

Jornadas Sudamericanas de
**INGENIERÍA
ESTRUCTURAL**
BUCARAMANGA - COLOMBIA

**MEMORIAS DE LOS TRABAJOS
PRESENTADOS EN
MODALIDAD ORAL**

**23, 24 y 25 de
OCTUBRE 2024**



GRUPO DE INVESTIGACIÓN EN
MATERIALES Y ESTRUCTURAS DE
CONSTRUCCIÓN



Facultad
de Ingenierías
Fisicomecánicas

Escuela
de Ingeniería
Civil

XL JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL – BUCARAMANGA – COLOMBIA – 2024

La Universidad Industrial de Santander (UIS), de Bucaramanga (Colombia), con el apoyo de la Associação Sul Americana de Engenharia Estrutural (ASAE), organizó las *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural* durante los días 23, 24 y 25 de octubre de 2024. En este compendio digital se reúnen las ponencias presentadas en modalidad oral y los resúmenes de las conferencias magistrales.

Este evento se consolidó como un espacio destacado para profesionales y otros miembros de la comunidad de la Ingeniería Estructural con el fin de divulgar sus avances, interactuar con pares internacionales y promover el trabajo de investigación.

Las áreas temáticas de interés del evento fueron:

- Modelos analíticos, métodos computacionales y experimentales
- Materiales y durabilidad
- Seguridad y confiabilidad estructural
- Proyecto y construcción de estructuras
- Madera estructural
- Análisis de ciclo de vida y evaluación de desempeño
- Daño estructural
- Instrumentación, monitoreo y control de estructuras
- Mantenimiento, refuerzo y rehabilitación estructural

Dado que el evento tuvo la finalidad de transferir conocimientos técnicos especializados sobre ingeniería estructural, se contó con la presencia de los siguientes conferencistas magistrales extranjeros y colombianos reconocidos en esta área:

- Leonardo Massone (Universidad de Chile – Chile)
- Javier Muñoz-Rojas Fernández (Carlos Fernández Casado S. L. – España)
- Julián Alcalá González (Universitat Politècnica de València – España)
- Antonio Martínez Cutillas (Universidad Politécnica de Madrid – España)
- José Matos (Universidade do Minho – Portugal)
- Acir Mércio Loredo-Souza (Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Brasil)
- Rolando Chacón (Universidad Politécnica de Cataluña – España)
- Óscar Javier Begambre Carrillo (Universidad Industrial de Santander – Colombia)

Organizadores

Universidad Industrial de Santander (UIS)

Associação Sul Americana de Engenharia Estrutural (ASAE)

COMITÉS

Comité Organizador

Álvaro Viviescas Jaimes (Presidente) – UIS, Colombia

Dario Lauro Klein – ASAE, Brasil

Alexandro Lorenzi – ASAE, Brasil

Zacarias Martín Chamberlain – ASAE, Brasil

Comité científico

Yesid Alvarado – Pontificia Universidad Javeriana, Colombia

José Matos – Universidade do Minho, Portugal

Óscar Javier Begambre Carrillo– Universidad Industrial de Santander, Colombia

José Miguel Benjumea - Universidad Industrial de Santander, Colombia

Juan Carlos Botero – Universidad EAFIT, Colombia

Andrés Guzmán – Universidad del Norte, Colombia

Wilson Rodríguez Calderón – ESAP, Colombia

Manuel Díaz – Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México

Cristián Sandoval – Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile

Juan Carlos Reyes – Universidad de los Andes, Colombia

Rolando Salgado – Universidad Veracruzana, México

Jorge Carvallo – Universidad de Chile, Chile

Jesús Villalba – Pontificia Universidad Javeriana, Colombia

Gustavo Chio Cho – Universidad Industrial de Santander, Colombia

Carlos Riveros – Universidad de Antioquia UDEA, Colombia

Carlos Gisbert – Universidad Politécnica de Valencia, España

Iván Darío Gómez Araújo - Universidade Federal de Integração Latino-Americana, Brasil

Claudia P. Retamoso - Universidad Pontificia Bolivariana, Colombia

Luis Segura Castillo - Universidad de la República, Uruguay

Eva Lantsoght - Universidad San Francisco de Quito, Ecuador

Ulises Bobadilla Guadalