000000	0,2	2200	0,05	25000	30

2.6. PROPIEDADES DE LA INTERFAZ SUELO-ESTRUCTURA

La interacción entre el fuste y el suelo se modeló con elementos de interfaz. En PLAXIS, los parámetros resistentes de la interfaz se definen a partir de los del suelo mediante el factor de reducción R_{inter} . Para suelo con comportamiento cohesivo puro ($\varphi=0$), por lo que la resistencia al corte de la interfaz queda gobernada exclusivamente por la cohesión: $t_{max}=c_i=R_{inter}\cdot C$. En esta investigación se adoptó $R_{inter}=0,5$, lo cual implica $c_i=0,5\cdot C$.

2.7. APLICACIÓN DE CARGAS

Se adoptó un procedimiento de análisis controlado por desplazamientos prescritos. El análisis se desarrolló en cuatro fases de cálculo: una primera fase de estado inicial del suelo, y tres fases adicionales en las que se aplicaron desplazamientos verticales prescritos en la cabeza del pilote de 15 mm, 25 mm y 35 mm, este último valor garantiza el desarrollo de la curva carga-deformación tanto en la etapa elástica como en la elastoplástica del comportamiento de los materiales.

2.8. METODOLOGÍA PARA LA ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA A TRACCIÓN

La identificación de la capacidad o resistencia última en una curva carga-asentamiento sigue siendo difícil de alcanzar. Se reconocen internacionalmente muchos criterios para interpretar la capacidad de carga última en cimentaciones profundas y su evolución sugiere que no existe un consenso concluyente sobre el uso de estos criterios. Para esta investigación se adoptó el criterio basado en la deformación por su simplicidad, considerando el valor tradicional de desplazamiento vertical en la cabeza del pilote correspondiente al 10% del diámetro del pilote. Se reconoce que este criterio puede conllevar en algunos casos a valores que superan a los determinados en pruebas de cargas estáticas [10], aspecto que puede ser atenuado en la selección de la seguridad del diseño.

2.9. GENERACIÓN DE LA BASE DE DATOS

Se construyó una base de datos a partir de las variables geométricas del pilote (longitud y diámetro) y las propiedades del suelo (cohesión, peso específico, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson), la cual integró 147 registros, producto de combinar 7 longitudes de pilote, 3 diámetros y 7 tipos de suelo cohesivo, tal como se muestra en la Figura 2. Para todas las configuraciones estudiadas, la capacidad de carga última a tracción aumenta de manera casi lineal con el incremento de la cohesión del suelo. Este comportamiento puede atribuirse a la relación directa existente entre la cohesión del suelo y la resistencia por adherencia movilizada a lo largo del fuste del pilote, la cual constituye el principal mecanismo resistente frente a la carga de tracción en suelo cohesivo. Asimismo, se evidencia que, para un mismo valor de cohesión, los pilotes de mayor longitud presentan valores superiores de Q_u , lo cual se explica por el aumento de la superficie de contacto suelo-pilote disponible para la movilización de la resistencia por adherencia. De igual forma, al comparar las curvas correspondientes a diferentes diámetros, se aprecia que el incremento del diámetro del pilote conlleva también un aumento de la capacidad de carga última, aunque manteniendo una tendencia similar en cuanto a la pendiente de las curvas.

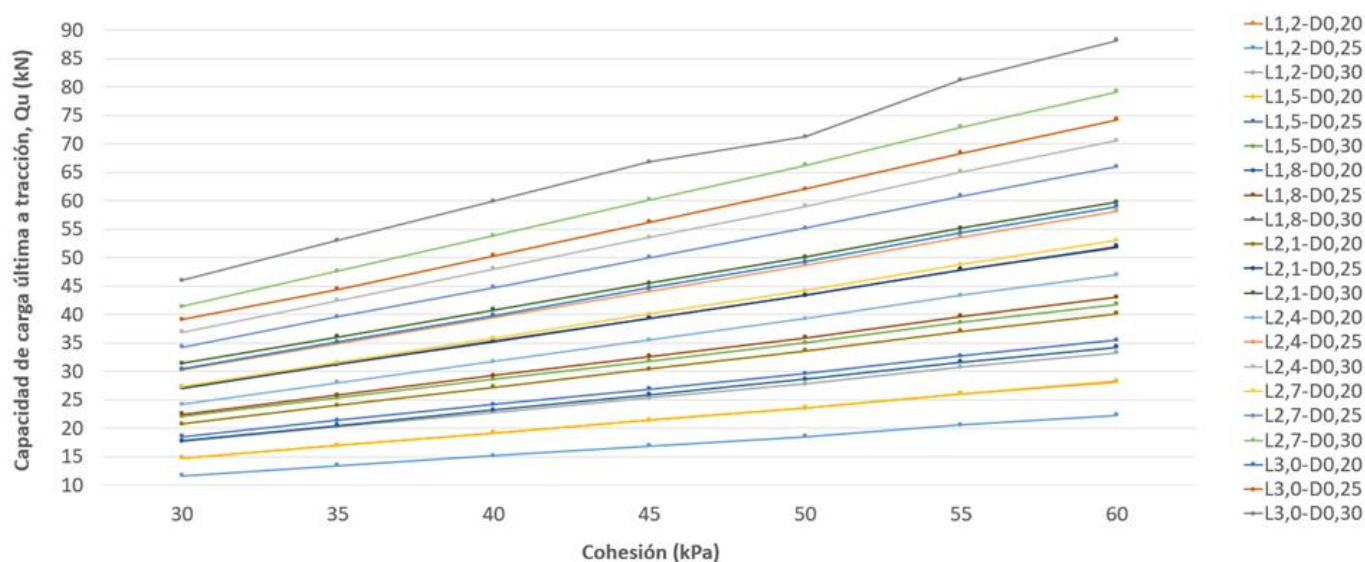


Fig. 2- Capacidad de carga última a tracción obtenida de la modelación numérica.

2.10. EMPLEO DE MODELOS DE APRENDIZAJE AUTOMÁTICO

Para el procedimiento de calibración, entrenamiento y validación de los algoritmos que se implementan en este estudio, se utilizó la plataforma *KNIME Analytics Platform* [14]. El conjunto de datos numéricos generados en el modelo de elementos finitos se dividió en 85% para el entrenamiento y prueba, implementado mediante una validación cruzada de 10 particiones, como se hizo en el estudio [15]. Se reservó un 15% aleatoriamente como conjunto de validación externa para evaluar el desempeño final de cada modelo con datos no utilizados durante ninguna etapa de entrenamiento, procedimiento empleado en [16].

Los modelos empleados en este estudio fueron: Regresión Lineal, Redes Neuronales Artificiales, Árbol de Decisión (*Decision Tree*), Bosque Aleatorio (*Random Forest*) y Conjunto de Árboles (*Tree Ensemble*). Luego de definir el flujo de trabajo en la plataforma *KNIME Analytics Platform* correspondiente a cada algoritmo, se realizó un proceso de calibración con el objetivo de obtener el mejor ajuste posible para la predicción de la capacidad de carga última a tracción. Esta calibración se llevó a cabo a partir de los valores obtenidos en la modelación numérica, ajustando los parámetros de cada modelo para optimizar su capacidad predictiva y su desempeño en términos de precisión y generalización. Para evaluar su desempeño se utilizaron el coeficiente de determinación ajustado (R^2 ajustado), el error absoluto medio (*Mean Absolute Error*, MAE) y la raíz del error cuadrático medio (*Roof of the Mean Square Error*, RMSE).

En cuanto al preprocesamiento, se normalizaron (escalando entre 0 y 1) aquellos algoritmos sensibles a la magnitud de las variables, como la Regresión Lineal y las Redes Neuronales Artificiales. Para los algoritmos basados en estructuras de árboles (Árbol de Decisión, Bosque Aleatorio y Conjunto de Árboles) no se normalizaron..

2.11. GENERACIÓN DE DATOS SINTÉTICOS

A partir de los resultados obtenidos con los datos de modelación numérica, se procedió a la generación de una nueva base de datos donde se modifican las variables de entrada asociadas a la geometría del pilote y a las propiedades del suelo densificadas mediante incrementos uniformes (de 0,05 m para las longitudes del pilote y 2 kPa para la cohesión del suelo). Una vez definidas las nuevas combinaciones de entrada, estas se introdujeron en los modelos de aprendizaje automático previamente calibrados, los cuales generaron valores sintéticos de la carga última a tracción (Q_u). La integración de todas las predicciones permitió construir una base de datos ampliada que totalizó 8436 registros

2.12. DISEÑO EXPERIMENTAL

Se desarrolló un esquema experimental basado en tres pruebas diferenciadas:

Prueba 1 (Datos de la modelación numérica): Evaluación del desempeño de los algoritmos utilizando únicamente los datos obtenidos de las simulaciones numéricas (147 registros).

Prueba 2 (Datos sintéticos): Ampliación de la base de datos mediante la generación de datos sintéticos por cada uno de los algoritmos, conservando la distribución estadística de las variables originales, y evaluación de los modelos con este conjunto ampliado (8436 registros).

Prueba 3 (Datos sintéticos sin Bosque Aleatorio y Conjunto de Árboles): Evaluación de los algoritmos utilizando únicamente los datos sintéticos generados, excluyendo los resultados de Bosque Aleatorio y Conjunto de Árboles para analizar si la eliminación de los datos generados por algoritmos de ensamble contribuye a mejorar la estabilidad y generalización de los modelos (4218 registros).

3. RESULTADOS

3.1. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS

En la Tabla 4 se presentan los resultados obtenidos a partir de la aplicación de los algoritmos calibrados sobre la base de datos original, conformada exclusivamente por los registros derivados de las simulaciones numéricas. En los modelos se realiza una calibración interna con el conjunto de datos de entrenamiento y posteriormente se evalúan mediante validación externa utilizando datos independientes, con el objetivo de verificar su capacidad de generalización.

Tabla 4-Métricas de desempeño para la primera prueba.

Algoritmo	Datos de la modelación numérica					
	Calibración interna			Validación externa		
	R ² ajustado	MAE	RMSE	R ² ajustado	MAE	RMSE
Regresión Lineal	0,94	2,86	4,17	0,93	2,87	3,16
RNA	0,99	0,97	1,70	0,99	0,79	1,17
Árbol de Decisión	0,84	5,91	7,22	0,83	5,69	6,16
Bosque Aleatorio	0,87	4,42	6,02	0,90	3,74	4,78
Conjunto de Árboles	0,87	4,35	5,95	0,88	4,14	5,05

Los resultados indican que la RNA fue el modelo con mejor desempeño global en esta prueba, alcanzando valores de R² ajustado superiores a 0,99 y los errores (MAE y RMSE) más bajos tanto en calibración interna como externa. El modelo lineal mostró un rendimiento sólido y comparable, con un buen equilibrio entre ajuste y generalización. Por el contrario, los algoritmos basados en árboles presentaron valores de R² ajustado más bajos y los errores más altos, indicando una capacidad predictiva limitada con el conjunto de datos original de tamaño reducido, aunque igualmente cuentan con buena precisión.

En la Tabla 5 se presentan los resultados correspondientes a la segunda prueba experimental, en la cual los algoritmos fueron evaluados empleando la base de datos ampliada que incorpora registros sintéticos.

Tabla 5- Métricas de desempeño para la segunda prueba.

Algoritmo	Datos sintéticos					
	Calibración interna			Validación externa		
	R ² ajustado	MAE	RMSE	R ² ajustado	MAE	RMSE
Regresión Lineal	0,94	2,36	3,22	0,95	2,60	3,24
RNA	0,95	2,09	2,80	0,97	1,83	2,37
Árbol de Decisión	0,92	2,29	3,55	0,88	4,00	5,18
Bosque Aleatorio	0,93	2,32	3,31	0,90	3,49	4,55
Conjunto de Árboles	0,93	2,34	3,36	0,89	3,77	4,86

La ampliación de los datos produjo efectos diferenciados. La RNA mantuvo un excelente desempeño, logrando el mejor R² ajustado en validación externa (0,97) y los errores más bajos. La regresión lineal mostró estabilidad y equilibrio con los resultados de la primera prueba. El Árbol de Decisión mejoró su calibración interna, pero su rendimiento en validación externa decayó significativamente. Los algoritmos de ensamble mejoraron sus métricas de calibración interna, pero su generalización se mantuvo por debajo de los modelos lineales y la RNA.

En la Tabla 6 se presentan los resultados de la tercera prueba experimental, desarrollada a partir de la base de datos depurada.

Tabla 6. Métricas de desempeño para la tercera prueba.

Algoritmo	Datos sintéticos sin Bosque Aleatorio y Conjunto de Árboles					
	Calibración interna			Validación externa		
	R ² ajustado	MAE	RMSE	R ² ajustado	MAE	RMSE
Regresión Lineal	0,92	2,67	3,93	0,94	2,87	3,39
RNA	0,97	1,56	2,17	0,98	1,34	1,71
Árbol de Decisión	0,92	2,76	3,89	0,98	1,17	1,80
Bosque Aleatorio	0,94	2,57	3,34	0,94	2,52	3,49
Conjunto de Árboles	0,95	2,49	3,25	0,94	2,53	3,44

Los resultados confirman el beneficio de utilizar una base de datos sintética seleccionada. La RNA consolidó su posición como el modelo más estable, alcanzando el R^2 ajustado más alto en todas las pruebas y los errores más bajos. El Árbol de Decisión experimentó una mejora significativa en su capacidad de generalización, logrando un R^2 ajustado externo de 0,98, muy cercano al de la RNA, con errores ligeramente superiores, lo que sugiere que, aunque en promedio su ajuste es excelente, puede presentar errores puntuales. Los modelos de ensamble, ahora evaluados con una base sintética que no incluye sus propias generaciones, mostraron una generalización consistente, pero sin superar a los mejores modelos.

Según los resultados obtenidos se evidencia que, aunque las Redes Neuronales Artificiales presentan el mayor nivel de precisión en la predicción de la capacidad de carga a tracción, los otros modelos considerados en el estudio también ofrecen aportes relevantes para el análisis del problema. En particular, enfoques como la Regresión Lineal y el Árbol de Decisión, aun cuando presentan errores ligeramente superiores, poseen una mayor interpretabilidad estructural, lo que permite identificar con mayor claridad la influencia de las variables de entrada sobre la respuesta del sistema suelo-pilote.

3.2. COMPARACIÓN DE LAS PRUEBAS

En la comparación sistemática de los resultados obtenidos en las tres pruebas experimentales, ver Figura 3, se observa que la RNA demostró un desempeño superior y notablemente consistente en todos los escenarios. Con la primera prueba, la RNA mostró una capacidad excepcional para modelar las relaciones del sistema, alcanzando un R^2 ajustado de 0,99 en calibración interna manteniéndose igual en la validación externa. Esta estabilidad inicial con un conjunto de datos limitado es un indicador importante de su eficiencia.

Si bien la ampliación con datos sintéticos permitió mejorar las métricas de ajuste interno de todos los modelos, la RNA mantuvo su ventaja en generalización. Especialmente en la tercera prueba, donde se utilizó una base sintética depurada, la RNA logró el mejor equilibrio global: un R^2 ajustado en validación externa de 0,98, con un MAE de 1,35 kN y un RMSE de 1,72 kN, confirmando su capacidad de extrapolar conocimiento a casos no vistos con alta precisión.

Por el contrario, otros algoritmos como los basados en árboles mostraron una alta sensibilidad al tamaño y composición del conjunto de datos. Aunque el Árbol de Decisión mejoró significativamente con datos sintéticos, su desempeño inicial con datos reales fue moderado. El modelo lineal se comportó de una manera estable en las tres pruebas alcanzando un alto nivel predictivo, pero sin alcanzar el ajuste de la RNA.

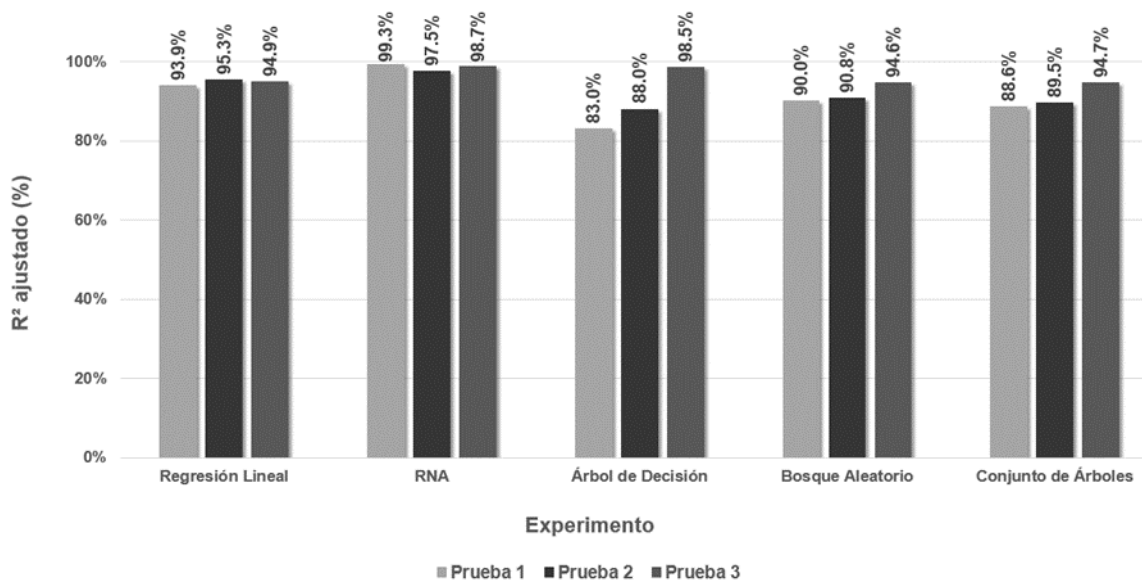


Fig. 3- Comparación en base al R^2 ajustado obtenido en la calibración externa de cada una de las pruebas.

3.3. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE LA MODELACIÓN NUMÉRICA Y FORMULACIONES EMPÍRICAS

Para evaluar los resultados obtenidos por la modelación numérica, se realizaron comparaciones con los resultados obtenidos de aplicar la formulación del método alfa ver ecuación (1) y (2), empleando los mismos datos de los modelos. Para la determinación de la capacidad de carga última a tracción mediante el método empírico propuesto se utilizan las expresiones del coeficiente α propuestas por Sladen (1992), ver ecuación (3), Randolph & Murphy (1987), ver ecuación (4) y (5) y API (2007), ver ecuación (6) [17].

$$Q_s = \sum (\alpha \cdot C_u \cdot A_s) \quad (1)$$

$$f = \alpha \cdot C_u \quad (2)$$

$$\alpha = C(\bar{\sigma}'_o / C_u)^{0,45} \quad (3)$$

$$\alpha = 0,5(C_u / \bar{\sigma}'_o)^{-0,5} \rightarrow C_u / \bar{\sigma}'_o \leq 1 \quad (4)$$

$$\alpha = 0,5(C_u / \bar{\sigma}'_o)^{-0,25} \rightarrow C_u / \bar{\sigma}'_o > 1 \quad (5)$$

$$f_{av} = 0,5(C_u \cdot \bar{\sigma}'_o)^{0,5} \text{ o } 0,5(C_u)^{0,75}(\bar{\sigma}'_o)^{0,25} \text{ (se toma el mayor resultado)} \quad (6)$$

Donde f : es la fricción lateral, α : es el coeficiente empírico de adhesión, C_u : es la cohesión no drenada del suelo, A_s : es el área lateral del pilote, $\bar{\sigma}'_o$: es la presión efectiva vertical promedio, $C \approx 0,4$ a $0,5$ para pilotes perforados y $C \geq 0,5$ para pilotes hincados y f_{av} : es la resistencia friccional unitaria promedio.

Los resultados de la modelación numérica se comparan con los de las formulaciones empíricas, para la longitud de $L_p = 1,20$ m, todos los diámetros y valores de cohesión. Se evidencian diferencias promedios de 52% con los valores determinados por la fórmula de Sladen, 36% con la fórmula de Randolph & Murphy y 24% con la fórmula del API, siendo la capacidad última obtenida mediante el Método de los Elementos Finitos mayor que la calculada por las formulaciones empíricas, ver Figura 4. Esta discrepancia se explica por las hipótesis simplificadas adoptadas por el método alfa, el cual asume una adherencia uniforme entre el suelo y el pilote y una movilización instantánea de la resistencia por fricción, sin considerar la redistribución de esfuerzos ni el deslizamiento relativo en la interfaz suelo-pilote. En cambio, el modelo numérico permitió representar de manera más realista el comportamiento del sistema, incorporando la redistribución de esfuerzos en el suelo, la concentración de las deformaciones en zonas críticas y la movilización gradual de la resistencia a tracción conforme aumenta la carga aplicada. Por esta razón se generaron ábacos para la determinación de la capacidad de carga última a tracción según las predicciones obtenidas de las Redes Neuronales Artificiales que se entrenaron con los patrones de comportamiento determinados de los modelos numéricos implementados.

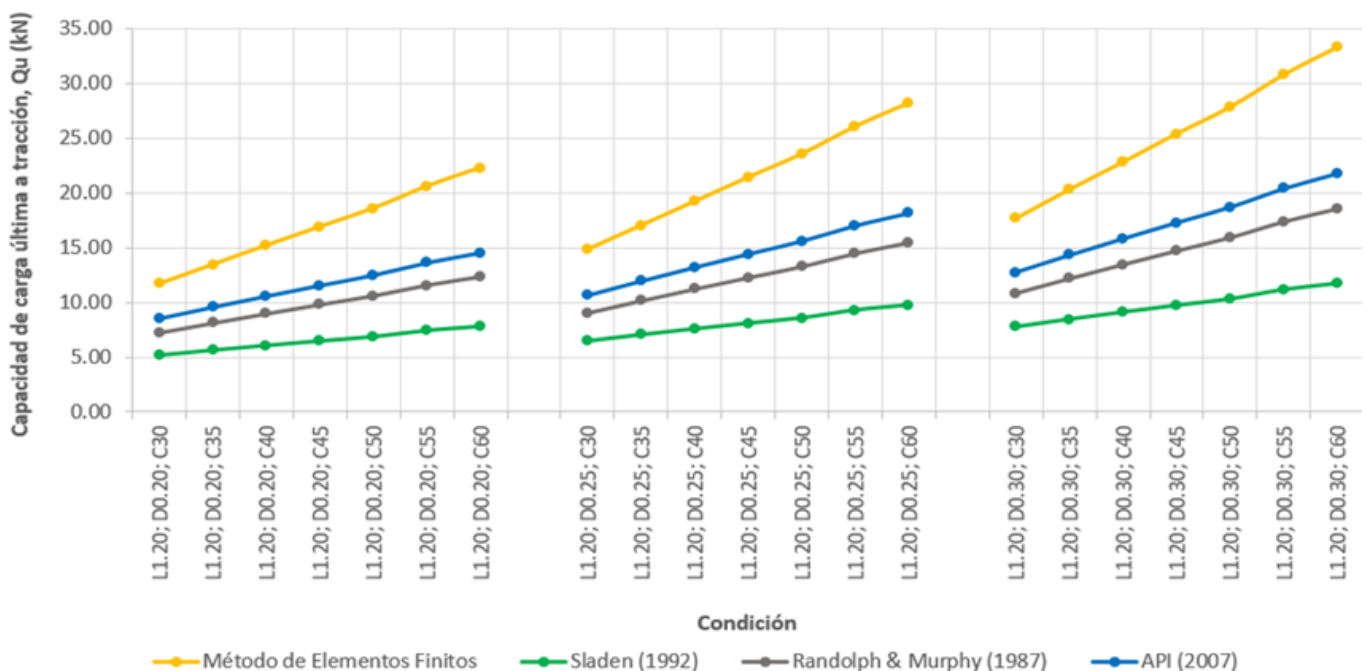


Fig. 4- Comparación de los resultados obtenidos mediante la modelación numérica y el método alfa.

3.4. ÁBACOS BASADOS EN DATOS SINTÉTICOS GENERADOS MEDIANTE LA RNA

Como parte del proceso de análisis y aplicación práctica de los resultados obtenidos del estudio con el empleo del aprendizaje automático, se desarrollaron tres ábacos predictivos que permiten representar gráficamente la relación entre la longitud del pilote y la carga última a tracción (Q_u), empleando exclusivamente los datos sintéticos generados por el modelo de la Red Neuronal Artificial (RNA). Estos ábacos fueron elaborados con el propósito de ofrecer una herramienta visual clara y accesible que facilite la interpretación de los resultados del modelo y puedan ser empleados para la determinación preliminar de la capacidad de carga última a tracción de pilotes cortos perforados en suelo cohesivo en la práctica profesional. El uso de estos ábacos debe complementarse con la selección adecuada de un factor de seguridad, aspecto que corresponde a los diseñadores, debiendo complementar su elección con el desarrollo de pruebas de carga *in situ*.

Los ábacos se construyeron a partir de la base de datos ampliada mediante la generación sintética de valores, proceso realizado tras el entrenamiento final de la RNA, una vez alcanzado un desempeño óptimo en términos de generalización y precisión. Cada ábaco corresponde a uno de los tres diámetros de pilote analizados (0,20 m, 0,25 m y 0,30 m), lo que facilita su lectura y aplicación práctica al mostrar claramente la evolución de la carga última a tracción con la longitud del pilote para un diámetro constante. Ver Figura 5, Figura 6 y Figura 7.

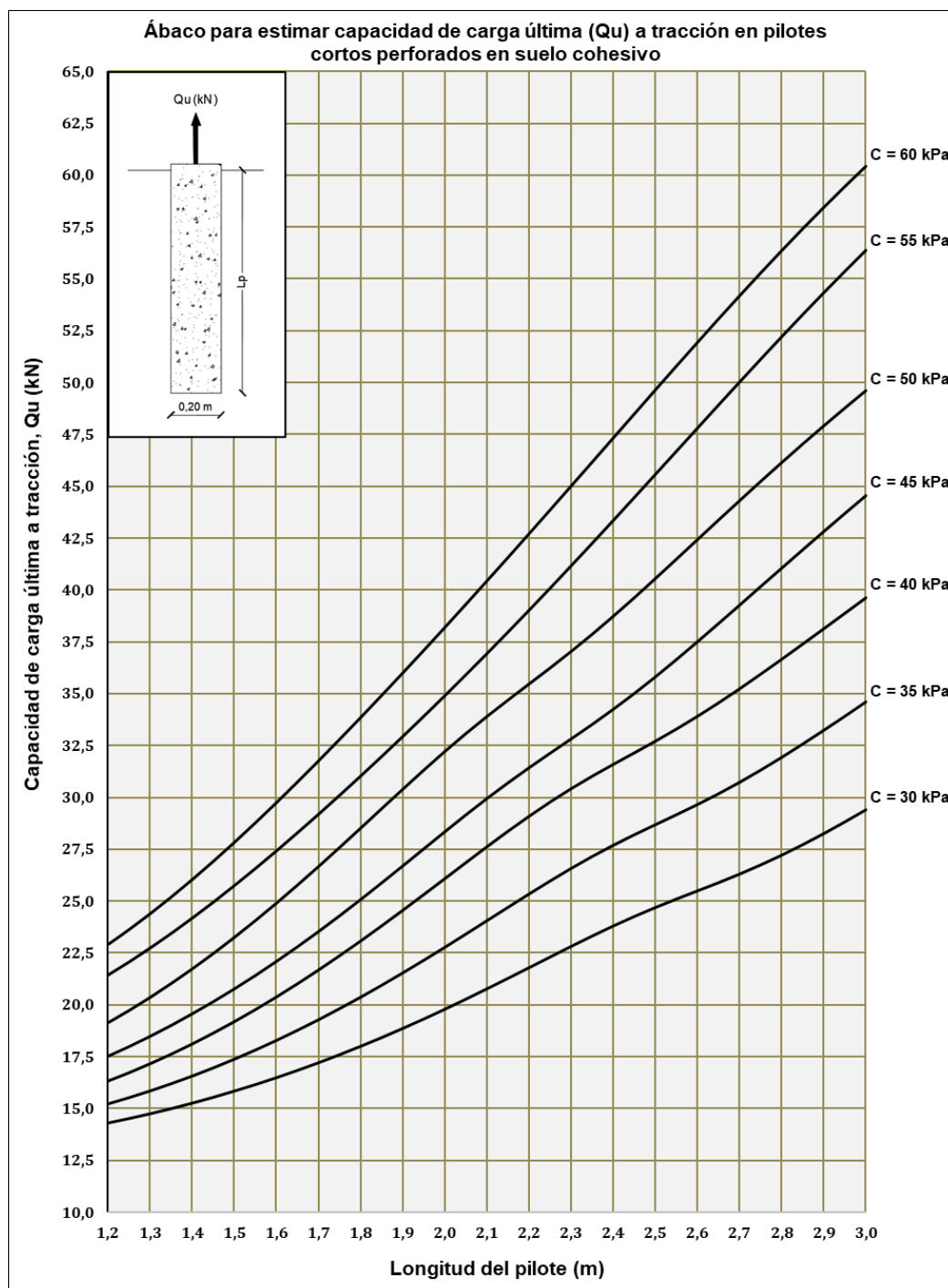


Fig. 5- Ábaco para estimar capacidad de carga última a tracción en pilotes cortos perforados en suelo cohesivo.

Ábaco para estimar capacidad de carga última (Q_u) a tracción en pilotes cortos perforados en suelo cohesivo

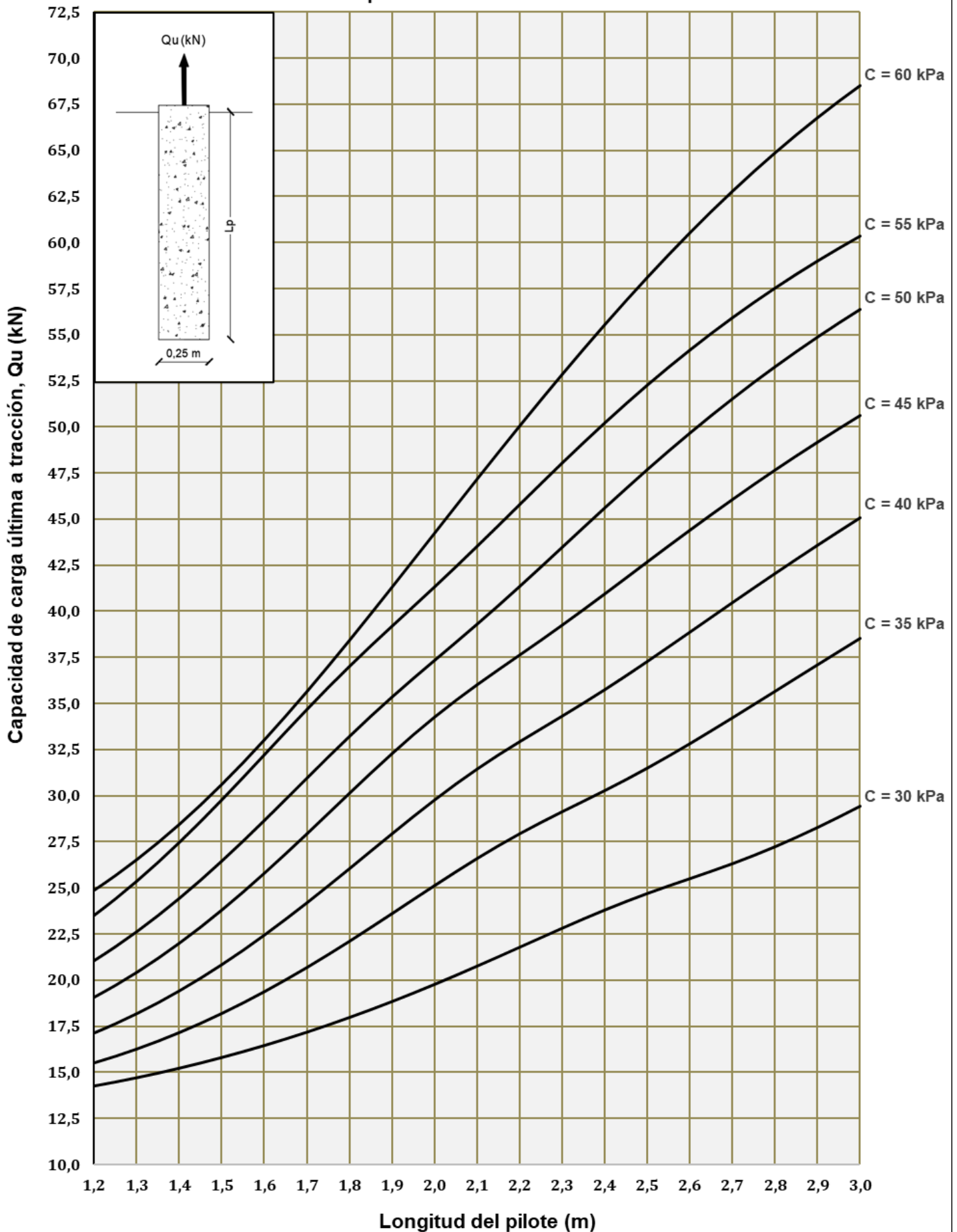


Fig. 6- Ábaco para estimar capacidad de carga última a tracción en pilotes cortos perforados en suelo

Ábaco para estimar capacidad de carga última (Q_u) a tracción en pilotes cortos perforados en suelo cohesivo

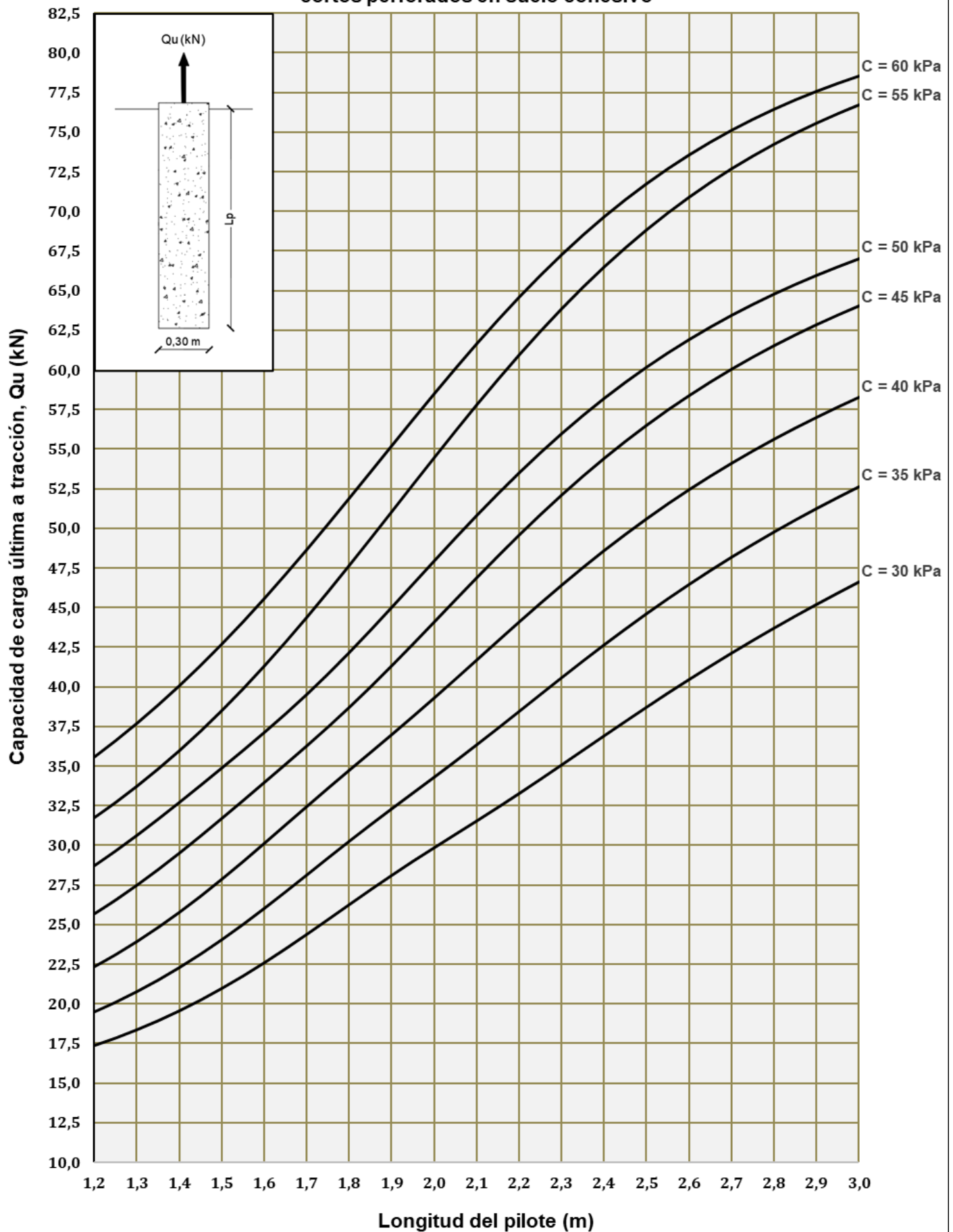


Fig. 7- Ábaco para estimar capacidad de carga última a tracción en pilotes cortos perforados en suelo cohesivo.

4. CONCLUSIONES

1. La base de datos generada a partir de la modelación numérica permitió analizar de manera consistente la influencia de los parámetros geotécnicos del suelo y geométricos del pilote en la capacidad de carga a tracción, constituyendo un soporte adecuado para el entrenamiento y validación de los modelos predictivos.
2. El análisis comparativo permitió identificar diferencias claras en el desempeño de los modelos de aprendizaje automático, mostrando que su comportamiento predictivo está condicionado por el tipo de algoritmo empleado, su calibración, estructura, calidad y cantidad de los datos utilizados en el estudio, demostrando que las Redes Neuronales Artificiales presentan un desempeño predictivo superior al de los algoritmos lineales y a los basados en árboles para la estimación de la capacidad de carga a tracción en pilotes cortos de hormigón armado perforados en suelo cohesivo. El empleo de los algoritmos lineal y árbol de decisión brindan predicciones igualmente satisfactorias y permiten identificar con mayor claridad la influencia de las variables de entrada sobre la respuesta del sistema suelo-pilote.
3. La integración de la modelación numérica y el análisis mediante aprendizaje automático para cimentaciones profundas a tracción en suelo cohesivo es un enfoque coherente y aplicable, ya que combina el rigor de la simulación con la eficiencia y rapidez predictiva de los algoritmos para optimizar el análisis y el diseño.
4. Los ábacos obtenidos a partir de las predicciones de la Red Neuronal Artificial permiten estimar preliminarmente la carga última de tracción de pilotes cortos en función de la longitud y el diámetro del pilote, dentro de los rangos analizados. La capacidad de carga de diseño debe ser verificada por pruebas de carga en correspondencia con la importancia de la obra y la seguridad definida para el diseño.

5. RECOMENDACIONES

La continuidad de la línea de investigación que se presenta en el trabajo, demanda el desarrollo de pruebas de carga reales que permitan validar los resultados preliminares alcanzados en esta investigación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Chen Yit-Jin, Jos Mary Abigail, Topacio Anjerick, and Wang Kai, "Uplift Capacity and Displacement of Pre-Bored PC Piles in Undrained Soils," *International Journal of Engineering and Technology Innovation*, vol. 15, no. 3, pp. 300-313, 07/31 2025. <https://10.46604/ijeti.2024.14597>
2. J Fang, S Lin, and K Liu, "Multi-scale study of load-bearing mechanism of uplift piles based on model tests and numerical simulations," (in eng), *Sci Rep*, vol. 13, no. 1, p. 6410, Apr 19 2023. <https://10.1038/s41598-023-33221-z>
3. Hailong Ma, Yufei Ma, Lin Zhu, and Hangyu Zhang, "Experimental Study on the Difference Mechanism of Shaft Resistance between Uplift Piles and Compressive Piles," *Applied Sciences*, vol. 13, no. 5, p. 3158, 2023. doi: <https://doi.org/https://10.3390/app13053158>
4. R. B. J. Brinkgreve, S. Kumarswamy, W. M. Swolfs, and D. Waterman, B. Systems, Ed. *PLAXIS 2D Reference Manual*. 2020
5. D. M. Potts and L. Zdravkovic, C. Press, Ed. *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory and Application*, 2nd ed. 2019
6. Sayed Hemeda, "PLAXIS 3D numerical analysis of complex geotechnical problems of colossal built heritage," *Heritage Science*, vol. 12, no. 1, p. 32, 2024/01/30 2024. <https://10.1186/s40494-024-01156-x>:
7. A. T. C. Goh and W. Zhang, "A hybrid intelligence approach to modeling pile capacity in clays," *Soils and Foundations*, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.gsf.2020.02.014>:
8. Bashar Tarawneh, Wassel A. L. Bodour, and Khaled Al Ajmi, "Intelligent Computing Based Formulas to Predict the Settlement of Shallow Foundations on Cohesionless Soils," *The Open Civil Engineering Journal*, vol. 13, pp. 1-9, 2019/01/01/ 2019. <https://doi.org/10.2174/1874149501913010001>:
9. Shrikant M. Harle and Rajan L. Wankhade, "Machine learning techniques for predictive modelling in geotechnical engineering: a succinct review," *Discover Civil Engineering*, vol. 2, no. 1, p. 86, 2025/05/01 2025. <https://10.1007/s44290-025-00224-w>
10. Usman Hasan Jalali, Badee Alshameri, Muhammad Hamza Khalid, Waqas Hassan, Lokmane Abdeldjouad, S. Muhammad Jamil et al., "Data-driven approach to enhance deep foundation safety: reliable methods for predicting bored pile capacity," *International Journal of Geo-Engineering*, vol. 16, no. 1, p. 16, 2025/08/12 2025. <https://10.1186/s40703-025-00247-3>
11. Hongchen Liu, Huaizhi Su, Lizhi Sun, and Daniel Dias-da-Costa, "State-of-the-art review on the use of AI-enhanced computational mechanics in geotechnical engineering," *Artificial Intelligence Review*, vol. 57, no. 8, p. 196, 2024/07/05 2024. <https://10.1007/s10462-024-10836-w>
12. Nezam Bozorgzadeh and Yu Feng, "Evaluation structures for machine learning models in geotechnical engineering," *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, vol. 18, no. 1, pp. 52-59, 2024/01/02 2024. <https://10.1080/17499518.2024.2313485>
13. Jalal Shah, Mehtab Alam, Faisal Javed, Muhammad Umar, and Furqan Ahmad, "Comparative performance evaluation of machine learning models for predicting the ultimate bearing capacity of shallow foundations on granular soils," *Scientific Reports*, vol. 15, no. 1, p. 36525, 2025/10/21 2025. <https://10.1038/s41598-025-13926-z>
14. KNIME AG. *KNIME Analytics Platform (Versión 5.4.3)*. Zurich, Switzerland: KNIME AG, 2025 Disponible en: <https://www.knime.com>
15. Swarup Saha, "Developing a Predictive Model to Predict the Exchange Rate of Bangladeshi Taka (BDT) Against us Dollar (USD)," 2023. <https://doi.org/10.58964/JBA44N201>
16. Syed Jamal Arbi, Zia ur Rehman, Waqas Hassan, Usama Khalid, Nauman Ijaz, Zain Maqsood et al., "Optimized machine learning-based enhanced modeling of pile bearing capacity in layered soils using random and grid search techniques," *Earth Science Informatics*, vol. 18, no. 4, p. 332, 2025/03/19 2025. <https://10.1007/s12145-025-01784-2>
17. Braja M. Das and Nagaratnam Sivakugan, *Principles of Foundation Engineering*, 9th ed. 2019

6

Resiliencia Del Sistema De Drenaje Vial En El Tramo Lodana – Santa Ana Ante El Cambio Climático

Resilience Of The Road Drainage System On The Lodana – Santa Ana Section In The Face Of Climate Change

Autores

Ken Yandry Menéndez García

Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo , Ecuador

kmenendez9322@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0003-8190-9039>

María Mercedes López Peñarrieta

Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo , Ecuador

mlopez8977@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0001-6196-6058>

Eduardo Tejeda Piusseaut

Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo , Ecuador

eduardo.tejeda@utm.edu.ec

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

6

Resiliencia Del Sistema De Drenaje Vial En El Tramo Lodana – Santa Ana Ante El Cambio Climático

Resumen

El presente estudio tuvo como objetivo analizar la resiliencia del sistema de drenaje de la carretera Portoviejo–Santa Ana, específicamente en el tramo Lodana-Santa Ana, frente a las afectaciones derivadas del cambio climático. La investigación se desarrolló mediante una metodología que integró inspecciones de campo, revisión de información secundaria y análisis hidrológicos, aplicando el método racional y el método del Soil Conservation Service (SCS) para la estimación de caudales de escorrentía. Se evaluaron variables como la precipitación, cobertura vegetal, características del suelo y capacidad hidráulica de las estructuras de drenaje existentes. Los resultados evidenciaron que alcantarillas, cunetas y canales presentan obstrucciones por sedimentos y vegetación, lo que reduce su eficiencia hidráulica ante eventos de precipitación extrema. Asimismo, los caudales estimados para determinados periodos de retorno superan la capacidad de algunas estructuras. Se concluye que el sistema de drenaje presenta limitaciones frente a eventos hidrometeorológicos intensos, por lo que se recomienda fortalecer las actividades de mantenimiento y considerar criterios de adaptación al cambio climático en la planificación y gestión de la infraestructura vial.

Palabras Clave: Drenaje vial, resiliencia, cambio climático, hidrología

Abstract

The objective of this study was to analyze the resilience of the drainage system of the Portoviejo-Santa Ana highway, specifically in the Lodana-Santa Ana section, in the face of the effects derived from climate change. The research was developed through a methodology that integrated field inspections, review of secondary information and hydrological analysis, applying the rational method and the Soil Conservation Service (SCS) method for estimating stream flows. Variables such as precipitation, vegetation cover, soil characteristics and hydraulic capacity of existing drainage structures will be evaluated. The results showed that sewers, ditches and canals are obstructed by sediments and vegetation, which reduces their hydraulic efficiency in the event of extreme precipitation events. Likewise, the estimated flows for certain return periods exceed the capacity of some structures. It is concluded that the drainage system presents limitations in the face of intense hydrometeorological events, so it is recommended to strengthen maintenance activities and consider adaptation criteria to climate change in the planning and management of road infrastructure.

Keywords: Road drainage, resilience, climate change, hydrology

Nota Editorial: Recibido: 26 de enero 2026 Aceptado: 2 de abril 2026

1. INTRODUCCIÓN

La provincia de Manabí, con una superficie aproximada de 19.427 km², cuenta con una extensa red vial conformada por diferentes tipos de capas de rodadura, que en conjunto alcanzan cerca de 10.781 km de longitud [1]. No obstante, la calidad de las vías y el mantenimiento de su infraestructura hidráulica han constituido históricamente un desafío para las autoridades locales. En este contexto, la carretera Portoviejo - Santa Ana, con una longitud de 19,53 km y una estructura de pavimento flexible, representa uno de los principales ejes de comunicación de la zona central de Manabí, tanto por su relevancia económica como por su papel estratégico en la movilidad interurbana.

El Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) registrado en esta vía en el año 2015 fue de 12.431 vehículos [2], lo que evidencia un volumen significativo de tráfico asociado al transporte de productos agropecuarios, particularmente granos y lácteos, así como a su creciente uso como corredor turístico. Sin embargo, el sistema de drenaje vinculado a esta carretera ha presentado deficiencias en varios tramos, especialmente en sectores como Lodana, donde el mantenimiento insuficiente ha provocado la acumulación excesiva de sedimentos y la inoperatividad de alcantarillas y cunetas.

La resiliencia en infraestructuras de transporte se define como la capacidad de un sistema para resistir, adaptarse y recuperarse ante eventos disruptivos, siendo un componente fundamental para garantizar la continuidad de los servicios esenciales. Las redes viales son altamente vulnerables a amenazas naturales como inundaciones, deslizamientos y eventos extremos, los cuales pueden generar interrupciones parciales o totales en su funcionamiento. En particular, los eventos de inundación representan una de las principales amenazas para la infraestructura vial, ya que pueden provocar la acumulación de sedimentos, erosión de capas estructurales y fallas en los sistemas de drenaje [3].

La evaluación de la resiliencia de las redes viales frente al cambio climático permite identificar vulnerabilidades estructurales y funcionales, así como definir estrategias de adaptación orientadas a mejorar su desempeño ante el incremento en la frecuencia e intensidad de eventos hidrometeorológicos extremos. El cambio climático representa un desafío significativo para la infraestructura de transporte urbano, debido a su influencia en los patrones de precipitación y en la ocurrencia de eventos extremos, lo que incrementa el riesgo de fallas en sistemas de drenaje y afecta la operatividad de las redes viales [4].

El cambio climático, reconocido por la comunidad científica como un fenómeno de origen antropogénico y de alcance global, ha intensificado la ocurrencia de eventos hidrometeorológicos extremos, afectando de manera significativa a las infraestructuras viales expuestas [5] [6] [7]. A partir del año 2020, las temperaturas globales se han situado aproximadamente 1,2 °C por encima del promedio de la era preindustrial [8]. En el caso de Ecuador, estos incrementos térmicos han generado desequilibrios atmosféricos que favorecen la ocurrencia de lluvias torrenciales, inundaciones y procesos erosivos. Estudios recientes indican que el 44 % de los desastres naturales registrados en el país están asociados a precipitaciones intensas e inundaciones [9], lo que pone de manifiesto la necesidad urgente de evaluar la capacidad de resiliencia de los sistemas de drenaje vial, aspecto ampliamente abordado en estudios recientes sobre desempeño hidráulico bajo escenarios de cambio climático [10] [11].

En este marco, la presente investigación tiene como objetivo analizar la resiliencia del sistema de drenaje de la carretera Portoviejo - Santa Ana, específicamente en el tramo Lodana - Santa Ana, frente a las posibles afectaciones derivadas del cambio climático. Para ello, se empleó un enfoque basado en la observación directa en campo, la caracterización del terreno y el análisis hidrológico a partir de datos climáticos, con el propósito de diagnosticar el estado actual de las estructuras hidráulicas, identificar sus principales vulnerabilidades y proponer criterios técnicos que contribuyan a mejorar su desempeño y sostenibilidad a largo plazo, considerando enfoques de adaptación de infraestructuras de transporte ante escenarios de cambio climático [12].

2. MATERIALES Y MÉTODOS

La investigación se desarrolló mediante una metodología descriptiva y analítica, basada en tres componentes principales:

- Inspección de campo del sistema de drenaje,
- Análisis hidrológico de las cuencas aportantes y
- Revisión de información secundaria climática e hidrológica

Esto con el fin de evaluar de manera rigurosa las condiciones funcionales del sistema de drenaje del tramo vial Lodana-Santa Ana y su comportamiento ante escenarios asociados al cambio climático.

La observación directa constituyó el eje central de la evaluación del estado físico del sistema de drenaje. Para ello, se realizaron recorridos sistemáticos a lo largo del eje vial, utilizando herramientas de medición convencionales para registrar las dimensiones aproximadas de los elementos de drenaje y determinar pendientes mediante niveles manuales. Asimismo, se identificaron daños visibles como obstrucciones, socavaciones, acumulación de sedimentos y desgaste estructural. Se realizó un reconocimiento de campo a lo largo del tramo vial, mediante observaciones directas que permitieron identificar condiciones de deterioro en las estructuras de drenaje, tales como obstrucciones por sedimentos, acumulación de residuos y presencia de vegetación.

El análisis de la cobertura vegetal circundante se realizó mediante una evaluación visual cualitativa, apoyada en observaciones directas y registros gráficos. Durante los recorridos por las áreas adyacentes a la vía se identificaron las especies predominantes, su densidad y distribución espacial, así como el tipo de vegetación presente en las zonas de influencia del sistema de drenaje, valorando su incidencia en la regulación del escurrimiento superficial y la retención de humedad. Se estimaron de forma aproximada los porcentajes de cobertura vegetal en sectores específicos, evidenciándose una cobertura limitada que, en conjunto con las características de los suelos existentes, favorece un elevado transporte de finos durante períodos de inundación en temporadas lluviosas.

En puntos estratégicos del tramo se excavaron calicatas de pequeña profundidad, observándose características básicas como color, textura y cohesión del material. La textura se determinó mediante el método del tacto, permitiendo una clasificación preliminar en suelos arenosos, limosos o arcillosos. Adicionalmente, se realizaron observaciones cualitativas sobre la capacidad de infiltración, vertiendo agua sobre las muestras y evaluando su velocidad de absorción. Estos criterios permitieron inferir las condiciones de infiltración y la susceptibilidad a procesos erosivos, especialmente en zonas con pendientes pronunciadas o alteraciones del perfil natural del terreno. Aunque no se efectuaron ensayos de laboratorio, se aplicaron criterios técnicos reconocidos para estimar el comportamiento del suelo frente a cargas hidráulicas intensas.

El análisis hidrológico se sustentó en el uso de información secundaria de acceso público, incluyendo registros de precipitación del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), estudios técnicos previos y reportes de entidades locales. Estos datos se complementaron con estimaciones de las condiciones del terreno a lo largo del tramo vial mediante la aplicación de métodos empíricos clásicos, lo que permitió calcular los caudales de diseño para distintos escenarios de precipitación. La evaluación de los resultados evidenció limitaciones en la capacidad hidráulica y en la eficiencia operativa del sistema de drenaje existente frente a eventos de lluvia extrema con diferentes períodos de retorno.

El componente hidrológico se abordó mediante cálculos manuales basados en datos históricos obtenidos de fuentes públicas y reportes técnicos previos. Para cuencas pequeñas se utilizó el método racional, que permite estimar el caudal máximo mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6} \quad (1)$$

Donde:

Q = caudal máximo calculado (m³/s)

C = coeficiente de escorrentía (adimensional)

I = intensidad de lluvia (mm/h)

A = área de aportación o drenaje (km²)

Este método resulta adecuado para estimar caudales en estructuras hidráulicas menores, como alcantarillas o ductos cajón, cuando el área de drenaje es inferior a 5 km², de acuerdo con lo señalado por Chow [13]. En el presente estudio, el método racional fue aplicado en las microcuencas identificadas dentro del tramo Lodana–Santa Ana que presentan áreas de drenaje inferiores a dicho umbral, permitiendo estimar los caudales máximos de diseño para distintos períodos de retorno. Sin embargo, para microcuencas de mayor extensión, en las cuales el método racional pierde precisión debido a sus características fisiográficas, se empleó la metodología del Soil Conservation Service (SCS).

El método SCS, desarrollado en 1972, permite estimar las abstracciones de la precipitación de una tormenta, entendidas como los procesos mediante los cuales el agua es retenida o infiltrada antes de generar escorrentía superficial. Este método asume una precipitación homogénea sobre la cuenca, donde la precipitación total (P) se distribuye entre la precipitación efectiva (Pe), la retención del suelo (Fa) y la abstracción inicial (Ia). La relación entre estos componentes se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{Pa - Ia} \quad (2)$$

Posteriormente, y con base en estudios experimentales, se ha establecido la expresión particular para la precipitación efectiva:

$$Pe = \frac{(P-0,2 S)^2}{P+0,8 S} \quad (3)$$

Esta formulación se encuentra directamente relacionada con el Número de Curva (CN), un parámetro adimensional comprendido entre 0 y 100, donde valores cercanos a 100 representan superficies impermeables o cuerpos de agua, mientras que valores menores corresponden a suelos naturales con mayor capacidad de infiltración.

En el presente estudio, el método SCS fue aplicado en las subcuencas de los ríos Lodana y Bonce, considerando sus características morfométricas, el uso del suelo y la cobertura vegetal. Los valores del Número de Curva (CN) fueron determinados a partir de esta información, lo que permitió estimar la precipitación efectiva y, posteriormente, los caudales de escorrentía asociados a distintos períodos de retorno.

Debido a que la serie de datos de la estación pluviométrica Lodana M298 presentaba registros incompletos, se procedió a completar la serie mediante la estación patrón UTM - Portoviejo M005, utilizando el método de promedios, de acuerdo con lo propuesto por Campos y Sinichenko [14].

$$\frac{\bar{X}}{\bar{Y}} = \frac{X}{Y} \quad (4)$$

de donde se despeja el valor desconocido:

$$Y = \frac{\bar{Y}}{\bar{X}} * X \quad (5)$$

Los valores de intensidad de precipitación se obtuvieron de registros climáticos de libre acceso, mientras que los coeficientes de escorrentía se determinaron considerando las condiciones del suelo y la cobertura vegetal observadas durante el trabajo de campo. Este procedimiento permitió estimar caudales representativos para distintos escenarios de precipitación y evaluar la capacidad del sistema de drenaje para conducir los volúmenes de agua generados.

Para el tratamiento de la información pluviométrica, se realizó la depuración y completamiento de datos faltantes en las series históricas de precipitación correspondientes a la estación Lodana-M289. Adicionalmente, se efectuó un análisis estadístico de frecuencias utilizando el software Hydrognomon 4, empleando la distribución de probabilidad de Pearson Tipo III, con el objetivo de estimar intensidades de precipitación para diferentes períodos de retorno.

La evaluación del estado de las estructuras de drenaje se realizó mediante una inspección técnica básica. Durante los recorridos de campo se revisaron las alcantarillas, cunetas y canales, documentando parámetros como diámetro, longitud y nivel de obstrucción. Asimismo, se inspeccionó el interior de las alcantarillas para verificar la presencia de elementos que pudieran limitar el flujo hidráulico. La información recopilada se organizó mediante formatos de registro manual, lo que permitió su análisis sistemático.

Finalmente, el análisis del sistema de drenaje incluyó la recopilación y revisión de información secundaria proveniente de informes técnicos, registros históricos de precipitación y cartografía disponible. Estos datos fueron analizados conjuntamente con las observaciones de campo, garantizando que los cálculos y conclusiones reflejaran de manera fiel las condiciones reales del tramo vial en el contexto de la variabilidad climática y el cambio climático.

3. RESULTADOS

El análisis de los registros pluviométricos del tramo Lodana–Santa Ana permite identificar variaciones significativas en la intensidad de las precipitaciones a lo largo del tiempo, lo que evidencia la influencia de fenómenos climáticos de gran escala. En la **Figura 1** se presenta la evolución de la intensidad de lluvia (mm/h) entre 1964 y 2018, donde se destacan varios picos correspondientes a eventos de alta magnitud. En particular, durante los años 1972, 1984, 1997 y 2016 se registraron las mayores intensidades, con valores aproximados de 91,05 mm/h, 91,68 mm/h, 100,48 mm/h y 122,04 mm/h, respectivamente. Estos máximos coinciden con periodos asociados al fenómeno de El Niño, caracterizado por el incremento de la temperatura superficial del océano Pacífico, lo que intensifica las precipitaciones en la región litoral ecuatoriana.

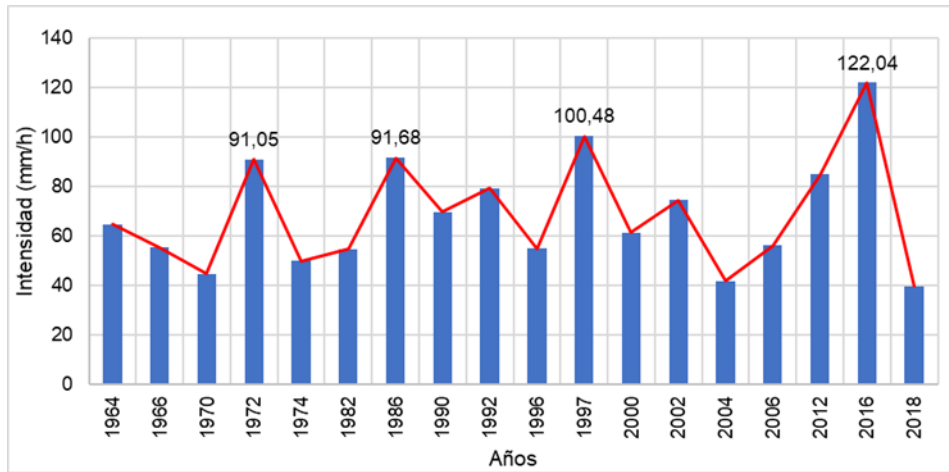


Fig. 1 - Registro de precipitaciones máximas anuales.

Durante el período comprendido entre 2012 y 2018 se observa un incremento notable en la intensidad de las lluvias, superando los valores medios históricos representados por la línea punteada azul. Este comportamiento refleja la variabilidad climática reciente, caracterizada por la ocurrencia de eventos extremos más frecuentes y concentrados en cortos intervalos de tiempo, consistente con estudios que evidencian el incremento de eventos extremos en sistemas de drenaje urbano y vial [10] [6]. Las precipitaciones extraordinarias registradas durante este periodo, especialmente en los meses de febrero y abril, han generado sobrecargas en el sistema de drenaje, evidenciando su limitada capacidad para evacuar caudales elevados.

Con el fin de profundizar el análisis hidrológico, se identificaron cinco puntos críticos a lo largo del tramo vial, seleccionados en función de su relevancia hidráulica y su incidencia en la continuidad del flujo. Entre estos, se incluyen dos zonas con alto volumen de tránsito vehicular, correspondientes a los puentes Lodana y Bonce, los cuales fueron considerados debido a su papel como secciones de control dentro del sistema de drenaje, tal como se ilustra en la Figura 2.

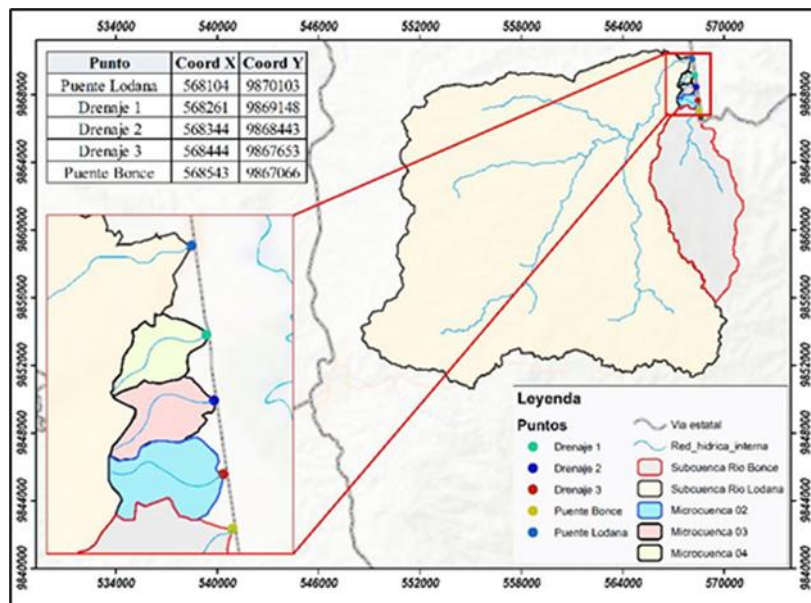


Fig. 2 - Puntos de interés en el tramo Lodana–Santa Ana.

La Tabla 1 presenta las áreas de drenaje asociadas a las subcuencas y microcuencas identificadas en el área de estudio.

Tabla 1- Áreas de drenaje (km²)

Aportantes	Área (km ²)
Subcuenca Río Lodana	291,4
Microcuenca 02	0,79
Microcuenca 03	0,59
Microcuenca 04	0,50
Subcuenca Río Bonce	37,1

Considerando que el área de drenaje constituye una limitante fundamental para la aplicación de los métodos de estimación de caudales, el análisis hidrológico se segmentó en dos categorías. Las áreas de drenaje menores a 5 km² (Microcuenca 02, Microcuenca 03 y Microcuenca 04) fueron evaluadas mediante el método racional, mientras que las subcuencas de los ríos Lodana y Bonce se analizaron empleando el método del Soil Conservation Service (SCS), aplicando el parámetro del Número de Curva (CN) [15]. Los resultados obtenidos para las microcuencas analizadas mediante el método racional se presentan en la Tabla 2, considerando períodos de retorno (TR) de 10 y 25 años.

Tabla 2- Caudales calculados para cada microcuenca

Id microcuenca	Área (km ²)	Pendiente	Tiempo de concentración	Caudal Tr 10	Caudal Tr 25
		m/m	n min	m ³ /s	m ³ /s
Microcuenca 02	0,79	1,32	29,1	2,6	2,8
Microcuenca 03	0,59	1,22	31,9	2,1	2,3
Microcuenca 04	0,50	1,62	28,2	1,6	1,7

Para la obtención de estos resultados se utilizaron intensidades de precipitación proporcionadas por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), correspondientes a la estación homogenizada UTM - Portoviejo M005. Se consideraron intensidades máximas en 24 horas de 3,85 mm/24 h para un período de retorno de 10 años y de 4,84 mm/24 h para un período de retorno de 25 años.

El coeficiente de escorrentía ponderado se determinó considerando principalmente áreas de cultivos y cobertura boscosa. Para la Microcuenca 02 se obtuvieron valores de C para TR 10 y TR 25 de 0,411 y 0,444, respectivamente; para la Microcuenca 03 se calcularon valores de 0,399 y 0,433; mientras que para la Microcuenca 04 se determinaron coeficientes de 0,408 y 0,438. En términos relativos, estos resultados evidencian una capacidad de respuesta hidrológica moderada a favorable.

El INAMHI proporciona ecuaciones de intensidad–duración–frecuencia (IDF) validadas para cada estación y sus respectivas zonas de influencia. En este caso, y en función del tiempo de concentración determinado para las microcuencas analizadas, se empleó la siguiente ecuación:

$$I = 175,897 * I_{TR}^{0,2692} * t_c^{-0,8418} \quad (6)$$

Por otra parte, el análisis de las subcuencas de los ríos Lodana y Bonce, realizado mediante la metodología del Soil Conservation Service (SCS), permitió determinar en primera instancia los valores del Número de Curva (CN), obteniéndose valores de 82,49 para la subcuenca del río Lodana y de 82,19 para la subcuenca del río Bonce. Estos resultados se derivaron de un análisis integrado que consideró información georreferenciada sobre el uso del suelo y la cobertura vegetal, en concordancia con parámetros orográficos obtenidos a partir de Modelos Digitales de Elevación (MDE) con resolución espacial de 5 × 5 m, extraídos del portal institucional SigTierras.

Los valores de CN obtenidos indican un elevado grado de impermeabilidad en ambas subcuencas, siendo más pronunciado en la subcuenca del río Lodana, lo que refleja una menor capacidad de retención de las aguas provenientes de la precipitación. En la **Figura 3** se evidencia la distribución espacial del Número de Curva en ambas subcuencas, observándose que las zonas media y baja presentan valores elevados de CN, asociados a una baja capacidad de infiltración, en contraste con las áreas altas, donde se registran valores menores de CN vinculados a la conservación de la cobertura vegetal autóctona, particularmente bosques secos.

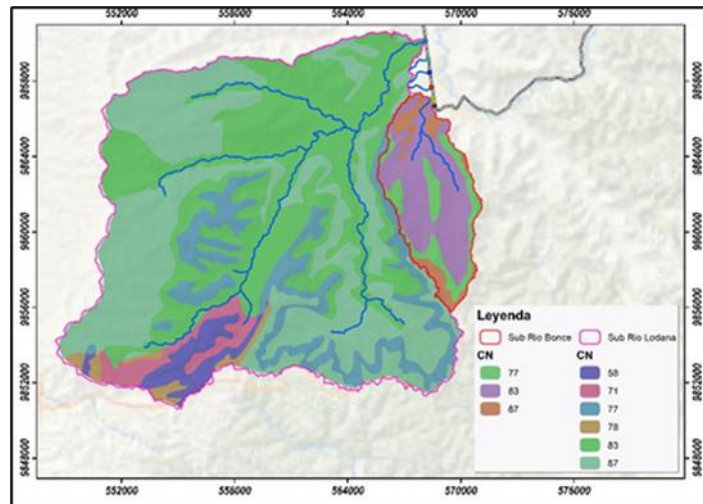


Fig. 3- Distribución espacial del CN en subcuencas de análisis

De manera simultánea, se realizó el relleno de los datos faltantes de las series de registros pluviométricos de la estación Lodana-M289, ajustando los parámetros mediante pruebas de consistencia y análisis estadísticos, cuyos resultados se reflejan en la Figura 1. A partir de esta información, se llevó a cabo un análisis probabilístico empleando el software *Hydrognomon 4*, utilizando la distribución de Pearson Tipo III para la proyección de intensidades de precipitación, obteniéndose valores de 92,43 mm/h y 118,47 mm/h para períodos de retorno de 10 y 25 años, respectivamente.

Con base en estos resultados y considerando períodos de retorno de hasta 1000 años, se consolidó la curva de Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF), lo que permitió la elaboración de los hietogramas de diseño mediante la aplicación del criterio de Bloques Alternos, proporcionando insumos fundamentales para el análisis hidrológico y el dimensionamiento del sistema de drenaje.

Cabe indicar que, para ambas subcuencas, se aplicó un Factor de Reducción Areal (FRA) en la construcción del hietograma, considerando que la precipitación no es homogénea en toda la extensión de la cuenca. Para ello, se utilizó una ecuación empírica en función del área de la cuenca y la duración de la tormenta, adoptándose una tormenta de diseño de 2 horas:

$$FRA = 1 - e^{-1.1D^{0,25}} + e^{-1.1D^{0,25} - 38.61 \cdot 10^{-4}A} \quad (7)$$

De este modo, se obtuvo un valor de FRA = 0,817 para la subcuenca del río Lodana y FRA = 0,963 para la subcuenca del río Bonce.

El análisis hidrológico se realizó en el software HEC-HMS [16], aplicando los criterios previamente descritos. Para la subcuenca del río Lodana, se consideró una longitud de recorrido (Lc) de 39,9 km, una pendiente promedio (S) de 0,67 %, un perímetro (P) de 90,1 km y un tiempo de concentración tc de 383,7 minutos. En consecuencia, el tiempo de retardo (Lr) (Lag Time), equivalente al 60 % del tiempo de concentración, fue de 270,22 minutos. Bajo estas condiciones, se obtuvo un caudal pico de 49,9 m³/s para un período de retorno de 10 años (Tr10). Por su parte, para un período de retorno de 25 años (Tr25), manteniendo las mismas características morfométricas y variando únicamente el hietograma de frecuencia, el caudal resultante fue de 107,4 m³/s.

En la subcuenca homóloga se registró una longitud de recorrido de 13,5 km, una pendiente promedio de 0,9 %, un perímetro de 30,9 km y un tiempo de retardo de 65,3 minutos. A partir de estos parámetros, se estimaron caudales de 17,2 m³/s para un Tr10 y de 35,9 m³/s para un Tr25.

Es de suma importancia destacar los caudales generados por los aportes laterales al tramo vial estudiado, ya que, en un análisis de resiliencia, la capacidad de la infraestructura para soportar crecidas y eventuales desbordamientos resulta un aspecto crítico. Esta información es fundamental para evaluar la capacidad del sistema vial frente a eventos hidrometeorológicos extremos, los cuales tienden a intensificarse y a presentarse con mayor frecuencia bajo escenarios de cambio climático.

Finalmente, se presenta de manera esquemática la disposición de las estructuras hidráulicas a lo largo del tramo de la vía como se muestra en la **Figura 4**. Cabe señalar que, al momento de la ejecución de la presente investigación, no fue posible determinar las geometrías de las secciones de los ríos, debido a que uno de ellos se encontraba en proceso de intervención y el otro presentaba condiciones de obstrucción por maleza y presencia de aguas residuales.

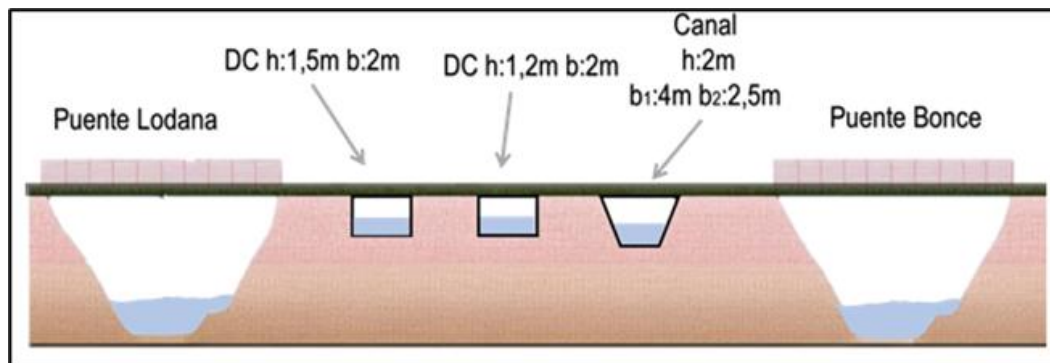


Fig. 4- Estructuras hidráulicas en el tramo Lodana - Santa Ana

Las estructuras de drenaje tipo ducto cajón, que forman parte del sistema de evacuación de las aguas provenientes de las quebradas, cumplen con el análisis hidrológico planteado. De igual manera, el canal trapezoidal integrado al sistema de canales de Poza Honda presenta un comportamiento adecuado [17]. Por otro lado, las secciones transversales de los ríos resultan hidráulicamente eficientes; sin embargo, las precipitaciones registradas durante el año 2025, las cuales fueron de carácter extraordinario, especialmente en las zonas centro y centro-sur de la provincia, provocaron el desbordamiento del río Lodana. En este contexto, se considera que, ante eventos de tal magnitud, cualquier configuración de sección transversal o incluso el mejoramiento de muros laterales habría sido, en términos teóricos, insuficiente para contener los caudales generados.

El análisis de las secciones hidráulicas (de izquierda a derecha) considera caudales típicos bajo condiciones de pendiente del 1 % y un coeficiente de rugosidad del hormigón de $n = 0,013$, obteniéndose capacidades de $11,6 \text{ m}^3/\text{s}$, $8,7 \text{ m}^3/\text{s}$ y $30,20 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente. Estos valores superan los caudales estimados mediante las ecuaciones empíricas y la bibliografía consultada, lo que confirma la adecuación hidráulica de dichas secciones bajo condiciones de diseño convencional.

Es importante señalar que el tramo analizado no dispone de cunetas (cintas goteras) claramente definidas, presentando únicamente un sistema de evacuación superficial mediante bombeo con peralte transversal, el cual induce la acumulación de las aguas hacia uno de los márgenes de la vía. Asimismo, no se evidencian estructuras de drenaje adicionales a lo largo del tramo estudiado.

4. CONCLUSIONES

En relación con la evaluación de la resiliencia del sistema de drenaje del tramo vial Lodana–Santa Ana, el análisis realizado permitió evidenciar que el sistema presenta un comportamiento hidráulico aceptable bajo condiciones de precipitación ordinaria; sin embargo, su capacidad resulta insuficiente frente a eventos de lluvia de alta intensidad asociados a la variabilidad climática y al cambio climático, en concordancia con estudios regionales sobre infraestructura de transporte en América Latina [7]. Esta limitación incrementa la vulnerabilidad de la vía ante inundaciones, socavaciones y procesos erosivos.

En cuanto al diagnóstico del estado físico de las estructuras hidráulicas, las inspecciones de campo demostraron que una proporción significativa de las alcantarillas, cunetas y canales carece de mantenimiento periódico, lo que ha favorecido la acumulación de sedimentos, residuos sólidos y vegetación. Estas condiciones reducen la sección hidráulica efectiva y disminuyen la eficiencia del sistema de drenaje, afectando su funcionalidad durante eventos extremos, en concordancia con lo reportado por Abreu y Velásquez [17].

Respecto al análisis hidrológico desarrollado, los resultados obtenidos mediante la aplicación de los métodos Racional y del Soil Conservation Service (SCS) evidenciaron que los caudales máximos de diseño superan la capacidad de descarga de varias estructuras existentes, especialmente en microcuencas con elevados aportes de escorrentía superficial. Esto confirma que el sistema actual no garantiza una respuesta resiliente ante precipitaciones extraordinarias.

Finalmente, en función del análisis del comportamiento hidrológico de las subcuencas, los valores elevados del Número de Curva (CN) determinados en las cuencas de los ríos Lodana y Bonce reflejan condiciones críticas, particularmente en sus zonas medias y bajas, caracterizadas por baja permeabilidad. Esta condición está asociada a la pérdida de cobertura vegetal y a la expansión de actividades urbanas y agrícolas, lo que incrementa la escorrentía superficial y reduce la capacidad natural de infiltración.

5. RECOMENDACIONES

Se recomienda implementar un plan integral de gestión y mantenimiento del sistema de drenaje vial, que incluya actividades periódicas de limpieza de alcantarillas, cunetas y canales, con el fin de evitar la acumulación de sedimentos, residuos sólidos y vegetación que reduzcan la capacidad hidráulica de las estructuras.

Es necesario evaluar y redimensionar las estructuras hidráulicas críticas, considerando caudales de diseño asociados a mayores períodos de retorno y escenarios de precipitación extrema, de manera que el sistema pueda adaptarse a las condiciones impuestas por el cambio climático.

Se sugiere incorporar prácticas de manejo ambiental y restauración de la cobertura vegetal, especialmente en las zonas medias y altas de las subcuencas, mediante reforestación y control del uso del suelo, con el propósito de reducir la escorrentía superficial, favorecer la infiltración y mitigar procesos erosivos.

Asimismo, se recomienda establecer un sistema de monitoreo hidrometeorológico y técnico continuo, que permita evaluar de forma permanente el comportamiento del drenaje y anticipar posibles fallas estructurales durante eventos de lluvia intensa.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. CONGOPE, Banco Interamericano de Desarrollo, & Prefectura de Manabí, Plan de Desarrollo Vial Integral de la Provincia de Manabí, CONGOPE, 2019. Disponible en: <https://www.congope.gob.ec/>
2. J. Molina and L. King, Determinación de las características de tránsito enmarcadas en el Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) espectro de carga y ancho de vía, en las arterias viales E30 Manta-Portoviejo, E30 Rodeo-Portoviejo, E39A Rocafuerte-Portoviejo y E462B Santa Ana-Portov, 2015. Disponible en: <http://hdl.handle.net/123456789/167>
3. Y. Zeleke, M. Tira and C. Scaini, "Resilience of road networks to natural hazards: A systematic," *Transportation Engineering*, vol. 23, no. 100420, 2026. doi: <https://doi.org/10.1016/j.treng.2026.100420>
4. S. Begum, R. Fisher, E. Ferranti and A. Quinn, "Evaluation of climate change resilience of urban road network strategies," *Sustainability*, vol. 14, no. 2650, 2022. doi: <https://doi.org/10.3390/infrastructures7110146>
5. J. Mendoza, Canales de impacto del cambio climático en la infraestructura vial, Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL), 2023. Disponible en: <https://www.cepal.org/es/publicaciones/68756-canales-impacto-cambio-climatico-la-infraestructura-vial>
6. L. Sañudo-Fontaneda, I. Andrés-Doménech and J. Rodríguez-Hernández, "Adaptación de infraestructuras de drenaje urbano ante el cambio climático: revisión de metodologías y criterios de diseño," *Ingeniería del Agua*, vol. 23, no. 3, pp. 155-170, 2019. doi: <https://doi.org/10.4995/ia.2019.11402>
7. Comisión Económica para América Latina y el Caribe, Infraestructura y cambio climático en América Latina: riesgos, vulnerabilidad y adaptación en el sector transporte, 2021. Disponible en: <https://www.cepal.org/es/publicaciones/46879-infraestructura-cambio-climatico-america-latina-riesgos-vulnerabilidad>
8. Organización de las Naciones Unidas (ONU), El aumento de las temperaturas mundiales es alarmante, Programa de las Naciones Unidas para el Medio Ambiente (UNEP), 2021. Disponible en: <https://www.unep.org/es/noticias-y-reportajes/comunicado-de-prensa/el-aumento-de-las-temperaturas-mundiales-es-alarmante>
9. A. Awudu, M. Loayza, J. Espinoza and L. Vargas, "Análisis probabilístico de inundaciones en función de los drenajes existentes en vías de primer orden," *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 5, no. 1, pp 16-29, 2024. Disponible en: <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/223/147>
10. Banco Interamericano de Desarrollo, Infraestructura resiliente: marco para el desarrollo de infraestructura resiliente al clima, 2019. Disponible en: <https://publications.iadb.org/es/infraestructura-resiliente-marco-para-el-desarrollo-de-infraestructura-resiliente-al-clima>
11. S. Mopoung and P. Chusak, "Assessment of road drainage performance under changing rainfall patterns using HEC-RAS and SWMM modeling," *Journal of Hydrologic Engineering*, vol. 27, no. 5, p. 04022012, 2022. doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0002160](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0002160)
12. L. García, "Metodología de análisis de adaptación al cambio climático de infraestructuras de transporte," *Revista Digital del CEDEX*, vol. 197, 2020. Disponible: <https://www.cedex.es/>
13. V. Chow, Hidrología aplicada, 1.^a ed., McGraw-Hill, 1994. Disponible en: <https://www.worldcat.org/title/247414473>
14. A. Campos and E. Sinichenko, Características de sistemas fluviales pequeños y recursos hídricos de la demarcación hidrográfica de Manabí, perspectivas de desarrollo, Moscú: Universidad de Rusia de la Amistad de los pueblos de Rusia, 2017.
15. USDA Natural Resources Conservation Service, Urban Hydrology for Small Watersheds (TR-55), United States Department of Agriculture, 1986. Disponible en: <https://www.nrcs.usda.gov/sites/default/files/2022-10/UrbanHydrologyTR55.pdf>
16. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Modeling System HEC-HMS User's Manual, Hydrologic Engineering Center, 2021. Disponible en: https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation/HEC-HMS_Users_Manual_4.9.pdf
17. E. Rodríguez, L. De la Cadena and A. Ureta, Las inundaciones en la cuenca del río Portoviejo ¿Un asunto resuelto?, 2020. Disponible en: <https://www.avsf.org/app/uploads/2025/02/inundaciones-rio-portoviejo.pdf>
18. D. Abreu and M. Velásquez, "Evaluación de la vulnerabilidad a los efectos del cambio climático de las estructuras de drenaje en carreteras," *Revista Ciencia y Construcción*, vol. 4, no. 1, pp. 37-47, 2023. doi: <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/172/120>

7

Capacidad Y Nivel De Servicio En La Avenida Reales Tamarindos: Análisis Y Propuestas De Mejora

*Capacity And Level Of Service On Reales
Tamarindos Avenue: Analysis And
Proposals For Improvement*

Autores

Junior Iván Cedeño García

Departamento de Construcciones Civiles, Arquitectura y Geología. Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Universidad Técnica de Manabí, Ecuador.

jcedeno8195@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0006-4986-0994>

Michael Smick Toledo Macías

Departamento de Construcciones Civiles, Arquitectura y Geología. Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Universidad Técnica de Manabí, Ecuador

mtoledo0821@utm.edu.ec

<https://orcid.org/0009-0000-3007-4252>

Eduardo Tejeda Piusseaut

Departamento de Construcciones Civiles, Arquitectura y Geología. Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Universidad Técnica de Manabí, Ecuador

eduardo.tejeda@utm.edu.ec

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

7

Capacidad Y Nivel De Servicio En La Avenida Reales Tamarindos: Análisis Y Propuestas De Mejora

Resumen

El estudio evalúa la capacidad vial y el nivel de servicio de la avenida Reales Tamarindos, en Portoviejo, provincia de Manabí, Ecuador, con el objetivo de identificar los factores que afectan su eficiencia operacional y proponer medidas de mejora. La metodología se basó en conteos vehiculares y en el análisis de capacidad conforme al Highway Capacity Manual, utilizando datos de volumen, velocidad y tiempos de retardo en distintos períodos del día y en tres tramos representativos. Los resultados muestran que la vía opera con niveles de servicio entre D y E durante las horas pico, con una capacidad efectiva promedio de 1 470 veh/h/carril, aproximadamente un 25% inferior a la teórica. El deterioro operacional se asocia principalmente a interferencias laterales, estacionamiento en línea, paradas de transporte público sin bahía y cruces peatonales no controlados, generando retardos de hasta 90 s/veh. Se concluye que el bajo desempeño no responde a deficiencias geométricas, sino a limitaciones en la gestión del tránsito. Se proponen medidas de bajo costo, como la sincronización semafórica, el control de accesos y la reorganización del transporte público, con potencial para mejorar el nivel de servicio y reducir los tiempos de retardo.

Palabras Clave: capacidad vial, nivel de servicio, movilidad urbana, fricción lateral, eficiencia del tránsito.

Abstract

This study evaluates the road capacity and level of service of Reales Tamarindos Avenue in Portoviejo, Manabí Province, Ecuador, with the objective of identifying the factors affecting its operational efficiency and proposing improvement measures. The methodology was based on vehicle counts and capacity analysis according to the Highway Capacity Manual, using data on volume, speed, and delay times at different times of day and on three representative sections. The results show that the road operates with levels of service between D and E during peak hours, with an average effective capacity of 1,470 vehicles/hour/lane, approximately 25% lower than the theoretical capacity. The operational deterioration is mainly associated with lateral interferences, parallel parking, public transport stops without bays, and uncontrolled pedestrian crossings, generating delays of up to 90 seconds per vehicle. It is concluded that the poor performance is not due to geometric deficiencies, but rather to limitations in traffic management. Low-cost measures are proposed, such as traffic light synchronization, access control, and public transport reorganization, with the potential to improve the level of service and reduce delay times.

Keywords: road capacity, level of service, urban mobility, lateral friction, traffic efficiency.

Nota Editorial: Recibido: 16 de marzo 2026 Aceptado: 23 de abril 2026

1. INTRODUCCIÓN

El análisis de la capacidad vial y del nivel de servicio en corredores urbanos constituye una herramienta fundamental para evaluar el desempeño operativo de la infraestructura y las condiciones de movilidad percibidas por los usuarios. En vías arteriales con flujo interrumpido, factores como las demoras recurrentes, la dispersión de velocidades y la saturación de intersecciones demandan la aplicación de metodologías robustas y modelos de simulación capaces de reproducir con fidelidad el comportamiento real del tránsito. En este contexto, Abdeen et al. [1], destacan que la calibración y validación de los parámetros de seguimiento vehicular en el software VISSIM permiten una adecuada correspondencia entre los resultados observados en campo y los obtenidos mediante simulación. De manera complementaria la incorporación de algoritmos avanzados en modelos de microsimulación incrementa la confiabilidad de los resultados, particularmente en la identificación de rupturas del flujo asociadas a cuellos de botella [2]. Asimismo, diversos estudios evidencian que la optimización del control semafórico en intersecciones urbanas contribuye de forma significativa a la reducción de la congestión y de los impactos ambientales derivados del tráfico [3] [4]. En esta línea, se resalta que la integración de algoritmos predictivos con datos provenientes de sistemas de videovigilancia posibilita el diseño de esquemas de temporización más eficientes en comparación con los planes de tiempo fijo convencionales.

En el contexto local, la avenida Reales Tamarindos se configura como uno de los ejes viales más relevantes del sistema urbano de la ciudad de Portoviejo, en Manabí, Ecuador, al articular áreas de elevada actividad comercial, educativa y de servicios. No obstante, la coexistencia de múltiples intersecciones semaforizadas, accesos directos y maniobras de ingreso y salida genera una dinámica de flujo interrumpido que se traduce en niveles significativos de congestión durante los periodos de máxima demanda. Esta problemática pone de manifiesto la necesidad de evaluar de manera integral la capacidad vial y el nivel de servicio de la arteria, a fin de caracterizar las condiciones operativas reales y sustentar propuestas orientadas a mejorar la gestión del tránsito.

La investigación se circunscribe al tramo principal de la avenida, con una longitud aproximada de cinco kilómetros, incluyendo sus intersecciones más representativas. Se adopta un enfoque cuantitativo, de alcance descriptivo y analítico, sustentado en la recopilación de información mediante conteos vehiculares, observaciones directas en campo y la aplicación de modelos de microsimulación empleando el programa PTV VISSIM. Este tipo de herramientas se complementan con una revisión documental basada en el Highway Capacity Manual (HCM) [5] y en literatura científica reciente relacionada con la movilidad urbana y la gestión del tráfico.

El objetivo de este estudio es evaluar la capacidad y el nivel de servicio de la avenida Reales Tamarindos, con el propósito de identificar los principales factores que inciden en la eficiencia del flujo vehicular y, a partir de ello, proponer medidas orientadas a la optimización del tránsito y al fortalecimiento de la seguridad vial.

2. METODOLOGÍA

El procedimiento metodológico de la investigación se estructuró en varias fases: documental, trabajo de campo, modelación y simulación, y análisis de datos.

En la fase documental se establecieron los fundamentos teóricos y técnicos que sustentaron la evaluación del desempeño operativo de la vía. Esta etapa incluyó la revisión sistemática de criterios asociados a la movilidad urbana, así como el análisis de fuentes técnicas y científicas relacionadas con la capacidad vial y el nivel de servicio. Se consultaron manuales especializados y normativa vigente, entre los que destacan el Highway Capacity Manual [5], las regulaciones ecuatorianas de tránsito y transporte, y publicaciones recientes sobre modelación y microsimulación vehicular. Esta revisión permitió definir los parámetros de análisis y seleccionar las metodologías de cálculo aplicadas en el estudio.

La fase de campo consistió en la recopilación de información vehicular mediante conteos de tráfico realizados en distintos puntos de la avenida Reales Tamarindos. La población de estudio estuvo constituida por el flujo total de vehículos que circularon por el corredor durante los periodos de observación, mientras que la muestra se conformó a partir de los registros obtenidos en intersecciones y tramos estratégicos distribuidos a lo largo de la vía. La selección de los puntos de observación se efectuó priorizando sectores con elevados niveles de congestión, interferencias por accesos directos y alta relevancia operativa dentro del sistema vial urbano.

En la fase de modelación y simulación, se emplearon los programas especializados PTV VISSIM y Synchro con el propósito de reproducir el comportamiento del tráfico bajo condiciones reales de operación. Los modelos fueron configurados a partir de los datos recolectados en campo, permitiendo simular escenarios actuales y alternativos de gestión del tránsito. La validación de los resultados se realizó mediante la comparación estadística entre los datos observados y los obtenidos en la simulación, así como a través de la visualización de los flujos vehiculares.

Finalmente, en la fase de análisis de datos, se utilizaron fichas de conteo, planillas de registro horario, cámaras de video de alta resolución para la medición continua de flujos y cronómetros digitales para la estimación de tiempos de recorrido. La información recopilada fue procesada mediante técnicas estadísticas descriptivas, análisis comparativos de volúmenes y procedimientos de simulación iterativa. Este análisis permitió establecer la relación entre el volumen vehicular, la capacidad de la vía y el nivel de servicio, así como identificar los tramos con mayores niveles de saturación, los puntos críticos de operación y las variables geométricas y semafóricas que influyeron de manera significativa en la disminución de la eficiencia del corredor.

3. PRINCIPIOS Y FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. CAPACIDAD VIAL Y NIVEL DE SERVICIO

La capacidad vial y el nivel de servicio son indicadores clave para evaluar el desempeño operativo de las arterias urbanas, ya que permiten medir la eficiencia de la infraestructura y las condiciones de movilidad de los usuarios en función del flujo, la velocidad, la densidad y la demora. El *Highway Capacity Manual* es la principal referencia metodológica, al estandarizar los procedimientos de cálculo y definir las categorías de nivel de servicio (LOS). Sin embargo, su aplicación directa requiere ajustes para representar adecuadamente contextos locales con diferencias en la demanda, el comportamiento de los conductores y las condiciones geométricas.

En este sentido, se ha demostrado que la confiabilidad del tiempo de viaje y la variabilidad de la demanda influyen significativamente en la estimación del nivel de servicio en arterias con flujo interrumpido [6]. Asimismo, en intersecciones con control parcial se presentan variaciones importantes en los tiempos de espera que no son completamente captadas por los modelos tradicionales del HCM [7]. Otros estudios han propuesto ajustes metodológicos considerando patrones de conducción, condiciones locales y la presencia de tráfico mixto, que afecta la capacidad efectiva de los carriles [8] [9] [10]. En conjunto, estos aportes evidencian que la capacidad vial es una variable dinámica y que el nivel de servicio depende del contexto operativo.

3.2. SIMULACIÓN, COMPORTAMIENTO DEL TRÁFICO Y CONTROL SEMAFÓRICO EN SISTEMAS URBANOS

La simulación del tráfico urbano es una herramienta clave para analizar la interacción entre la geometría vial, la demanda y el control, incorporando variables dinámicas que afectan la capacidad y el nivel de servicio. La calibración con datos de campo permite reproducir con precisión el desempeño de intersecciones, mientras que la optimización semafórica basada en datos reales reduce demoras y mejora los sistemas de tiempo fijo [11][12][13]. Además, la simulación facilita el análisis de efectos complejos como las interrupciones peatonales y su impacto en la formación de colas [14].

Por otra parte, la interacción entre peatones, vehículos y transporte público genera fricciones que disminuyen la capacidad y el nivel de servicio. En contextos como el ecuatoriano, la falta de infraestructura y control incrementa el riesgo y altera la circulación [15]. Los flujos peatonales influyen en las demoras y en la variabilidad de la velocidad [16], por lo que modelos recientes incorporan factores de corrección para estimar estas pérdidas en condiciones de tráfico mixto [17] [18].

El control semafórico es fundamental en la gestión del tráfico urbano, ya que regula el flujo en intersecciones y condiciona la continuidad vehicular. La falta de coordinación y la variabilidad del flujo incrementan significativamente las demoras [19]. En respuesta, se han desarrollado metodologías basadas en el análisis de trayectorias [20] y sistemas semafóricos adaptativos optimizados mediante algoritmos, los cuales superan a los esquemas de tiempo fijo al reducir los tiempos de espera y mejorar la progresión vehicular [12] [13].

3.3. FACTORES SOCIOAMBIENTALES Y POLÍTICAS DE MOVILIDAD

El desempeño del sistema vial también está condicionado por factores institucionales, sociales y ambientales que influyen en la planificación y sostenibilidad de la movilidad urbana. Es de vital importancia el fortalecimiento de los gobiernos locales para una gestión eficiente del transporte, especialmente en el marco de estrategias de acción climática [20]. En el contexto ecuatoriano, se ha evidenciado que las deficiencias en infraestructura y control del tránsito se asocian con mayores niveles de siniestralidad, particularmente en zonas urbanas periféricas [21]. Estos hallazgos subrayan la necesidad de integrar la evaluación de la capacidad y el nivel de servicio con políticas de equidad, seguridad vial y sostenibilidad.

4. CAPACIDAD VIAL DE LA AVENIDA REALES TAMARINDOS

4.1. CARACTERIZACIÓN GEOMÉTRICA Y FUNCIONAL DE LA VÍA

La avenida Reales Tamarindos constituye una vía arterial primaria que articula el sector occidental con el centro urbano de Portoviejo, caracterizada por un flujo mixto y una elevada interacción lateral. Su configuración responde a los lineamientos del Manual de Vías y Carreteras y a la normativa del Plan Maestro Urbano del GAD Portoviejo [22], verificados mediante herramientas SIG y observación directa en campo.

El corredor presenta una longitud aproximada de 4,0 km, con dos carriles por sentido, pavimento asfáltico y anchos de carril entre 3,25 y 3,50 m. Las aceras varían su ancho entre 2,00 y 3,40 m, mientras que la pendiente longitudinal de la vía es inferior al 6%, sin tramos críticos. Se identifica un parterre central discontinuo y una elevada densidad de accesos laterales, elementos que incrementan la fricción lateral, especialmente en sectores de alta actividad urbana como Cruz del Norte y La Rotonda.

Asimismo, se registran ocho paradas de transporte público sin bahía, aproximadamente 40 a 45 espacios de estacionamiento en línea y cuatro intersecciones semaforizadas principales, factores que condicionan la capacidad operativa del corredor. En términos de movilidad, se evidencia una presencia significativa de usuarios no motorizados, con flujos de hasta 300 peatones/hora y 120 ciclistas/hora en zonas de carácter educativo.

4.2. DELIMITACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE TRAMOS

Para el análisis operativo, el corredor se segmentó en tres tramos homogéneos (A, B y C), definidos en función de la morfología urbana, el uso del suelo y la intensidad de accesos laterales. Esta segmentación permite identificar variaciones en el comportamiento del tránsito y evaluar de forma diferenciada la capacidad y el nivel de servicio.

El tramo A corresponde a un entorno educativo e institucional, caracterizado por alta interferencia peatonal y presencia de transporte escolar. El tramo B presenta un uso predominantemente comercial, con elevada densidad de accesos y maniobras de estacionamiento, configurándose como el sector más crítico. Por su parte, el tramo C, de carácter residencial y bancario, mantiene condiciones de flujo más estables.

Tabla 1- Caracterización general de los tramos representativos

Tramo	Longitud (km)	Uso dominante	Flujo horario (veh/h)	Peatones (p/h)	Ciclistas (c/h)	Accesos	Paradas sin bahía	Velocidad media (km/h)	Condición operativa
A	1,27	Educativo	1820	310	125	14	3	38	Alta fricción lateral
B	1,46	Comercial	2210	355	110	26	4	34	Saturación recurrente
C	1,27	Residencia	1520	205	75	12	1	46	Flujo estable

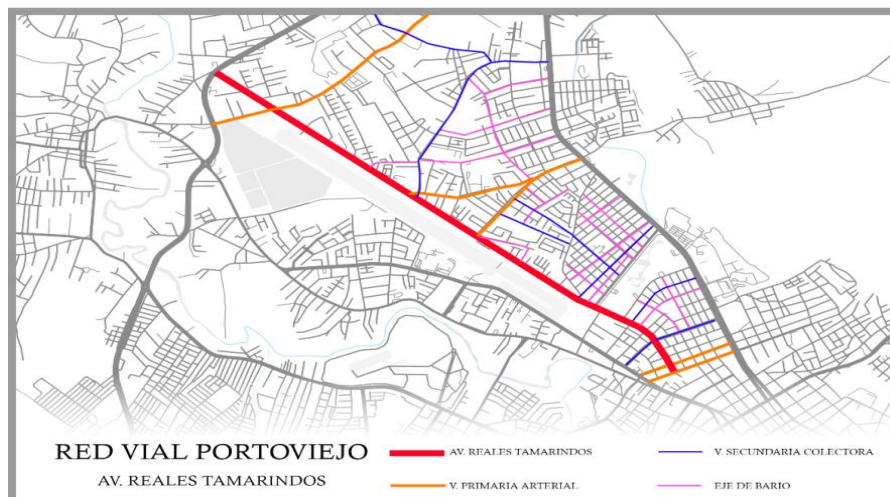


Fig. 1- Ubicación general de la avenida Reales Tamarindos en la red vial de Portoviejo

4.3. COMPOSICIÓN DEL FLUJO VEHICULAR

El análisis de la composición vehicular (tabla 2) se realizó mediante conteos manuales en intervalos de 15 minutos durante las horas pico (7:00–9:00, 12:00–14:00 y 17:00–19:00). Los resultados evidencian un predominio de vehículos livianos, seguidos por motocicletas, cuya participación supera el 15%, lo que incrementa la fricción lateral y afecta la estabilidad del flujo.

Tabla 2- Composición porcentual del flujo vehicular

Tipo de vehículo	Tramo A	Tramo B	Tramo C	Participación (%)
Livianos	1120	1410	980	66%
Motocicletas	260	320	220	16%
Transporte público	140	180	95	7%
Pesados	60	90	65	4%
Otros	50	65	40	3%

Fuente: Elaboración propia (2025).

Nota: Los valores corresponden a la desagregación modal del flujo y no representan el flujo máximo horario, el cual se presenta en la Tabla 1.

4.4. ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD EFECTIVA

La capacidad base para arterias urbanas de cuatro carriles se establece en 1900 veh/h/carril, según el Highway Capacity Manual. No obstante, las condiciones reales del corredor requieren la aplicación de factores de ajuste relacionados con fricción lateral, ancho de carril, pendiente, estacionamiento e interferencias por accesos. La capacidad efectiva se determinó mediante la siguiente ecuación (1):

$$C_e = C_b \cdot f_L \cdot f_W \cdot f_G \cdot f_P \cdot f_I \quad (1)$$

Tabla 3- Capacidad efectiva por tramo

Tramo	C _b	f _L	f _W	f _G	f _P	f _I	C _e (veh/h/carril)	Reducción (%)
A	1900	0,90	0,95	0,98	0,95	0,92	1440	24%
B	1900	0,90	0,95	0,98	0,90	0,90	1350	29%
C	1900	0,95	0,97	0,98	0,97	0,95	1630	14%

Fuente: Elaboración propia (2025), con base en parámetros HCM.

Los resultados evidencian que el tramo B presenta la mayor reducción de capacidad, atribuida a la elevada interacción lateral y a la ocupación del carril derecho por maniobras de detención. En contraste, el tramo C mantiene condiciones más cercanas a la capacidad teórica, debido a su menor nivel de interferencias.

La capacidad promedio del corredor se estima en 1470 veh/h/carril, lo que refleja una pérdida significativa respecto a condiciones ideales, asociada principalmente a factores operativos más que geométricos.

4.5. FACTORES LIMITANTES DEL DESEMPEÑO OPERATIVO

El análisis de campo permitió identificar los principales elementos que condicionan la eficiencia del corredor, entre los que destacan la presencia de estacionamiento en línea, paradas de transporte público sin bahía, alta densidad de accesos laterales y cruces peatonales no controlados. Estos factores generan interrupciones frecuentes del flujo, incrementan los tiempos de retardo y reducen la capacidad efectiva de los carriles.

En particular, la interacción entre peatones, transporte público y vehículos privados constituye el principal elemento de fricción lateral, afectando de manera más significativa a los tramos A y B. Asimismo, la ocupación del espacio vial por actividades comerciales y la falta de control en maniobras de acceso contribuyen a la inestabilidad del flujo vehicular.



Fig. 2- Tramo con estrangulamiento de la acera



Fig. 3- Mobiliario urbano desmontable



Fig. 4- Intersección con la Av. Paulo Emilio Macías

4.6. RELACIÓN VOLUMEN–CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO

Para evaluar el desempeño operativo del corredor, se comparó la capacidad efectiva (C_e) con el flujo máximo observado (V) durante la hora pico, empleando la relación volumen/capacidad (v/c) como indicador de saturación. Este parámetro permite clasificar el nivel de servicio conforme a los criterios del Highway Capacity Manual.

Tabla 4- Relación volumen–capacidad y nivel de servicio

Tramo	Ce (veh/h/carril)	Flujo máximo (veh/h/carril)	v/c	Nivel de servicio	Condición operativa
A	1440	1250	0,87	D	Flujo inestable con retardo moderado
B	1350	1280	0,95	E	Saturación; colas prolongadas
C	1630	1120	0,69	C	Flujo estable

Fuente: Elaboración propia (2025), con base en datos de campo y HCM.

Los resultados confirman que el tramo B opera en condiciones cercanas a la saturación, con una relación v/c de 0,95, lo que corresponde a un nivel de servicio E. El tramo A presenta condiciones de flujo inestable (nivel D), mientras que el tramo C mantiene un desempeño aceptable (nivel C). En conjunto, el corredor evidencia un nivel de servicio promedio D, característico de arterias urbanas con alta demanda y elevada fricción lateral.

4.7. EVALUACIÓN OPERATIVA POR PERIODOS CRÍTICOS

El análisis temporal del tránsito permitió identificar tres franjas horarias con comportamientos diferenciados. Durante la mañana (7:00–9:00), se registran las condiciones más críticas, asociadas a la convergencia de flujos laborales, escolares y de transporte público. En este periodo, los tramos A y B presentan densidades superiores a 60 veh/km/carril y retardos elevados, evidenciando condiciones cercanas a la saturación.

En el periodo de mediodía (12:00–14:00), la demanda se mantiene elevada en el tramo comercial, donde las maniobras de estacionamiento y las actividades de carga y descarga generan interrupciones puntuales del flujo. En la tarde (17:00–19:00), si bien los flujos son más homogéneos, persisten demoras en intersecciones clave debido a la acumulación vehicular y a la falta de coordinación semafórica.

4.8. INDICADORES DE DESEMPEÑO OPERATIVO

Los indicadores obtenidos a partir de mediciones de campo y validación mediante modelación permiten caracterizar el comportamiento del corredor bajo condiciones reales de operación.

Tabla 5- Indicadores promedio de desempeño operativo

Indicador	Valor observado	Valor modelado	Diferencia (%)
Velocidad media (km/h)	37,2	35,8	3,8
Densidad (veh/km/carril)	52,4	55,1	5,2
Retardo medio (s/veh)	71,0	76,3	7,5
Tiempo de recorrido (min)	6,3	6,6	4,7

Fuente: Elaboración propia (2025).

Los valores observados provienen de mediciones directas en campo mediante videograbación, aforos manuales y seguimiento de tiempos de recorrido en tramos de longitud conocida. La baja diferencia entre valores observados y modelados, inferior al 10%, valida la confiabilidad del modelo utilizado.

Es importante aclarar que la velocidad media del corredor varía entre 28 y 47 km/h, mientras que el retardo oscila entre 54 y 98 s/veh, superando los valores óptimos establecidos para arterias urbanas. La densidad alcanza valores máximos de 67 veh/km/carril en el tramo comercial, evidenciando condiciones de saturación parcial.

4.9 .CLASIFICACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO POR TRAMO

La clasificación del nivel de servicio se realizó considerando la relación v/c y los indicadores operativos, asignando un único nivel por condición, conforme a criterios del HCM.

Tabla 6- Nivel de servicio por tramo y periodo

Tramo	Periodo	v/c	Velocidad (km/h)	Nivel de servicio
A	Mañana (7–9)	0,87	33	D
A	Mediodía (12–14)	0,72	39	C
A	Tarde (17–19)	0,81	37	D
B	Mañana (7–9)	0,95	28	E
B	Mediodía (12–14)	0,89	31	D
B	Tarde (17–19)	0,91	30	E
C	Mañana (7–9)	0,69	43	C
C	Mediodía (12–14)	0,61	47	C
C	Tarde (17–19)	0,66	45	C

Fuente: Elaboración propia (2025), con base en HCM.

Se observa que el tramo B mantiene condiciones críticas en todos los periodos, mientras que el tramo C conserva un comportamiento estable. El tramo A presenta variaciones asociadas a la interferencia peatonal.

4.10. IDENTIFICACIÓN DE PUNTOS CRÍTICOS

El análisis espacial permitió identificar los principales sectores de congestión, caracterizados por alta interacción modal y deficiencias en la gestión del tránsito.

Tabla 7- Puntos críticos del corredor

Ubicación	Problema principal	Consecuencia
Cruz del Norte	Interferencia peatonal	Reducción de velocidad y alto retardo
Parque La Rotonda	Maniobras y estacionamiento	Formación de colas
Av. América	Descoordinación semafórica	Saturación del flujo
Ramos Duarte	Confluencia vehicular	Retardo elevado

Fuente: Elaboración propia (2025).

Estos puntos concentran las mayores pérdidas de capacidad y explican el deterioro del nivel de servicio del corredor. A partir de ello se demuestra que la avenida Reales Tamarindos presenta una infraestructura geoméricamente adecuada, pero con una pérdida significativa de eficiencia operativa debido a factores de gestión del tránsito. La capacidad efectiva se reduce entre un 14% y un 29%, mientras que el nivel de servicio oscila entre C y E, con predominio de condiciones D en el corredor.

5. PROPUESTA DE MEDIDAS PARA MEJORAR LA CALIDAD DEL SERVICIO

Las medidas propuestas tienen como objetivo optimizar el desempeño operacional de la avenida Reales Tamarindos mediante estrategias de gestión del tránsito orientadas a reducir los tiempos de retardo, mejorar la fluidez vehicular y fortalecer la seguridad vial. Estas acciones buscan incrementar la capacidad efectiva del corredor sin recurrir a ampliaciones físicas de la infraestructura.

La evidencia técnica indica que, en corredores urbanos con niveles de servicio entre D y E, resulta más eficiente priorizar medidas operativas de bajo costo y rápida implementación. En este contexto, las intervenciones no estructurales, centradas en optimizar el uso del espacio vial y mejorar el control del tránsito, constituyen una alternativa viable y sostenible frente a soluciones de mayor complejidad constructiva.

En concordancia con este enfoque, se plantean acciones adaptadas al contexto urbano de Portoviejo, como la sincronización semafórica, la canalización y ordenamiento del transporte público, la gestión de accesos laterales y el fortalecimiento de la infraestructura y control para peatones y ciclistas. La Tabla 9 resume estas medidas operativas, orientadas a mejorar las condiciones de operación, reducir la congestión y elevar la calidad del servicio del corredor.

Tabla 9- Propuesta de medidas operativas para la mejora del nivel de servicio

Estrategia propuesta	Acción específica	Indicador de desempeño esperado	Reducción proyectada (%)	Referencia técnica internacional	Punto crítico de aplicación
Sincronización semafórica coordinada	Reprogramación de tiempos y fases en Av. América, Cruz del Norte y Ramos Duarte	Reducción del retardo medio (s/veh)	18–25%	FHWA (2020) – <i>Signal Timing Manual</i>	Intersección Av. América – sector Banco Pichincha (alto nivel de congestión en horas pico)
Canalización de transporte público	Implementación de bahías de parada y prohibición de detención en carril derecho	Aumento de velocidad media (km/h)	10–15%	HCM (2022) – Cap. 18, Urban Arterials	Tramo con paradas informales frente a zonas comerciales y financieras
Gestión de accesos laterales	Consolidación o cierre parcial de accesos comerciales en el tramo B	Reducción de conflictos vehiculares	20–30%	TAC (2021) – <i>Access Management Guide</i>	Sectores con múltiples ingresos a locales comerciales (alta fricción lateral)
Zonas de cruce peatonal controlado	Semaforización o señalización horizontal prioritaria en puntos críticos	Disminución de interferencia peatonal	15–20%	FHWA (2020) – <i>Complete Streets Guidelines</i>	Cruces no regulados cercanos a entidades bancarias y paradas de transporte
Redistribución del espacio vial	Eliminación de estacionamiento en línea y uso del parterre para canalización	Incremento de capacidad efectiva (Ce)	12–18%	HCM (2022) – <i>Operational Analysis Framework</i>	Tramos con ocupación de calzada por estacionamiento informal
Monitoreo adaptativo y control de flujo	Incorporación de sensores o aforos automáticos para gestión dinámica	Mejora de estabilidad del flujo (v/c)	10–12%	FHWA (2020) – <i>Traffic Monitoring Systems</i>	Intersecciones con variabilidad alta de demanda vehicular

Fuente: Elaboración (2025), basada en lineamientos del *HCM (2022)*, *FHWA (2020)* y *TAC (2021)*.

Viabilidad y aplicabilidad

La aplicación de las medidas propuestas resulta técnicamente viable y económicamente sostenible, al enfocarse en intervenciones operativas que no requieren la expansión física del corredor. El ajuste de la coordinación semafórica, la implementación de bahías para el transporte público y la gestión de accesos laterales constituyen soluciones de bajo costo y alta eficiencia, compatibles con los lineamientos de movilidad sostenible del GAD Portoviejo.

Se estima que, tras su implementación, la velocidad promedio del corredor podría incrementarse entre 12% y 18%, reduciendo el retardo medio a valores inferiores a 60 s/veh, y mejorando el nivel de servicio global de D a C. Estas acciones, articuladas con una gestión municipal continua y un sistema de monitoreo adaptativo, permitirían transformar la avenida Reales Tamarindos en un eje urbano más eficiente, seguro y ambientalmente equilibrado, sin necesidad de inversiones estructurales de alto costo.

Discusión

Los resultados obtenidos en la evaluación de la avenida Reales Tamarindos evidencian una condición operacional característica de las arterias urbanas en ciudades intermedias latinoamericanas, donde la geometría vial cumple con los criterios normativos, pero el desempeño real se ve limitado por la interacción modal, deficiencias en la gestión del tránsito y un uso ineficiente del espacio vial. En este sentido, los niveles de servicio D y E identificados durante las horas pico concuerdan con los hallazgos de Flor et al. [11] en la Av. Rodolfo Baquerizo Nazur (Guayaquil), donde la fricción lateral y las paradas de transporte público sin bahía redujeron la capacidad efectiva hasta en un 30%.

Este patrón se repite en ciudades de escala similar como Cuenca y Ambato, donde Holguín y Otzen [22] demostraron que la saturación de vías arteriales se encuentra directamente asociada al incremento del flujo peatonal y a la ausencia de una adecuada jerarquización modal. De acuerdo con el Highway Capacity Manual [5], las arterias urbanas deben mantener relaciones v/c inferiores a 0,80 para conservar niveles de servicio C o superiores; sin embargo, los valores observados en Portoviejo (0,87–0,95) reflejan una saturación parcial, similar a la documentada por Chang y Lung [8] en corredores urbanos de Taiwán, donde la congestión se originó principalmente en la interferencia lateral y la deficiente sincronización semafórica.

En concordancia con lo anterior, Chodur y Tracz [19] destacan que la calidad de la progresión semafórica es un factor determinante del retardo promedio, lo cual se verifica en este estudio, particularmente en las intersecciones con la Av. América y la Av. Ramos Duarte, donde se concentran los mayores tiempos de detención.

La comparación con otros contextos urbanos muestra que los valores de velocidad promedio (28–47 km/h) y retardo medio (60–98 s/veh) son consistentes con los reportados por Bari y Dhamaniya [16] y Tufuor et al. [6] en corredores urbanos analizados bajo la metodología del HCM. No obstante, en Portoviejo se observa una mayor pérdida de capacidad, atribuible a la elevada densidad de accesos laterales y a la coexistencia de transporte informal, fenómeno también señalado por Ortiz-Prado et al. [15] en estudios sobre seguridad vial y comportamiento peatonal en Ecuador.

Desde una perspectiva urbana y social, autores como Gehl [25] y Sanz [26] sostienen que la movilidad debe orientarse hacia la habitabilidad urbana y no exclusivamente hacia el incremento de la capacidad vial. En este sentido, la elevada fricción lateral observada, junto con la ausencia de infraestructura peatonal y ciclista adecuada, confirma la falta de un enfoque integral de movilidad sostenible. Esta situación coincide con los planteamientos de la CEPAL [27], que propone evaluar la eficiencia del tránsito considerando también criterios ambientales y de equidad modal.

Finalmente, los resultados de este estudio se alinean con los modelos propuestos por Saldivar-Carranza et al. [20] y Shayeb et al. [12], quienes demostraron que la optimización del control semafórico puede mejorar hasta en un 25% la eficiencia global de un corredor urbano. No obstante, a diferencia de los contextos analizados por la FHWA [24] el entorno local presenta limitaciones institucionales y de fiscalización que condicionan la aplicación inmediata de soluciones automatizadas avanzadas.

En síntesis, el caso de la avenida Reales Tamarindos confirma que la capacidad vial no depende únicamente del diseño geométrico, sino de la integración entre ingeniería, gestión del espacio público y políticas de movilidad urbana. Las condiciones observadas son coherentes con la tendencia regional de las ciudades intermedias latinoamericanas: arterias congestionadas, niveles de servicio subóptimos (D–E) y un desempeño limitado principalmente por factores operativos y humanos. En este contexto, las medidas propuestas resultan pertinentes, efectivas y adaptables a la escala urbana local.

6. CONCLUSIONES

El análisis desarrollado evidencia que el desempeño de la avenida Reales Tamarindos no depende únicamente de la capacidad estructural de la calzada, sino también de la interacción entre los distintos modos de transporte, el control semafórico y el uso del espacio público. En este contexto, la fricción lateral, la densidad de accesos y la movilidad peatonal se identifican como variables determinantes que influyen tanto en la circulación como en la seguridad de los usuarios.

El diagnóstico geométrico y operativo muestra que, si bien la avenida cumple con los parámetros técnicos para vías arteriales, presenta limitaciones asociadas al estacionamiento en línea, paradas de transporte público sin bahías y cruces peatonales sin control adecuado. La capacidad efectiva registra reducciones entre el 14% y el 29% respecto a la teórica, lo que sitúa al corredor en condiciones de saturación parcial, reflejadas en menores velocidades y mayores tiempos de retardo.

La evaluación del nivel de servicio indica una operación entre los niveles C y E, con predominio de condiciones D, con variaciones según el tramo y la franja horaria. Las mayores condiciones de congestión se presentan en horas pico, especialmente en la intersección con la avenida América, en el entorno del Parque La Rotonda y en el sector del Banco Pichincha, donde la relación volumen-capacidad supera 0,90 y las demoras alcanzan hasta 90 s/veh. Estos resultados confirman que la problemática se asocia principalmente a deficiencias en la gestión del tránsito, la falta de sincronización semafórica y la limitada segregación modal.

En este sentido, la implementación de medidas de optimización permitiría reducir los retardos hasta en un 25%, incrementar la velocidad promedio y alcanzar condiciones operativas cercanas a nivel de servicio C en los tramos más críticos, contribuyendo a una movilidad más eficiente, segura y sostenible en la ciudad de Portoviejo. En conjunto, la avenida presenta un comportamiento característico de arterias urbanas con alta demanda y geometría adecuada, aunque con una significativa pérdida de eficiencia operacional.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Abdeen, M. A. R., Farrag, S., Benaida, M., Sheltami, T., & El-Hansali, Y. (2023). VISSIM calibration and validation of urban traffic: A case study Al-Madinah City. *Personal and Ubiquitous Computing*, 27, 1747–1756. <https://doi.org/10.1007/s00779-023-01738-9>
2. Akbarpoor, H., & Monajjem, S. (2025). Innovative algorithms for VISSIM microsimulation calibration and traffic breakdown modeling at on-ramp bottlenecks. *Operations Research Forum*, 6, Article 59. <https://doi.org/10.1007/s43069-025-00464-7>
3. Ki An, H., Javeed, M. A., Bae, G., Zubair, N., Metwally, A. S. M., Bocchetta, P., Na, F., & Javed, M. S. (2022). Optimized intersection signal timing: An intelligent approach-based study for sustainable models. *Sustainability*, 14(18), 11422. <https://doi.org/10.3390/su141811422>
4. Tran, Q. H., Do, V. M., & Dinh, T. H. (2022). Traffic signal timing optimization for isolated urban intersections considering environmental problems and non-motorized vehicles by using constrained optimization solutions. *Innovative Infrastructure Solutions*, 7, Article 299. <https://doi.org/10.1007/s41062-022-00895-9>
5. Highway Capacity Manual. (2022). Transportation Research Board, National Academy of Sciences. Washington, D.C
6. Tufuor, E. O. A., Rilett, L., & Murphy, S. (2021). Validating and calibrating the Highway Capacity Manual arterial travel time reliability methodology. *Transportation Research Record*, 2675, 1382–1399. <https://doi.org/10.1177/03611981211026663>
7. Wu, N., & Brilon, W. (2021). Some new developments in two-way-stop-controlled intersections: Recommendations for future versions of the HCM. *Transportation Research Record*, 2
8. Chang, S. K., & Lung, S. T. (2021). Método modificado para evaluar el nivel de servicio en arterias urbanas en Taiwán. *Highway Capacity and Level of Service*. <https://doi.org/10.1201/9780203751916-8>
9. de Oliveira, J. K. S., & Bessa Júnior, J. E. (2022). Adaptación del HCM para el análisis de carreteras rurales de dos carriles sin zonas de adelantamiento en Brasil. *Simulación de tráfico y análisis operacional*. [DOI no disponible]
10. Salam, F. M., & Majid, H. M. (2022). Evaluation of capacity and LOS for heterogeneous urban multilane highways. *Construction Journal*. <https://doi.org/10.15282/construction.v2i2.8609>
11. Flor Chávez, G. F., Flores Amon, G., Cabrera Montes, F., Villalta Guznay, E., & Medina, J. (2021). Análisis de capacidad vial de la Av. Rodolfo Baquerizo Nazur y su intersección con la Av. Benjamín Carrión en la ciudad de Guayaquil utilizando Synchro 8.0. *Proceedings of the 19th LACCEI International Multi-Conference*. <https://doi.org/10.18687/laccei2021.1.1.517>
12. Shayeb, S. A., Dobrota, N., Stevanovic, A., & Mitrovic, N. (2021). Assessment of arterial signal timings using optimization tools. *Transportation Research Record*, 2675, 195–210. <https://doi.org/10.1177/03611981211011165>
13. Terraza, M., Zhang, J., & Li, Z. (2021). Intersection signal timing optimisation for an urban street network to minimise traffic delays. *Promet – Traffic & Transportation*. <https://doi.org/10.7307/ptt.v33i4.3694>
14. Badshah, I., Saad, S., Gohar, I., Rasheed, K., Khan, M. W., & Ali, Z. (2023). Impact of unsignalized pedestrian crossings at bottlenecks on traffic flow. *2023 4th International Conference on Data Analytics for Business and Industry (ICDABI)*, 101–105. <https://doi.org/10.1109/ICDABI60145.2023.10629633>
15. Ortiz-Prado, E., Cordovez, S., McIlroy, R. C., & Simbaña, K. (2021). Pedestrian behavior and its influence to improve road safety in Ecuador. *Lecture Notes in Networks and Systems*, 778–783. https://doi.org/10.1007/978-3-030-74608-7_95
16. Bari, C., & Dhamaniya, A. (2022). Reducción de la capacidad de entrada de rotondas bajo la influencia de peatones en condiciones de tráfico mixto. *Communications – Scientific Letters of the University of Zilina*. <https://doi.org/10.26552/com.c.2022.4.d201-d214>

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

17. Schmitz, J., Wu, N., & Geistefeldt, J. (2023). Modeling adjustment factors for pedestrians and bicycles on turning vehicle movements. *Transportation Research Record*. <https://doi.org/10.1177/03611981231172952>
18. Schmitz, J., Wu, N., & Geistefeldt, J. (2024). Modelo nuevo para estimar la influencia de los peatones en la capacidad de entrada de rotondas. *Transportation Research Record*. <https://doi.org/10.1177/03611981241234909>
19. Chodur, J., & Tracz, M. (2021). Efectos de la calidad de progresión y la no estacionariedad del flujo vehicular en modelos de demora en intersecciones semaforizadas. *Highway Capacity and Level of Service*. <https://doi.org/10.1201/9780203751916-9>
20. Saldivar-Carranza, E. D., Li, H., Mathew, J. K., Gayen, S., Malackowski, H. A., & Bullock, D. (2023). Trajectory-based arterial traffic signal performance measures. *Purdue University Technical Reports*. <https://doi.org/10.5703/1288284317633>
21. Baum, D., Yagüe-Blanco, J. L., & Escobar, J. (2021). Capacity development strategy empowering the decentralized governments of Ecuador towards local climate action. *Journal of Cleaner Production*, 285, 125320. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.125320>
22. Holguín Carvajal, C., & Otzen, T. (2024). Trends in traffic accident mortality and social inequalities in Ecuador from 2011 to 2022. *BMC Public Health*, 24. <https://doi.org/10.1186/s12889-024-19494-7>
23. GAD Municipal de Portoviejo. (2019). Ordenanza reformatoria al Plan Maestro Urbano. Portoviejo: GAD Municipal. <http://ordenanzas.portoviejo.gob.ec:9090/ordenanzas/>
24. Federal Highway Administration (FHWA). (2020). Complete Streets Implementation Guide. U.S. Department of Transportation. <https://highways.dot.gov/>
25. Gehl, J. (2014). *Ciudades para la gente* (3.ª ed.). Editorial Infinito
26. Sanz, A. (2016). *La bicicleta en la ciudad: Manual de políticas y diseño para su promoción*. Ministerio de Fomento de España
27. Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL). (2015). *Movilidad urbana sostenible: Un enfoque integrado*. Naciones Unidas

8

Estudio Del Comportamiento De La Varilla ASTM A615 Como Perno De Anclaje En La Construcción De Estructuras

*Study Of The Performance Of ASTM A615
Rod As An Anchor Bolt In The Construction
Of Structures*

Autores

Luis Jaime Fernández Sánchez

Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Ecuador Sede Ambato, Ambato - Ecuador
ljfernandez@pucesa.edu.ec
<https://orcid.org/0009-0001-2059-9730>

Diego Enrique Fernández Sánchez

Ingeniería Hidráulica, Investigador Independiente, Ambato - Ecuador
diferandez9809@gmail.com
[https://orcid.org/0009-0000-0272-8917,](https://orcid.org/0009-0000-0272-8917)

Luis Manuel Fernández Delgado

Ingeniería Civil, Universidad Tecnológica Indoamerica, Ambato - Ecuador
luisfernandez@indoamerica.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0001-6354-4046>

Roberto Sebastián Quintana Vásconez

Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Ecuador Sede Ambato, Ambato - Ecuador
rsquintanav@pucesa.edu.ec
<https://orcid.org/0009-0006-6285-3254>

Francisco Agustín Peña Jordán

Ingeniería Mecánica, Universidad Técnica de Ambato, Ambato-Ecuador
fa.pena@uta.edu.ec
<http://orcid.org/0000-0002-0140-3827>

8

Estudio Del Comportamiento De La Varilla ASTM A615 Como Perno De Anclaje En La Construcción De Estructuras

Resumen

Este estudio analizó el comportamiento mecánico de la varilla de acero ASTM A615 empleada como perno de anclaje en estructuras metálicas, considerando los requisitos de diseño estructural, los materiales disponibles y los esfuerzos actuantes en este tipo de elementos. Se destacó la necesidad de armonizar normativas internacionales, como la NEC SE EC y la AISC 360-16, con las condiciones reales del mercado ecuatoriano, en particular con los productos suministrados por la industria siderúrgica local. Mediante un enfoque experimental, se evaluó la respuesta estructural de los pernos de anclaje fabricados con acero ASTM A615, analizando su comportamiento frente a esfuerzos de tracción y su compatibilidad con los criterios establecidos en distintas normativas de diseño, tales como la, NEC SE EC, AISC 360-16 y ASTM F1554. Los resultados obtenidos evidenciaron que este acero presenta una elevada resistencia a la tracción y al corte, superando los valores característicos de aceros comúnmente utilizados para pernos de anclaje, como el ASTM A36 y el ASTM F1554 Grado 55 y Grado 105. Por lo tanto, se determina que el acero ASTM A615 es apto para ser empleado como perno de anclaje en situaciones estructurales con predominio de cargas controladas y estáticas; no obstante, su utilización no es aconsejable en contextos que requieran una alta ductilidad o la disipación de energía, ya que tiene poco potencial de deformación. Aunque tiene propiedades de resistencia favorables, la normativa actual no apoya explícitamente su aplicación; por eso es necesario un análisis técnico exhaustivo y emplear criterios de diseño conservadores.

Palabras Clave: *Acero ASTM A615, estructuras metálicas, normativa estructural, pernos de anclaje.*

Abstract

This study analyzed the mechanical behavior of ASTM A615 steel reinforcing bars used as anchor bolts in steel structures, taking into account structural design requirements, the available materials, and the stresses acting on this type of element. It emphasized the need to harmonize international standards, such as NEC SE EC and AISC 360-16, with the actual conditions of the Ecuadorian market, particularly with the products supplied by the local steel industry. Through an experimental approach, the structural response of anchor bolts manufactured from ASTM A615 steel was evaluated, analyzing their behavior under tensile forces and their compatibility with the criteria established in different design standards, such as NEC SE EC, AISC 360-16, and ASTM F1554. The results showed that this steel exhibits high tensile and shear strength, exceeding the characteristic values of steels commonly used for anchor bolts, such as ASTM A36 and ASTM F1554 Grade 55 and Grade 105. Therefore, ASTM A615 steel is considered suitable for use as an anchor bolt in structural situations dominated by controlled and static loads; however, its use is not recommended in contexts that require high ductility or energy dissipation, since it has limited deformation capacity. Although it has favorable strength properties, current standards do not explicitly support its application; therefore, a thorough technical analysis and the use of conservative design criteria are required.

Keywords: *ASTM A615 steel, steel structures, structural standards, anchor bolts.*

Nota Editorial: Recibido: 23 de febrero 2026 Aceptado: 22 de abril 2026

1. INTRODUCCIÓN

La industria de la construcción se encuentra en constante evolución, impulsada por la necesidad de reducir los tiempos de ejecución de los proyectos, mejorar la calidad de las estructuras y garantizar su seguridad [1]. En este contexto, la Ingeniería Civil ha experimentado avances significativos, especialmente en el análisis del comportamiento de materiales fundamentales como el concreto y el acero. Investigaciones previas han demostrado que el acero de refuerzo presenta un comportamiento constitutivo predecible y factores de sobrerresistencia relevantes para el diseño estructural [1]. En particular, en el caso de las barras ASTM A615, se ha reportado un desempeño satisfactorio frente a fatiga de bajo número de ciclos, así como una adecuada respuesta de adherencia en el concreto, influida por variables como la geometría de las corrugas, la resistencia del concreto y la longitud de anclaje [2], [3], [4].

Asimismo, otros estudios han señalado que la capacidad de anclaje y el desempeño de las conexiones dependen de variables como el confinamiento, el espaciamiento entre elementos de anclaje, la configuración del refuerzo y las condiciones de instalación, pudiendo presentarse modos de falla como arrancamiento, fisuración del concreto o deslizamiento [3], [5], [6]. En este marco, los pernos de anclaje desempeñan una función esencial en la construcción, ya que permiten fijar de manera efectiva las estructuras al concreto y contribuyen directamente a la estabilidad y seguridad del sistema estructural [7], [8], [9]. Sin embargo, a pesar de estos avances, el estudio específico del comportamiento de los pernos de anclaje utilizados en estructuras metálicas, particularmente aquellos fabricados a partir de varilla ASTM A615, ha recibido una atención limitada en la literatura, especialmente en lo relativo a su influencia sobre la capacidad de anclaje y el desempeño global de la conexión estructural.

En el contexto ecuatoriano, la varilla ASTM A615 se emplea con frecuencia como perno de anclaje en estructuras metálicas; no obstante, su utilización suele realizarse de manera empírica, sin una comprensión suficientemente detallada de sus propiedades mecánicas ni de las implicaciones asociadas a sus procesos de fabricación [10], [11]. Este desconocimiento sobre su comportamiento y desempeño puede derivar en problemas significativos durante la vida útil de la estructura, generando costos adicionales de mantenimiento, reduciendo su durabilidad y planteando preocupaciones en términos de seguridad estructural [12], [13]. En este sentido, estudios recientes destacan que, si bien los aceros de alta resistencia resultan atractivos por sus propiedades mecánicas, también deben satisfacer exigencias adicionales relacionadas con la resistencia al desgaste y la fatiga, factores esenciales en el diseño de conexiones sometidas a cargas dinámicas [14], [15], [16], [17], [18].

Esta investigación, por lo tanto, utiliza la normativa ecuatoriana NEC SE EC (Estructuras Metálicas) como marco de referencia legal. Esta norma es un reflejo del esfuerzo del país por conciliar las normas internacionales, como la AISC 360-16, con los materiales proporcionados por la industria siderúrgica local. Por lo tanto, esta investigación tiene como objetivo abordar el uso de los pernos de anclaje de varilla ASTM A615. Se llevarán a cabo ensayos mecánicos y modelación mediante software para evaluar el comportamiento de pernos de anclaje de varilla ASTM A615. Los resultados de esta investigación se utilizarán para proponer recomendaciones sobre su posible uso, lo que contribuirá a mejorar la calidad y la seguridad de las estructuras construidas.

En la literatura internacional, diversos estudios han analizado el comportamiento de los pernos de anclaje en estructuras metálicas y han evidenciado que su desempeño depende de factores como la resistencia del acero, la ductilidad, la adherencia con el concreto y la respuesta ante cargas cíclicas. Se ha reportado que los modos de falla más comunes incluyen el arrancamiento del concreto, la fisuración circundante y el deslizamiento del perno, especialmente cuando no se garantiza una adecuada longitud de anclaje o confinamiento. De igual forma, investigaciones previas han señalado que los aceros convencionalmente empleados en pernos de anclaje, como ASTM A36 o ASTM A307, presentan un comportamiento más predecible debido a sus propiedades de ductilidad y al mayor control de sus procesos de fabricación. En contraste, el acero ASTM A615, ampliamente disponible y utilizado en el medio por su alta resistencia y bajo costo, no ha sido diseñado específicamente para este tipo de aplicaciones, lo que genera incertidumbre respecto a su comportamiento frente a sollicitaciones de fatiga, cargas dinámicas y condiciones reales de servicio.

Esta situación evidencia la necesidad de realizar estudios comparativos que permitan evaluar las diferencias de desempeño entre el acero ASTM A615 y otros aceros tradicionalmente utilizados en pernos de anclaje, con el fin de determinar su viabilidad estructural y establecer criterios técnicos que respalden su uso en condiciones seguras. En este contexto, se incorpora el análisis del acero ASTM A36 como material de referencia, debido a su uso ampliamente documentado en elementos estructurales y en aplicaciones relacionadas con conexiones metálicas, incluidos pernos y elementos de anclaje. Este acero presenta un comportamiento mecánico más uniforme y predecible, con propiedades de ductilidad y resistencia bien establecidas en la normativa internacional. Del mismo modo, se considera el acero ASTM F1554 Grado 55, ampliamente utilizado en la fabricación de pernos de anclaje estructurales y normado específicamente para este tipo de aplicaciones, cuyas propiedades mecánicas controladas lo convierten en un referente adecuado para evaluar materiales alternativos.

Con base en lo anterior, la presente investigación adopta la normativa ecuatoriana NEC SE EC (Estructuras Metálicas) como marco de referencia legal, en correspondencia con el esfuerzo del país por armonizar normas internacionales, como la AISC 360-16, con los materiales suministrados por la industria siderúrgica local. El estudio tiene como objetivo evaluar el comportamiento mecánico de pernos de anclaje fabricados con varilla ASTM A615 mediante ensayos experimentales y modelación numérica, así como comparar su desempeño con materiales de referencia como el ASTM A36 y el ASTM F1554 Grado 55. Los resultados permitirán establecer recomendaciones técnicas sobre su posible uso, contribuyendo a mejorar la calidad, seguridad y confiabilidad de las estructuras construidas.

2. METODOLOGÍA

2.1. MÉTODOS.

La investigación se realizó en tres laboratorios del país: el ensayo de tracción en LenMav, ubicado en la ciudad de Riobamba; los ensayos de corte en la Escuela Politécnica Nacional, en Quito; y los ensayos metalográficos en el Centro de Desarrollo Metalmecánico de Tungurahua, en la ciudad de Ambato. A continuación, se describen los ensayos efectuados.

2.2. ENSAYOS DE TRACCIÓN.

Se realizaron diez ensayos de tracción en la máquina universal WAW600B Jinan Liangong, certificada por el INEN con el código LNM-F-2016500064D, con el objetivo de evaluar el comportamiento mecánico del acero ASTM A615 bajo cargas axiales de tracción.

2.3. ENSAYOS DE CORTE.

Se realizaron diez ensayos de corte simple sobre probetas de varilla corrugada roscada de acero ASTM A615, utilizando la máquina Tinius Olsen serie 100T, calibrada por Metro Cía. Ltda. en el año 2022. Debido a la limitada disponibilidad de material, se definió un total de veinte ensayos experimentales (diez de tracción y diez de corte), cumpliendo con la norma ASTM E8 y optimizando el material disponible.

2.4. ENSAYOS METALGRÁFICOS.

Los ensayos metalográficos se llevaron a cabo en el laboratorio de materiales del Centro de Fomento Metalmecánico Carroceros de Tungurahua, utilizando un microscopio electrónico OLYmpUS modelo BX41M-LED, con el fin de analizar la microestructura del acero ASTM A615.

2.5. SIMULACIÓN.

La simulación numérica se realizó en el software ANSYS 2019 R3, empleando el método de elementos finitos. El modelo consistió en un perno de acero ASTM A615 embebido en un bloque de concreto de 55 MPa, con una malla de refuerzo interna. Se aplicó un mallado hexagonal al perno y tetragonal al bloque. Las condiciones de borde incluyeron un soporte fijo en la base del concreto y cargas de tracción incrementales en el perno. El criterio de falla se estableció según el factor de seguridad de Von Mises ($<1,0$). El modelo fue validado frente a los resultados de [19] obteniendo un porcentaje de error máximo de 4,05%, lo que confirma la precisión de la simulación.

2.6. MATERIALES.

Para la elaboración de las probetas destinadas a los ensayos de tracción, corte y análisis metalográfico se utilizó acero ASTM A615, conforme a las especificaciones técnicas del fabricante. Se emplearon varillas corrugadas NOVACERO de diámetros nominales 15,90 mm y 19,05 mm. Para cada diámetro se prepararon cinco probetas para ensayo de tracción y cinco probetas para ensayo de corte, de acuerdo con las dimensiones establecidas en las Figuras 1 y 2.

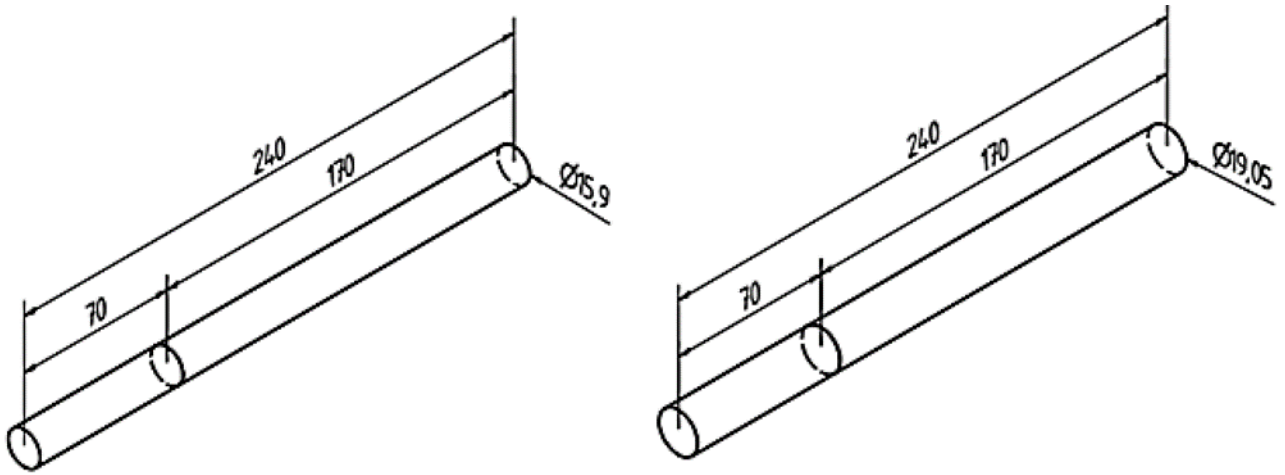


Fig. 1- Dimensiones de probeta de ensayos a tracción.

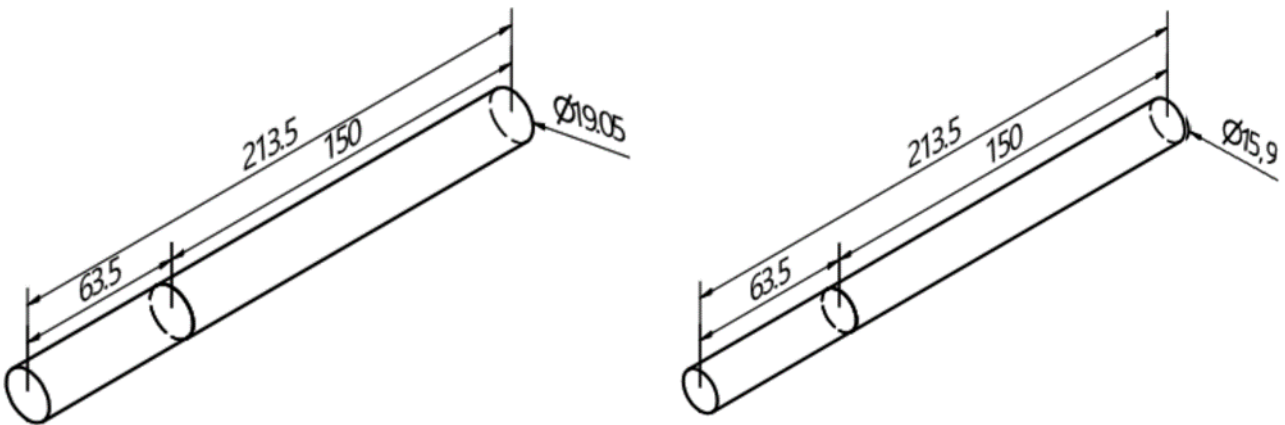


Fig. 2- Dimensiones de probeta de ensayos a corte.



Fig. 3- Roscado en varilla corrugada de acero ASTM A615 de 15,90 mm.



Fig. 4- Roscado en varilla corrugada de acero ASTM A615 de 19,05 mm.

2.7. BLOQUE DE CONCRETO.

Se consideró un concreto de base o cimiento teniendo en cuenta una resistencia al aplastamiento de 55 MPa. Para que los resultados puedan ser comparados con el estudio realizado en (Hangzhou, Beijing, 2019) artículo científico donde se estudió el mismo fenómeno en diferente acero.

- No se toma en cuenta ninguna consideración ambiental
- Se considera que el concreto trabaja con un índice de humedad bajo.
- No se considera el deterioro u oxidación perteneciente a la placa base
- Se desprecia cualquier tipo de imperfección en el colado.

2.8. PERNO DE ANCLAJE.

El perno de anclaje fue considerado como una varilla de acero ASTM A615 utilizada como elemento estructural, con propiedades mecánicas proporcionadas por la industria siderúrgica ecuatoriana. Para este estudio se empleó material suministrado por la empresa NOVACERO. Las propiedades mecánicas del acero utilizado se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1- Propiedades mecánicas del acero ASTM A615

Propiedades Mecánicas	
Límite de fluencia F_y	420 MPa
Resistencia a la tracción R	620 MPa
Porcentaje de elongación	9% min

3. RESULTADOS

Los ensayos de tracción realizados en las probetas de 15,90 mm se llevaron a cabo en un total de cinco ensayos. Los resultados obtenidos evidencian roturas de carácter horizontal y frágil en cuatro de las cinco probetas analizadas. En la Tabla 2 se presentan los resultados correspondientes a los ensayos de tracción realizados en varillas de 15,90 mm de acero ASTM A615.

Tabla 2- Resultados de ensayo de tracción en varilla de 15,90 mm de acero ASTM A615

Número de muestra	01	02	03	04	05
Característica	Barra roscada	Barra roscada	Barra roscada	Barra roscada	Barra roscada
Diámetro (mm)	12,95	13,41	13,50	13,07	13,72
Longitud inicial (mm)	240	240	240	240	240
Sección transversal (mm ²)	131,71	141,24	143,14	134,17	147,84
Módulo de elasticidad (GPa)	2,709x10 ²	2,484x10 ²	2,582x10 ²	1,949x10 ²	2,045x10 ²
Carga de fluencia (kN)	71,34	69,72	77,00	69,46	71,42
Esfuerzo de fluencia (MPa)	541,63	493,64	537,94	517,72	483,08
Carga máxima (kN)	88,66	93,06	90,54	89,94	94,20
Esfuerzo máximo (MPa)	673,13	658,89	632,53	670,36	637,16
Porcentaje de elongación (%)	2	4,5	3	3	4
Tipo de fractura	H	H	PTC	H	H
Observaciones	H: Horizontal PTC: Parcialmente de taza y cono				

En la Tabla 3 se muestran los resultados de los ensayos de tracción realizados en cinco probetas de 19,05 mm de diámetro. En este caso, las probetas presentan fracturas diagonales y parciales de tipo taza y cono en cuatro de las cinco probetas ensayadas.

Tabla 3- Resultados de ensayo de tracción en varilla de 19,05 mm de acero ASTM A615

Número de muestra	06	07	08	09	10
Característica	Barra roscada	Barra roscada	Barra roscada	Barra roscada	Barra roscada
Diámetro (mm)	15,68	15,44	15,60	15,47	16,58
Longitud inicial (mm)	240	240	240	240	240
Sección transversal (mm ²)	193,10	187,23	191,13	187,96	215,90
Módulo de elasticidad (GPa)	2,684x10 ²	2,486x10 ²	1,965x10 ²	1,876x10 ²	1,872x10 ²
Carga de fluencia (kN)	89,70	143,92	129,16	90,42	99,32
Esfuerzo de fluencia (MPa)	464,53	768,66	675,75	481,05	460,02
Carga máxima (kN)	129,70	152,92	130,54	134,76	148,30
Esfuerzo máximo (MPa)	671,67	816,73	682,97	716,95	686,88
Porcentaje de elongación (%)	2	3,5	4	2,5	2
Tipo de fractura	D	PTC	H	D	D
Observaciones	H: Horizontal PTC: Parcialmente de taza y cono D: Diagonal				

Las variaciones observadas en los diámetros de las probetas se deben a tolerancias propias del proceso de fabricación del acero y a las irregularidades geométricas generadas por las corrugas y el proceso de roscado, lo que produce diferencias en la sección transversal efectiva de cada muestra. En cuanto al módulo de elasticidad, aunque es una propiedad inherente del material, su determinación experimental puede presentar dispersión debido a factores como la precisión de los instrumentos de medición, la alineación de la probeta en la máquina de ensayo y la definición del tramo elástico inicial en la curva esfuerzo-deformación. Adicionalmente, al tratarse de acero ASTM A615, el cual no está diseñado específicamente como acero estructural de alta precisión, pueden existir ligeras variaciones en su microestructura y composición, lo que contribuye a la dispersión de los valores obtenidos. Por lo tanto, las diferencias registradas se consideran normales dentro de ensayos experimentales y no afectan la validez general de los resultados.

En el análisis superficial del roscado de la varilla ASTM A615 se identificaron irregularidades geométricas asociadas al proceso de corrugado, las cuales generan discontinuidades en el diámetro efectivo de la varilla. Estas imperfecciones se muestran en la Figura 5, y pueden dificultar la planificación del mecanizado y el cumplimiento de los parámetros geométricos de la rosca.



Fig. 5- Imperfecciones en el roscado causadas por la irregularidad geométrica de la varilla ASTM A615.

Se llevó a cabo un análisis estadístico utilizando el método de chi cuadrado con el fin de comparar los resultados que se lograron experimentalmente. Esta evaluación se llevó a cabo para analizar la variación de las propiedades mecánicas adquiridas, cotejando los valores experimentales con los que se han fijado como referencia en las normativas AISC 360-16 y ASTM F1554.

El método consistió en determinar el valor promedio (M) de cada propiedad mecánica (resistencia máxima, módulo de elasticidad, porcentaje de alargamiento y esfuerzo de fluencia) a través del procesamiento de cinco probetas por cada diámetro (19,05 mm y 15,90 mm). Después, se estableció la desviación de los datos para examinar su dispersión y consistencia. Esto garantizó que la exactitud de los resultados permaneciera dentro de los límites aceptables para la investigación científica, lo cual fue comprobado a través del cálculo del error relativo.

Esta perspectiva permitió confirmar la fiabilidad de las pruebas y sentar una base comparativa fuerte para establecer la idoneidad del acero ASTM A615 en comparación con los materiales estructurales tradicionales. En la Tabla 4 se muestran los cálculos de propiedades mecánicas del acero ASTM A615.

Tabla 4- Cálculo de propiedades mecánicas del acero ASTM A615

Varilla de 15,90 mm	Módulo de elasticidad	$M = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^n 2,709 \times 10^2 + 2,484 \times 10^2 + 2,582 \times 10^2 + 1,949 \times 10^2 + 2,045 \times 10^2$ $M = 2,3538 \times 10^2 \text{ GPa}$
	Esfuerzo a fluencia	$M = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^n 541,63 + 493,64 + 537,94 + 517,72 + 483,08$ $M = 514,80 \text{ MPa} = 5249,52 \text{ kg/cm}^2$
	Esfuerzo máximo a tracción	$M = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^n 673,13 + 658,89 + 632,53 + 670,36 + 637,16$ $M = 654,41 \text{ MPa} = 6673,16 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
	Porcentaje de elongación	$M = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^n 2 + 4,5 + 3 + 3 + 4$ $M = 3,3\%$
Varilla de 19,05 mm	Módulo de elasticidad	$M = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^n 2,684 \times 10^2 + 2,486 \times 10^2 + 1,965 \times 10^2 + 1,876 \times 10^2 + 1,872 \times 10^2$ $M = 2,1748 \times 10^2 \text{ GPa}$
	Esfuerzo a fluencia	$M = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^n 464,53 + 768,66 + 675,75 + 481,05 + 460,02$
		$M = 570,00 \text{ MPa} = 5812,40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
	Esfuerzo máximo a tracción	$M = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^n 671,67 + 816,73 + 682,97 + 716,95 + 686,88$ $M = 715,04 \text{ MPa} = 7291,38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
	Porcentaje de elongación	$M = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^n 2 + 3,5 + 4 + 2,5 + 2$ $M = 2,8\%$

Se definió un marco comparativo con el acero ASTM A36 para determinar la factibilidad técnica del acero ASTM A615 en comparación con los estándares de seguridad estructural. La comparación es esencial porque la AISC 360-16 sugiere el empleo de pernos ASTM A307 (hechos con acero A36) para componentes que están sujetos a compresión. La Tabla 5 proporciona un desglose de los valores de referencia para el acero ASTM A36. Al comparar estos datos con los resultados de los experimentos realizados para la varilla A615 (Grado 60), se detectaron las siguientes razones de proporcionalidad:

- Resistencia: El límite de fluencia es 2,06 veces mayor en la varilla de 15,90 mm y 2,28 veces mayor en la de 19,05 mm respecto al A36. Asimismo, la resistencia a la tracción es entre 1,19 y 1,3 veces superior.
- Rigidez: El módulo de elasticidad presentó una diferencia drástica, siendo 1,18 veces mayor en la varilla de 15,90 mm y 1,09 veces mayor en la de 19,05 mm.
- Ductilidad: En sentido inverso, el acero ASTM A36 posee un porcentaje de elongación 6,97 veces mayor (para 15,90 mm) y 8,21 veces mayor (para 19,05 mm) que el material ensayado.

Este análisis cuantitativo muestra que, aunque el acero ASTM A615 tiene una capacidad de resistencia significativamente mayor, su ductilidad es limitada (alrededor del 3% de elongación en comparación con el 23% del A36), lo cual es un obstáculo importante. Para prevenir fallas frágiles o arranques prematuros antes de que la estructura llegue a las condiciones esperadas de servicio, es fundamental contar con la capacidad de deformación plástica en el diseño de anclajes sometidos a cargas cíclicas, dinámicas o variables.

Tabla 5- Propiedades mecánicas del acero ASTM A36

Propiedades Mecánicas	
Técnica	Extrusión en caliente
Límite de fluencia F_y	250 MPa
Resistencia a la tracción R	400 – 550 MPa
Porcentaje de elongación	23% min
Módulo de elongación	200 GPa

La Tabla 6 muestra diferencias significativas entre las propiedades del acero ASTM F1554 Gr 55 (según la norma AISC 360-16) y los valores obtenidos en los ensayos. El límite de fluencia es 1,33 veces mayor en la probeta de 15,90 y 1,47 veces mayor en la de 19,05. En cuanto a la resistencia a la tracción, la muestra de 15,90 presenta un aumento de 1,27 veces, y la de 19,05, 1,38 veces. Sin embargo, el porcentaje de elongación es notablemente menor: 6,37 veces menor en la sonda de 15,90 y 7,5 veces menor en la de 19,05.

Tabla 6- Propiedades mecánicas del acero ASTM F1554 Gr 55

Propiedades Mecánicas	
Técnica	Extrusión en caliente
Límite de fluencia F_y	388 MPa
Resistencia a la tracción R	517 MPa
Porcentaje de elongación	21% min

La Tabla 7 muestra que las propiedades del acero ASTM F1154 Gr 105 presentan variaciones en comparación con los ensayos de las sondas, el límite de fluencia es 0,8 veces menor en la probeta de 15,90 y 0,88 veces menor en la de 19,05, en cuanto a la resistencia a la tracción, la probeta de 15,90 es 0,76 veces menor y la de 19,05, 0,83 veces menor. Sin embargo, el porcentaje de elongación es significativamente mayor, siendo 4,54 veces más en la de 15,90 y 5,36 veces más en la de 19,05.

Tabla 7- Propiedades mecánicas del acero ASTM F1554 Gr 105

Propiedades Mecánicas	
Técnica	Extrusión en caliente
Límite de fluencia F_y	659,48 MPa
Resistencia a la tracción R	878,84 MPa
Porcentaje de elongación	15% min

3.1. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE CORTE

Tras la falla, se calculó el área resistente promediando cuatro lecturas de diámetro en la zona afectada, con el fin de obtener resultados con bajo margen de error. Los resultados correspondientes a los ensayos de corte en probetas de 15,90 mm se presentan en la Tabla 8.

Tabla 8- Resultados de ensayo de corte en varilla de 15,90 mm

Número de muestra	01	02	03	04	05
Característica	Barra roscada	Barra roscada	Barra roscada	Barra roscada	Barra roscada
Diámetro menor(mm)	13,40	13,10	13,20	13,60	13,40
Diámetro comercial (mm)	16	16	16	16	16
Sección transversal (mm ²)	141,00	134,80	145,30	135,80	140,00
Carga máxima (kN)	73,57	76,56	76,86	67,28	64,14
Resistencia al corte (MPa)	521,70	568,00	529,10	495,40	458,20

Los resultados del ensayo de corte en las probetas de 15,90 mm muestran una resistencia promedio al corte de 514,48 MPa, una carga máxima promedio de 71,68 kN y una sección transversal promedio de 139,38 mm².

Para establecer su clasificación, este valor se comparó con los criterios definidos en la Tabla J3.2 de la norma AISC 360-16, en la cual se especifican los valores de esfuerzo cortante nominal para diferentes grupos de pernos estructurales. A partir de los resultados experimentales, el esfuerzo cortante equivalente obtenido se aproxima al valor de 469 MPa (68 ksi), correspondiente al Grupo B, considerando el caso en que la rosca no está excluida del plano de corte. En función de esta comparación, se puede inferir que la varilla ensayada presenta un comportamiento mecánico similar al de los pernos del Grupo B bajo condiciones en las que la zona roscada participa en la resistencia al corte.

En la Tabla 9 se presentan los resultados de los ensayos de corte realizados en probetas de 19,05 mm de diámetro, con el fin de comparar su comportamiento mecánico frente a las probetas de menor diámetro.

Tabla 9- Resultados de ensayo de corte en varilla de 19,05 mm

Número de muestra	06	07	08	09	10
Característica	Barra roscada	Barra roscada	Barra roscada	Barra roscada	Barra roscada
Diámetro menor(mm)	16,70	15,60	15,90	16,60	16,00
Diámetro comercial (mm)	20	20	20	20	20
Sección transversal (mm ²)	218,40	191,10	197,90	215,10	200,40
Carga máxima (kN)	112,96	111,07	121,33	112,58	111,48
Resistencia al corte (MPa)	517,20	581,10	613,00	523,30	556,20

Los resultados obtenidos en los ensayos de corte en probetas de 19,05 mm evidencian una resistencia promedio al corte de 558,16 MPa, una carga máxima promedio de 113,88 kN y una sección transversal promedio de 204,58 mm².

Para establecer su clasificación, este valor se comparó con los criterios definidos en la Tabla J3.2 de la norma AISC 360-16, en la cual se especifican los valores de esfuerzo cortante nominal para diferentes grupos de pernos estructurales. A partir de los resultados experimentales, el esfuerzo cortante equivalente obtenido se aproxima al valor de 469 MPa (68 ksi), correspondiente al Grupo B, considerando el caso en que la rosca no está excluida del plano de corte. En función de esta comparación, se puede inferir que la varilla ensayada presenta un comportamiento mecánico similar al de los pernos del Grupo B bajo condiciones en las que la zona roscada participa en la resistencia al corte.

En la Tabla 10 se presentan los valores de resistencia a corte tipo X y tipo N para distintos aceros utilizados como varillas de anclaje, con el fin de establecer una comparación con los resultados experimentales obtenidos. Estos valores han sido tomados y adaptados de la guía Steel Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design, publicada por el American Institute of Steel Construction (AISC), específicamente de la Tabla 2.2 correspondiente a materiales para pernos de anclaje.

Los ensayos tipo X y N evalúan la resistencia del acero a la compresión transversal y al cizallamiento, respectivamente. El tipo X es clave para pilares y columnas, mientras que el tipo N es relevante para vigas y uniones atornilladas.

Tabla 10- Resistencia a corte tipo X y N para aceros usados como varillas de anclaje

Acero	Resistencia de corte tipo X (MPa)	Resistencia de corte tipo N (MPa)
F1554 Gr 36	199,94	159,95
F1554 Gr 55	258,55	206,84
F1554 Gr 105	430,92	344,73

Los resultados obtenidos en las probetas de 15,90 mm y 19,05 mm evidencian una alta capacidad resistente en ambos casos. No obstante, se observan diferencias en el comportamiento mecánico entre ambos diámetros, siendo las probetas de 19,05 mm las que presentan mayores valores de resistencia al corte y a la tracción, lo cual se asocia directamente con el incremento del área transversal efectiva. Sin embargo, esta mayor resistencia no implica necesariamente un mejor desempeño global, ya que también se identifican variaciones en la ductilidad del material, reflejadas en los porcentajes de elongación registrados.

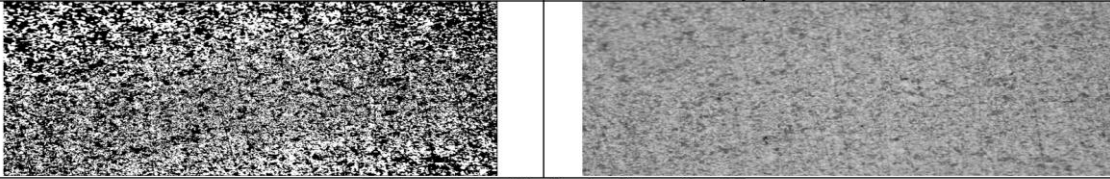
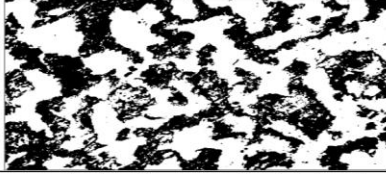
Adicionalmente, al comparar los resultados experimentales con los valores normativos y de referencia para aceros empleados en pernos de anclaje, se evidencia que las varillas de acero ASTM A615 pueden desarrollar capacidades resistentes comparables a las de aceros estructurales convencionales. No obstante, la dispersión de los resultados y los modos de falla observados sugieren un comportamiento menos predecible, lo que resalta la importancia de una evaluación experimental rigurosa antes de su aplicación en elementos estructurales críticos.

3.2. ANÁLISIS METALOGRÁFICO

El objetivo de este análisis es evaluar los efectos del proceso de roscado sobre la macroestructura y microestructura del acero ASTM A615, identificando posibles alteraciones en la morfología del material, concentraciones de esfuerzos, discontinuidades o zonas de debilitamiento que puedan influir en su comportamiento mecánico.

Luego de lijar y secar las probetas, se aplicó un ataque químico con Nital al 4% durante 50 segundos para observar la microestructura del acero. Posteriormente, se tomaron microfotografías con un microscopio electrónico a aumentos de 100x, 200x, 500x y 1000x. Los resultados del ensayo metalográfico correspondiente a la probeta de 15,90 mm se presentan en la Tabla 11.

Tabla 11- Reporte de ensayo metalográfico de probeta de 15,90 mm

Ensayo Metalográfico	
Ensayo N.º: 01	Tipo de estudio: De laboratorio
Lugar de estudio y análisis: Laboratorio de Materiales - CFPMCPT	
Solicitado por: UTA	Fecha de solicitud: 12/12/2023
Identificación de componente de estudio: Probeta Nº01	
Realizado por: Ing. Fernando Tibán	Supervisado por: Ing. Luis Mayorga
Parámetros de ensayo	
Lugar: Laboratorio de materiales - CFPMCPT	Pulido: Mecánico
Temperatura durante pulido: 22°C	Ataque químico de superficie: Nital 4%
Material estudiado: Acero ASTM A615	Tiempo: 50 segundos
Tamaño de grano Probeta de 15,90	
Método: ASTM E112 comparación	Componentes: Perlita y ferrita Ferrita 46,59% y perlita 53,40%
	
	
<p>Al ser un acero hipoeutectoide presenta ferrita proeutectoide el carbono no se ha alojado al borde del grano por lo que prima el porcentaje de fases el cual mediante el software ImageJ se determinó en 46,59% ferrita proeutectoide y 53,40% perlita.</p>	

A partir del análisis microestructural, se identificó que el acero ASTM A615 corresponde a un acero hipoeutectoide, caracterizado por la presencia de ferrita proeutectoide distribuida en los contornos de grano y perlita en la matriz. La microestructura observada presenta una distribución relativamente homogénea de fases, sin evidencia de discontinuidades significativas o defectos microestructurales que comprometan la integridad del material, como se observa en la Figura 6.

Asimismo, se observa que la morfología de la perlita y la disposición de la ferrita sugieren un proceso de enfriamiento controlado durante la fabricación del acero. Sin embargo, en las zonas cercanas al roscado se pueden generar concentraciones de esfuerzos y ligeras alteraciones locales en la microestructura, lo cual podría influir en el comportamiento mecánico bajo cargas, especialmente en condiciones de fatiga o corte.

En este sentido, aunque la microestructura es consistente con la de un acero de refuerzo convencional, la presencia de estas características microestructurales refuerza la necesidad de evaluar experimentalmente su desempeño cuando se emplea en aplicaciones no convencionales, como pernos de anclaje.

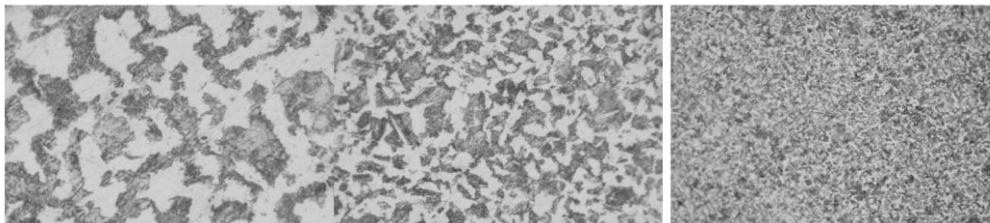


Fig. 6- Microfotografías de la probeta de 15,90 mm de acero ASTM A615: (a) aumento de 1000x, (b) aumento de 500x y (c) aumento de 200x.

En las micrografías obtenidas se observan incrustaciones de grafito en la matriz del acero, atribuibles al proceso de fundición previo del material. Estas incrustaciones se evidencian a diferentes aumentos, como se muestra en la Figura 7. Como se menciona en [20].

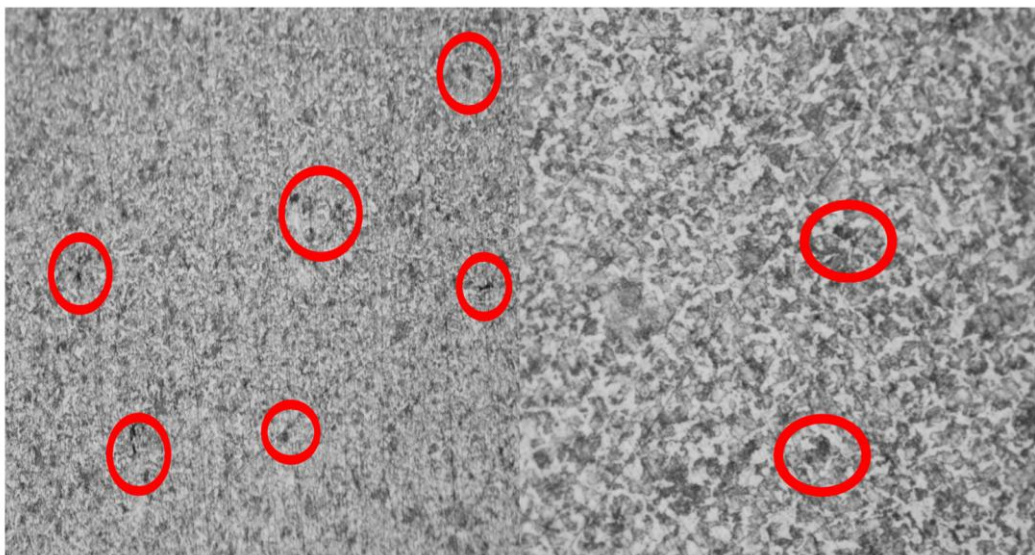


Fig. 7- Incrustaciones de grafito observadas en la probeta de 15,90 mm de acero ASTM A615: (a) aumento de 100x y (b) aumento de 200x.

Al incrementar el nivel de aumento se evidencia con mayor claridad la distribución y morfología de las incrustaciones de grafito presentes en la microestructura del acero, como se observa en la Figura 8.



Fig. 8- Incrustaciones de grafito en la probeta de 15,90 mm de acero ASTM A615: (a) aumento de 500x y (b) aumento de 1000x.

El acero ASTM A615 analizado presenta una microestructura ferrita-perlita cercana al equilibrio, con predominio de perlita sobre ferrita. Este tipo de distribución de fases se asocia, en la literatura, con un incremento de la resistencia mecánica y de la capacidad de endurecimiento del material, debido al aporte de la perlita y a su efecto sobre la respuesta deformacional del acero [21], [22]. No obstante, dado que un contenido elevado de perlita puede afectar la ductilidad, la aptitud del material para aplicaciones estructurales y para procesos de mecanizado debe interpretarse de manera conjunta con su respuesta experimental [22], [23]. En este sentido, la microestructura observada permite inferir que el acero presenta propiedades mecánicas adecuadas para su uso estructural y una capacidad de deformación compatible con operaciones de mecanizado, siempre que estas se realicen bajo condiciones controladas y por personal calificado, a fin de evitar la generación de discontinuidades o defectos que comprometan su desempeño

3.3. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE SIMULACIÓN

La validación de la interfaz concreto–perno de anclaje se realizó mediante un modelo numérico basado en el método de elementos finitos, desarrollado en el software ANSYS. Se aplicó una carga progresiva en el extremo libre del perno, considerando el bloque de concreto como empotrado en su base, con el fin de simular condiciones reales de servicio.

Se observó que, con una carga mínima de 0,26 MPa, tanto el perno como el concreto presentan deformaciones en tracción, evidenciando un alto coeficiente de seguridad según el criterio de Von Mises para condiciones de servicio menores. En la Figura 9 se muestra la relación entre el esfuerzo aplicado y el factor de seguridad para la interfaz correspondiente al perno de 19,05 mm. [24], [25]

El esfuerzo máximo al cual el enlace falla es de 25,14 MPa, valor que corresponde a la falla del concreto en la interfaz perno–concreto. Este comportamiento se identificó a partir del análisis de los factores de seguridad calculados para cada uno de los elementos del sistema.

Se observó que el perno de anclaje mantiene factores de seguridad superiores a la unidad durante todo el proceso de carga, mientras que el concreto presenta una reducción progresiva de su capacidad resistente. En particular, cuando la fuerza aplicada alcanza los 3500 N, el factor de seguridad del concreto disminuye a 0,96, indicando el inicio de la falla.

En consecuencia, se concluye que el modo de falla del sistema está gobernado por el concreto y no por el acero, generándose la ruptura en un volumen de concreto con un diámetro aproximado de 0,2 m [26].

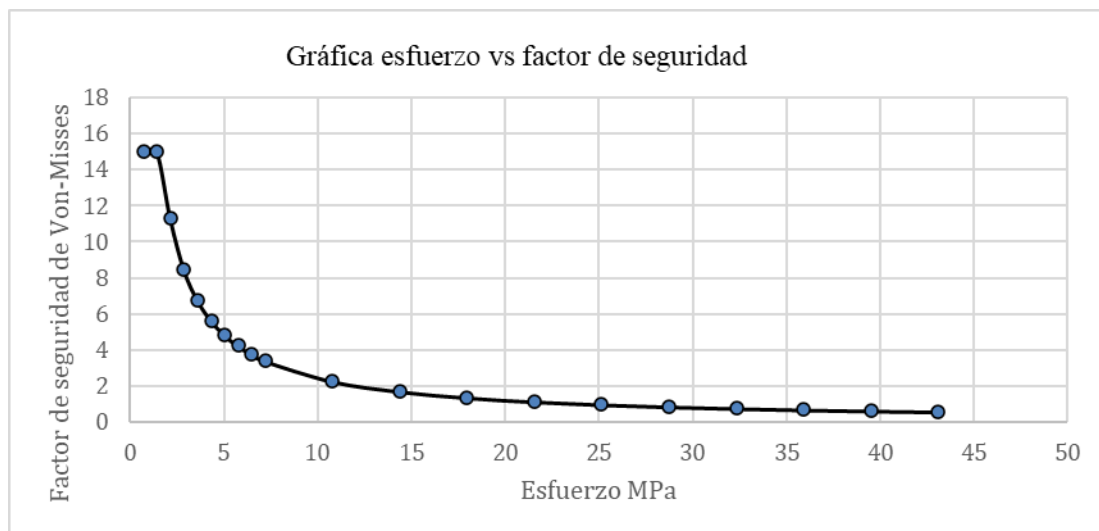


Fig. 9- Relación esfuerzo–factor de seguridad en la interfaz concreto–perno de anclaje de 19,05 mm.

En la Figura 9 se observa cómo el factor de seguridad disminuye progresivamente conforme aumentan los esfuerzos aplicados en el perno de 19,05 mm. Se identifica que, al aplicar una carga de 100 N, el factor de seguridad comienza a descender desde valores cercanos a 15 hasta aproximarse a 3,4 cuando el esfuerzo alcanza 21,54 MPa, valor próximo al esfuerzo máximo considerado para la falla del sistema. Con el fin de cuantificar la diferencia entre los resultados de la simulación y los valores teóricos, se calculó el porcentaje de error relativo utilizando la siguiente expresión:

$$\%error = \frac{|E - T|}{|T|} * 100 \quad (1)$$

$$\%error = \frac{|21,54 - 21|}{|21|} * 100 = 2,57\% \quad (2)$$

donde **E** corresponde al valor obtenido mediante simulación y **T** al valor teórico de referencia [19].

El porcentaje de error aceptable en proyectos de investigación donde se busca generar conocimiento para futuras investigaciones suele situarse entre 2,5% y 8% según, Pichardo Corpus [27], para que este sea aceptado dentro de una investigación científica lo cual valida la simulación y los resultados en la misma.

Para el caso analizado, el porcentaje de error obtenido fue de 2,57 %, valor que se encuentra dentro del rango aceptable para trabajos de investigación científica.

En la Figura 10 se muestran los estados inicial y final de la simulación numérica de esfuerzos en el perno de anclaje de 19,05 mm, evidenciando la concentración de esfuerzos en la zona de contacto perno–concreto.

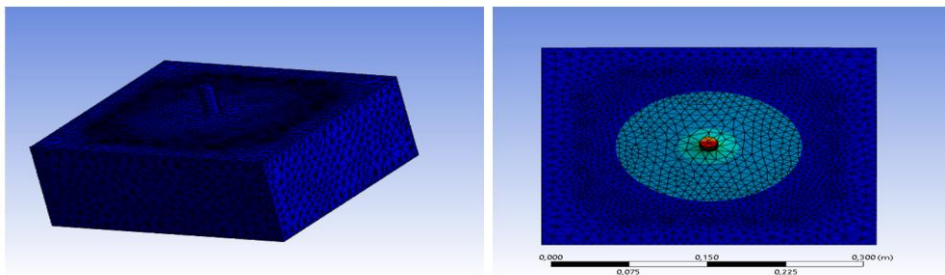


Fig. 10- Estados inicial y final de la simulación de esfuerzos en el perno de anclaje de 19,05 mm.

Para el perno de 15,90 mm se siguió el mismo procedimiento de simulación, considerando un esfuerzo mínimo inicial de 1,34 MPa, previo a que el coeficiente de seguridad alcanzara valores iguales o superiores a 15. La simulación termina cuando la carga aplicada reduce el coeficiente de seguridad a menos de uno, lo que indica falla del concreto o acero, generando un cono de concreto de aproximadamente 0,20 metros de diámetro.

La Figura 11 presenta los estados inicial y final de la simulación de esfuerzos para el perno de anclaje de 15,90 mm, observándose un comportamiento similar al registrado para el perno de mayor diámetro.

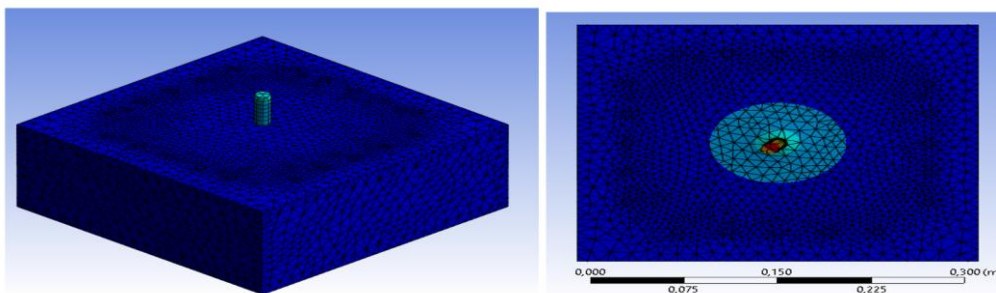


Fig. 11- Estados inicial y final de la simulación de esfuerzos en el perno de anclaje de 15,90 mm.

En la Figura 12 se muestra la relación entre el esfuerzo aplicado y el factor de seguridad para la interfaz concreto–perno correspondiente al perno de 15,90 mm.

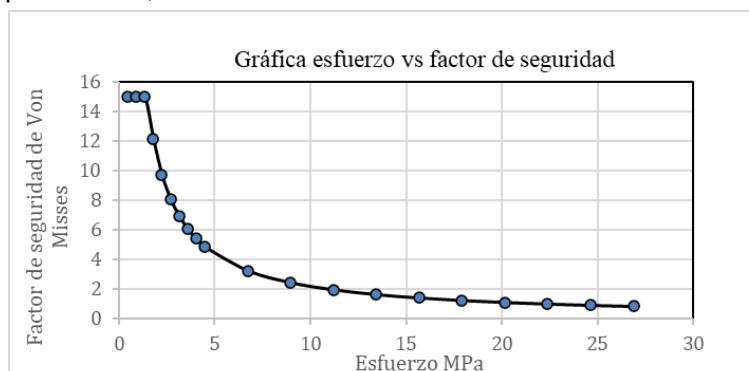


Fig. 12- Relación esfuerzo–factor de seguridad en la interfaz concreto–perno de anclaje de 15,90 mm.

La Figura 12 permite observar el comportamiento del interfaz perno–concreto desde la aplicación de una carga de 100 N hasta alcanzar un esfuerzo aproximado de 20,16 MPa, punto en el cual se produce la falla del concreto.

Al comparar este valor con el esfuerzo teórico de referencia, se obtuvo un porcentaje de error de 4,05 %, calculado mediante la expresión previamente definida para el error relativo, el cual se encuentra dentro del rango aceptable para estudios de investigación.

De acuerdo con lo mencionado anteriormente, el porcentaje de error obtenido se encuentra dentro del rango aceptable reportado en la literatura para estudios de validación numérica, lo cual valida la precisión del modelo y la adecuada correlación entre los resultados experimentales y numéricos.

En la Figura 13 se presenta el diagrama esfuerzo–deformación obtenido a partir de la simulación de tracción de la junta concreto–perno de 15,90 mm.

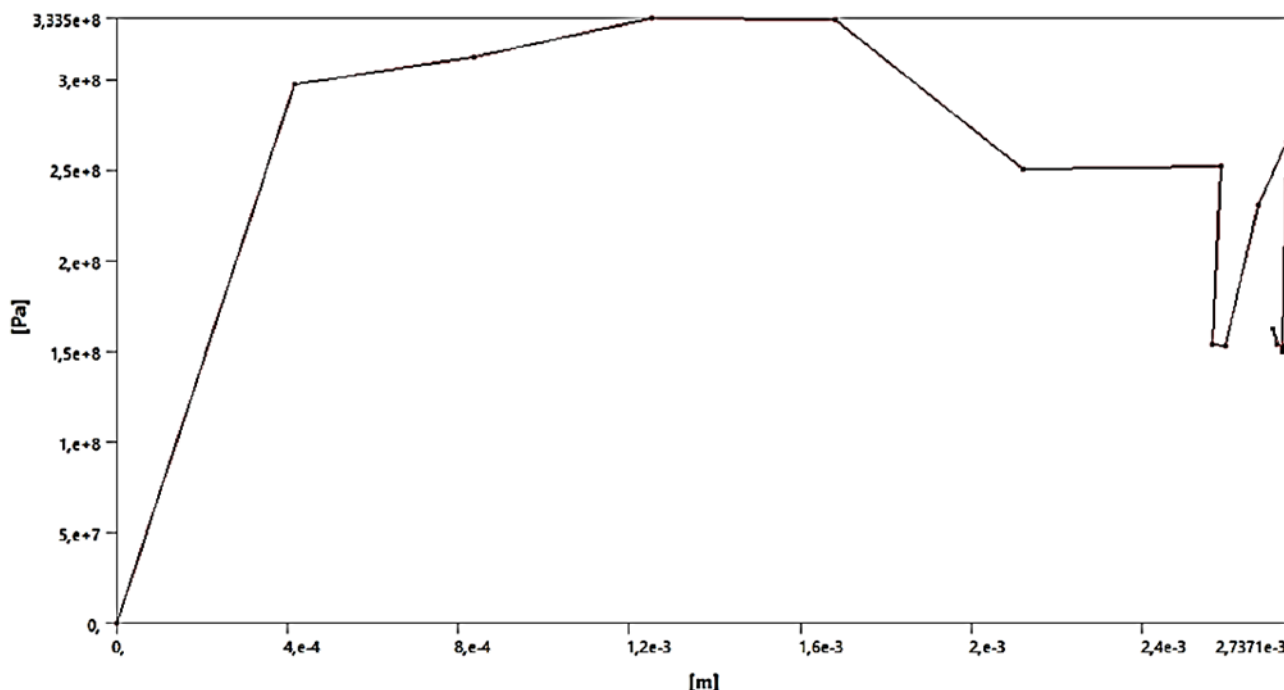


Fig. 13- Diagrama esfuerzo–deformación de tracción de la junta concreto–perno de 15,90 mm de anclaje.

La Figura 13 muestra una deformación máxima aproximada de 0,4 mm antes de la falla, validando el análisis de la interfaz al coincidir con las zonas esfuerzo–deformación características del acero.

Finalmente, en la Figura 14 y Figura 15 se presenta la relación entre la fuerza aplicada y el coeficiente de seguridad para el perno de anclaje de 19,05 mm y 15,90 mm, respectivamente.

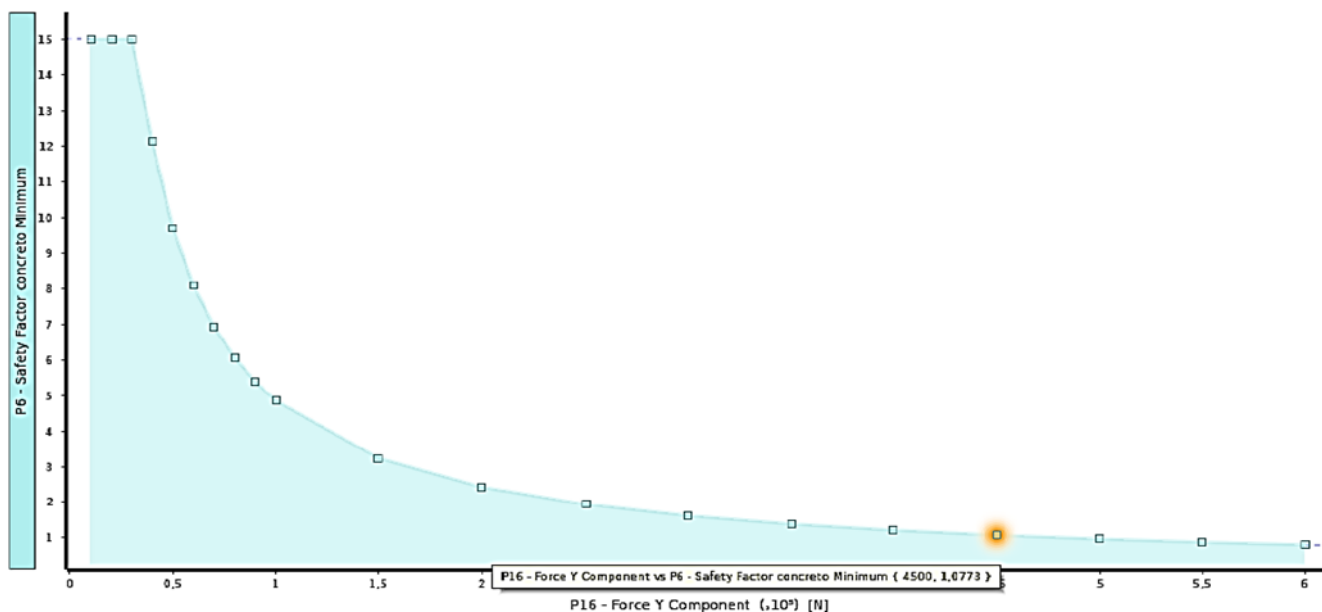


Fig. 14- Relación fuerza–coeficiente de seguridad para el perno de anclaje de 19,05 mm

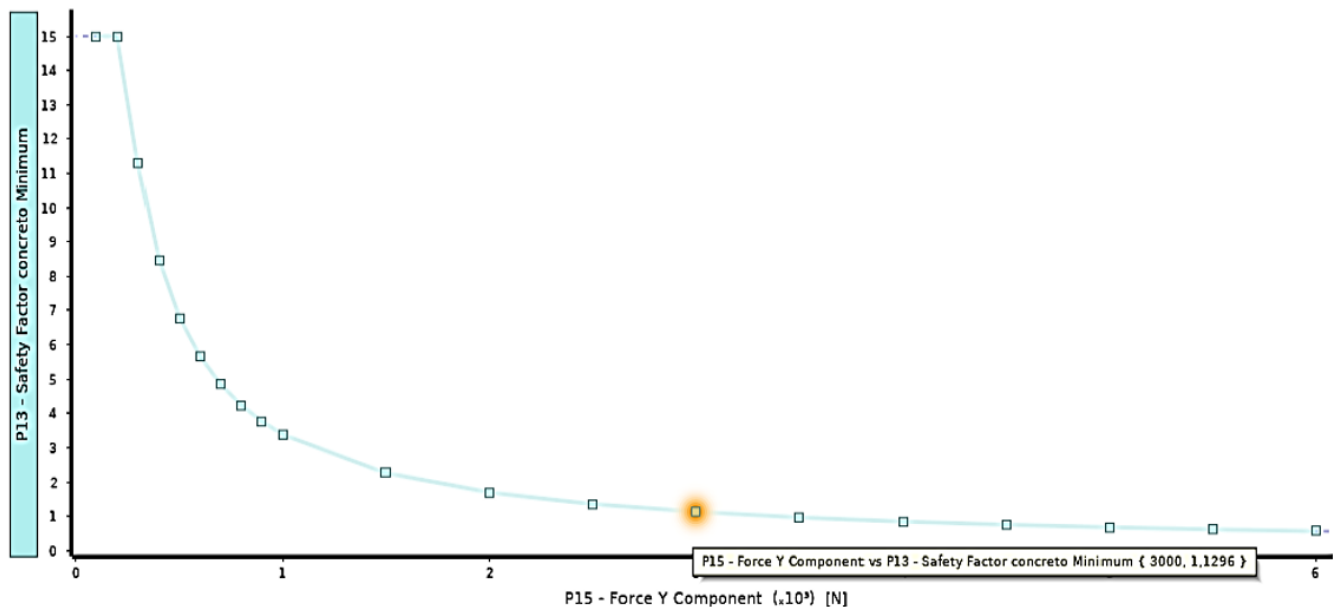


FIG. 15- RELACIÓN FUERZA–COEFICIENTE DE SEGURIDAD PARA EL PERNO DE ANCLAJE DE 15,90 MM

4. DISCUSIÓN

El presente estudio sobre el acero ASTM A615 revela un perfil de resistencia a tracción destacado. Este comportamiento se aprecia en los valores medios obtenidos en la Tabla 4, donde el esfuerzo de fluencia promedio alcanzó los 514,80 MPa (15,90 mm) y 570,00 MPa (19,05 mm), superando significativamente al acero ASTM A36 detallado en la Tabla 5. Específicamente, los resultados evidencian que el límite de fluencia del material ensayado es 2,06 a 2,28 veces superior al del acero de referencia.

Sin embargo, esta superioridad mecánica se ve contrastada por el bajo nivel de elongación, el cual constituye una limitación crítica. Según los resultados de la Tabla 4, el acero ASTM A615 registró una elongación promedio de apenas 3,3% (15,90 mm) y 2,8% (19,05 mm), valores drásticamente inferiores al 23% mínimo que exige la normativa para el acero A36. Esta deficiencia en la ductilidad se refleja también en la Tabla 2 y Tabla 3, donde se reportan roturas de carácter horizontal y frágil en la mayoría de las probetas.

Estos hallazgos se complementan con los resultados del análisis metalográfico, en el cual se identificó que el acero ASTM A615 presenta una microestructura típica de acero hipoeutectoide, compuesta principalmente por perlita y ferrita proeutectoide. La distribución de fases observada, con aproximadamente 53,40% de perlita y 46,59% de ferrita, evidencia una estructura relativamente homogénea, sin presencia de discontinuidades microestructurales significativas que comprometan la integridad del material. No obstante, la morfología de las fases y su distribución en los contornos de grano sugieren un comportamiento mecánico con limitada capacidad de deformación plástica, lo cual resulta coherente con los bajos valores de elongación obtenidos experimentalmente.

Adicionalmente, las micrografías permitieron identificar la presencia de incrustaciones de grafito dispersas en la matriz del acero, atribuibles al proceso de fabricación previo del material. Estas inclusiones, aunque no predominantes, constituyen heterogeneidades locales que pueden actuar como concentradores de esfuerzos, favoreciendo la iniciación de grietas bajo solicitaciones de tracción o cargas cíclicas. Este aspecto resulta relevante, ya que contribuye a explicar el comportamiento frágil observado en las probetas, particularmente en condiciones donde la ductilidad es un factor determinante.

Estos hallazgos coinciden con los estudios, y sustentan la conclusión de que el material posee una ductilidad insuficiente para anclajes expuestos a cargas dinámicas, lo que podría derivar en fallas por arrancamiento antes de alcanzar las condiciones de servicio, tal como se observó en la simulación numérica (Figura 9 y 12).

Además, esta investigación subraya un problema en el proceso de roscado de las varillas ASTM A615, especialmente en aquellas corrugadas. Esta problemática se aprecia visualmente en la Figura 5, donde se identificaron irregularidades geométricas y discontinuidades en el diámetro efectivo de la varilla que dificultan el cumplimiento de los parámetros normalizados de la rosca, esto es un punto crítico, ya que una rosca defectuosa puede reducir significativamente la capacidad de anclaje de una varilla, poniendo en riesgo la seguridad estructural.

Este problema de fabricación ha sido abordado por [28], [29], [30], [31], quienes subrayan que los defectos de roscado son uno de los factores que contribuyen a la falla prematura en pernos de anclaje sometidos a esfuerzos de cizalla y tracción combinados, especialmente en proyectos de infraestructura con altas demandas de carga y factores ambientales variables.

La comparación con la normativa ecuatoriana NEC SE EC [32], [33] y la americana AISC 360-16 [34] evidencia una falta de coherencia en la elección de materiales y en la metodología de pruebas aplicada a la evaluación de anclajes estructurales. La adaptación local de materiales como el ASTM A615 responde a su disponibilidad en el mercado ecuatoriano, pero la normativa no especifica los requisitos para garantizar su desempeño bajo diversas condiciones de carga, investigaciones como las de [35], [36] que destacan la importancia de una estandarización en los ensayos y especificaciones técnicas en regiones que se enfrentan a distintos desafíos en términos de adaptación de materiales, por tanto en su estudio, recomiendan un enfoque más integrado que considere las propiedades de resistencia y ductilidad, especialmente en áreas sísmicas o de alta actividad industrial.

En lo que respecta a pruebas mecánicas, los ensayos de corte y tracción llevados a cabo en este estudio señalan que el acero ASTM A615 [37] tiene una gran capacidad de resistencia, ya que soporta cargas altas. No obstante, la escasa ductilidad que se evidencia a partir del porcentaje de elongación registrado (alrededor del 3%) podría causar fallos prematuros en situaciones de carga dinámica o variable [8], [38], [39], [40], [41].

Estos hallazgos son coherentes con lo que se ha reportado en la bibliografía, que indica que los aceros de alta resistencia, a pesar de tener beneficios en términos de resistencia, tienden a mostrar una ductilidad inferior frente a requerimientos complejos. En este marco, varios estudios sugieren que se utilicen tratamientos térmicos como una opción para optimizar la ductilidad del material sin poner en peligro de manera significativa su resistencia mecánica.

Asimismo, investigaciones recientes en anclajes estructurales sugieren que la implementación de tratamientos térmicos específicos puede incrementar la capacidad de deformación del acero, mejorando su desempeño frente a cargas dinámicas y de impacto, lo cual resulta fundamental para garantizar la integridad estructural en aplicaciones críticas [42], [43], [44], [45], [46], [47].

Por último, se concluye que la investigación sobre el acero ASTM A615 como perno de anclaje evidencia que, a pesar de su alta resistencia a la tracción, su baja elongación representa una limitación importante en aplicaciones estructurales que requieren alta ductilidad.

Estos resultados se complementan con estudios recientes que recomiendan la mejora de las propiedades de ductilidad mediante procesos de post-tratamiento, así como la necesidad de contar con una normativa más específica que considere las propiedades locales de los materiales y las exigencias estructurales del entorno

5. CONCLUSIONES

El acero ASTM A615 tiene un alto nivel de resistencia a la tracción, pero su escaso porcentaje de elongación (cerca del 3%), que es significativamente menor al valor sugerido por las normativas estructurales, muestra que tiene una ductilidad baja. Esta condición supone un riesgo de fallo anticipado cuando el material se somete a cargas no homogéneas, requerimientos dinámicos o efectos de flexión en sistemas de anclaje.

Se establece, con base en los resultados que se han conseguido experimental y numéricamente, que el acero ASTM A615 tiene la capacidad de ser empleado como perno de anclaje en situaciones donde lo que predomine sean las cargas estáticas, controladas y de baja variabilidad. Sin embargo, no se aconseja su empleo en estructuras que estén expuestas a cargas cíclicas y dinámicas o que necesiten una alta capacidad de deformación y disipación de energía.

Además, se detectaron restricciones en el procedimiento de roscado de varillas corrugadas, vinculadas a la fluctuación en el diámetro. Esto impacta la exactitud del acoplamiento y la repartición de fuerzas en la interfaz entre el concreto y el perno. Este aspecto debe tenerse en cuenta al fabricar y controlar la calidad de los componentes de anclaje.

Por último, se aconseja que el empleo del acero ASTM A615 como perno de anclaje sea analizado con criterios de diseño prudentes y junto a investigaciones adicionales que examinen su rendimiento bajo cargas combinadas. Además, se recomienda la creación de directrices normativas particulares que incluyan el empleo de materiales no convencionales en sistemas de anclaje estructural.

1. T. J. Mander and A. B. Matamoros, "Constitutive modeling and overstrength factors for reinforcing steel," *ACI Struct. J.*, vol. 116, no. 3, pp. 219–232, 2019, doi: <https://doi.org/10.14359/51713320>
2. R. Hawileh, A. Rahman, and H. Tabatabai, "Evaluation of the Low-Cycle Fatigue Life in ASTM A706 and A615 Grade 60 Steel Reinforcing Bars," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 22, no. 1, pp. 65–76, Jan. 2010, doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2010\)22:1\(65\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2010)22:1(65))
3. X. Rong, X. Sun, X. Li, and Y. Li, "Experimental study on anchoring performance of high-strength steel bar with welded anchor plate and anchor bar," *Yingyong Lixue Xuebao/Chinese Journal of Applied Mechanics*, vol. 41, no. 5, pp. 1091–1100, 2024, doi: <https://doi.org/10.11776/j.issn.1000-4939.2024.05.013>
4. C. D. Moen and S. R. Sharp, "Bond properties between concrete and corrosion-resistant reinforcing steels," *ACI Struct. J.*, vol. 113, no. 2, pp. 383–392, Mar. 2016, doi: <https://doi.org/10.14359/51688628>
5. W. Fuchs and J. Hofmann, "Post-installed reinforcing bars – Requirements for their reliable use," *Developments in the Built Environment*, vol. 5, Mar. 2021, doi: <https://doi.org/10.1016/j.dibe.2020.100040>
6. G. Zhang, D.-K. Thai, Y. Dai, Y. Zeng, B. Shi, and H. Li, "Investigation into the Bearing Capacity and Mechanics Behavior of the Diaphragm Connection Form of a Utility Tunnel," 2024, doi: <https://doi.org/10.3390/buildings>
7. Y. M. Ruda Arias and D. F. Paez Moreno, "Anclajes posinstalados en concretos de alta resistencia," *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, vol. 27, no. 2, pp. 137–156, Aug. 2017, doi: <https://doi.org/10.18359/RCIN.2208>
8. K. Salman, R. Sarange, A. Iqbal, and G. Faraone, "ENHANCING THE SEISMIC PERFORMANCE OF HOLD-DOWN TIMBER TO CONCRETE CONNECTIONS VIA DUCTILE ANCHORS," in *Proceedings from the 14th World Conference on Timber Engineering: Advancing Timber for the Future Built Environment, WCTE 2025, World Conference on Timber Engineering (WCTE)*, 2025, pp. 3242–3247. doi: <https://doi.org/10.52202/080513-0395>
9. W. Tizani, M. Cabrera, M. Mahmood, J. Ninic, and F. Wang, "The behaviour of anchored extended blind bolts in concrete-filled tubes," *Steel Construction*, vol. 15, pp. 51–58, May 2022, doi: <https://doi.org/10.1002/stco.202100037>
10. C. J. Barros Ochoa, "Análisis de la Tensión de Adherencia del Hormigón con el Acero de refuerzo en diferentes estados de oxidación y diferentes tratamientos de pasivación y protección," *Universidad de Cuenca*, Cuenca, 2021. Accessed: Nov. 07, 2023. [Online]. Available: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/37321>
11. L. Toranzo and D. Fadruga, "Selección de materiales en el proceso de diseño.," 2020, Accessed: Feb. 22, 2026. [Online]. Available: <https://portal.amelica.org/ameli/journal/784/7843892009/>
12. M. Samy, "Strengthening of reinforced concrete shear walls using steel," 2021, doi: <https://doi.org/10.4455/182>
13. C. A. Gansino Llanos and K. A. Tapia Mantilla, "Análisis de la resistencia mecánica en pernos de anclaje hasta 1/2 pulgada de diámetro, utilizados en Estructuras Metálicas.," *Universidad Politécnica Salesiana sede Quito*, Quito, 2021. Accessed: Feb. 22, 2026. [Online]. Available: <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/19938>
14. J. Winkler, C. T. Georgakis, and G. Fischer, "Fretting fatigue behavior of high-strength steel monostrands under bending load," *Int. J. Fatigue*, vol. 70, pp. 13–23, 2015, doi: <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2014.08.009>
15. V. Milovanović, D. Arsić, M. Milutinović, M. Živković, and M. Topalović, "A Comparison Study of Fatigue Behavior of S355J2+N, S690QL and X37CrMoV5-1 Steel," *Metals (Basel)*, vol. 12, no. 7, Jul. 2022, doi: <https://doi.org/10.3390/met12071199>
16. M. Denisa, J. Michal, V. Tibor, F. D. Lýdia, and N. František, "Examination of fatigue life of HSLA Domex 700 MC welded joints," in *Transportation Research Procedia*, Elsevier B.V., 2021, pp. 533–537. doi: <https://doi.org/10.1016/j.trpro.2021.07.018>
17. Z. Cheng et al., "Effect of microstructural features on the fatigue behavior of ultra-high strength press hardened steels," *Journal of Materials Research and Technology*, vol. 32, pp. 1192–1205, Sep. 2024, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2024.07.138>
18. K. Karthikeyan, M. Helen Santhi, and C. R. Chidambaram, "Behaviour of horizontal connections in precast walls under lateral loading," *International Journal of Recent Technology and Engineering*, vol. 8, no. 3, pp. 436–440, Sep. 2019, doi: <https://doi.org/10.35940/ijrte.C4217.098319>

19. C. Fang, K. Lundgren, M. Plos, and K. Gylltoft, "Bond behaviour of corroded reinforcing steel bars in concrete," *Cem. Concr. Res.*, vol. 36, no. 10, pp. 1931–1938, Oct. 2006, doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.05.008>
20. D. E. Castillo Gutiérrez, I. Inírida, A. Moncaleano, and R. Rodríguez Baracaldo, "Caracterización microestructural y mecánica de aceros de fase dual (ferrita-martensita), obtenidos mediante procesos térmicos y termomecánicos Microstructural and mechanical characterization of dual phase steels (ferrite-martensite), obtained by thermomechanical processes," 2018. doi: <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.4067/S0718-33052018000300430>
21. D. Simek et al., "Prediction of the strength of the ferritic-pearlitic steels by means of X-ray diffraction," in *Proceedings of the 10th International Conference on Technology of Plasticity, ICTP 2011*, 2011, pp. 880–885. [Online]. Available: <https://scopus.puce.elogim.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-84898063713&partnerID=40&md5=7ab28d3e7ae5a8f5e5ee913a4f1834fc>
22. L. I. Gladshtein, N. P. Larionova, and B. F. Belyaev, "Effect of ferrite-pearlite microstructure on structural steel properties," *Metallurgist*, vol. 56, no. 7–8, pp. 579–590, 2012, doi: <https://doi.org/10.1007/s11015-012-9619-3>
23. S. Isavand and A. Assempour, "Effects of Microstructural Morphology on Formability, Strain Localization, and Damage of Ferrite-Pearlite Steels: Experimental and Micromechanical Approaches," *Metall. Mater. Trans. A Phys. Metall. Mater. Sci.*, vol. 52, no. 2, pp. 711–725, 2021, doi: <https://doi.org/10.1007/s11661-020-06115-2>
24. E. L. Kreiger, M. A. Kreiger, and M. P. Case, "Development of the construction processes for reinforced additively constructed concrete," *Addit. Manuf.*, vol. 28, pp. 39–49, Aug. 2019, doi: <https://doi.org/10.1016/j.addma.2019.02.015>
25. E. I. Villagrán Arroyo, C. Vera Mendoza, and A. E. Posada Sánchez, "Modelo esfuerzo - deformación para elementos de concretos reforzado que cumple con las hipótesis de las NTC RCDF 2004.," *Concreto y cemento: Investigación y desarrollo*, ISSN 2395-809X, ISSN-e 2007-3011, Vol. 5, No. 1, 2013, págs. 32-39, vol. 5, no. 1, pp. 32–39, 2013, Accessed: Mar. 13, 2024. [Online]. Available: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=4934740&info=resumen&idioma=ENG>
26. K. Ninčević and R. Wan-Wendner, "On the dependence of concrete edge breakout on concrete age and coarse aggregate type," *Structural Concrete*, vol. 22, no. 5, pp. 2952–2966, Oct. 2021, doi: <https://doi.org/10.1002/suco.202000653>
27. J. A. Pichardo-Corpus, G. Contreras-Nuño, and J. A. de la Peña, "Proportion and distribution of errata in scientific publications," *Investigacion Bibliotecologica*, vol. 33, no. 80, pp. 97–116, 2019, doi: <https://doi.org/10.22201/iibi.24488321xe.2019.80.58000>
28. G. hua Xie, Y. sheng Tang, C. M. Wang, S. quan Li, and R. gui Liu, "Experimental study on fatigue performance of adhesively bonded anchorage system for CFRP tendons," *Compos. B Eng.*, vol. 150, pp. 47–59, Oct. 2018, doi: <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.05.047>
29. Z. He et al., "Study on stress corrosion behavior and failure mechanism of galvanized bolts in complex coal mine environments," *Journal of Materials Research and Technology*, vol. 34, pp. 1759–1776, Jan. 2025, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2024.12.173>
30. S. Liu, W. Zhang, and D. He, "Damage failure mode and parameter optimization of the connecting section of extendable grouting bolts," *Journal of Henan Polytechnic University (Natural Science)*, vol. 44, no. 2, pp. 1–9, 2025, doi: <https://doi.org/10.16186/j.cnki.1673-9787.2023110042>
31. H. Wang, P. Liu, G. Gao, J. Hou, Z. Hao, and Z. Lu, "Experimental and numerical simulation study on the shear mechanical properties of prestressed anchor cables," *Eng. Fail. Anal.*, vol. 185, 2026, doi: <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2025.110428>
32. J. A. Quinde, J. Jiménez-Pacheco, and E. Ortega-Guamán, "Review of design standards for confined masonry in Latin America: proposals for the Ecuadorian Construction Standard," *Revista Politecnica*, vol. 51, no. 1, pp. 77–92, Feb. 2023, doi: <https://doi.org/10.33333/rp.vol51n1.07>

33. J. Pilatasig, R. Aguiar, B. Cagua, O. Andachi, and P. Cerón, "Analysis of the reinforcement of a steel structure with concentric diagonals. manta uvc case," *Revista Ingenieria de Construccion*, vol. 36, no. 3, pp. 294–310, Dec. 2021, doi: <https://doi.org/10.7764/RIC.00004.21>
34. Y. Li, C. C. Lee, and Y. Cai, "Recent Research Advances in High-Performance Steel Tubular Members: Material Properties, Stub Columns, and Beams," *Buildings*, vol. 13, no. 11, Nov. 2023, doi: <https://doi.org/10.3390/buildings13112713>
35. P. Spyridis and N. Mellios, "Tensile Performance of Headed Anchors in Steel Fiber Reinforced and Conventional Concrete in Uncracked and Cracked State," *Materials*, vol. 15, no. 5, Mar. 2022, doi: <https://doi.org/10.3390/ma15051886>
36. L. J. Fernández Sánchez, R. S. Quintana Vásconez, D. E. Fernández Sánchez, and L. M. Fernández Delgado, "Vulnerabilidad sísmica y normativa constructiva en la Sierra de Ecuador: Una revisión sistemática de la literatura," *Revista Ingenio global*, vol. 5, no. 1, pp. 170–187, Apr. 2026, doi: <https://doi.org/10.62943/riq.v5n1.2026.499>
37. R. -Soto, "Electrochemical behavior of dissimilar welded joints between ASTM A615 and AISI 304 with and without buttering using Inconel 182," 2019, doi: <https://doi.org/10.21041/ra.v9i2.315>
38. W. Sun, S. Liu, and C. Zhang, "An effective improvement for enhancing the strength and feasibility of FRP spike anchors," *Compos. Struct.*, vol. 247, Sep. 2020, doi: <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.112449>
39. X. Wang, H. Li, and X. Song, "Experimental investigation of ultra-low cycle fatigue behaviors of laminated rubber bearings in spatial grid structures," *Structures*, vol. 45, pp. 1394–1411, 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.09.076>
40. P. Wang et al., "Accumulated damage failure mechanism of anchoring structures under cyclic impact disturbance," *Int. J. Min. Sci. Technol.*, vol. 34, no. 12, pp. 1693–1709, Dec. 2024, doi: <https://doi.org/10.1016/j.ijmst.2024.11.006>
41. Y. Dong, T. Zhou, Z. Chen, J. Xu, and J. Su, "Seismic performance of L-shaped exposed column base connections," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 235, 2025, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2025.109832>
42. D. Wang, M. He, Z. Tao, A. Guo, and X. Wang, "Deformation-softening behaviors of high-strength and high-toughness steels used for rock bolts," *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 14, no. 6, pp. 1872–1884, Dec. 2022, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2021.12.026>
43. E. Harati, E. Harati, and U. Onochie, "Effect of post-weld heat treatment on mechanical and microstructural properties of high strength steel weld metal," *Welding International*, vol. 38, no. 6, pp. 422–429, 2024, doi: <https://doi.org/10.1080/09507116.2024.2348008>
44. C. Zhang, X. Luo, J. Liu, X. Zhou, and Y. Tu, "Flash Tempering of High-Strength, Low-Alloy Martensitic Steel via Electrical Pulsing Treatment," *Materials*, vol. 18, no. 1, Jan. 2025, doi: <https://doi.org/10.3390/ma18010182>
45. B. He et al., "Influence of post-process heat treatment on microstructure and mechanical properties of laser-directed energy deposition repaired Q690D high-strength steel," *Journal of Materials Research and Technology*, vol. 39, pp. 7700–7716, Nov. 2025, doi: <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2025.11.073>
46. H. Geng, X. Sun, X. Guo, Y. Zhao, X. Yin, and Z. Du, "Achieving 1.7 GPa Considerable Ductility High-Strength Low-Alloy Steel Using Hot-Rolling and Tempering Processes," *Materials*, vol. 17, no. 18, Sep. 2024, doi: <https://doi.org/10.3390/ma17184495>
47. L.-F. Zuo, Z.-L. Wei, R. Ni, Z.-D. Wang, and X.-H. Chen, "Effect of heat treatment on microstructure and mechanical properties of 800 MPa grade low carbon bainitic steel," *Journal of Iron and Steel Research*, vol. 24, pp. 37–41, Dec. 2012, doi: <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.415-417.943>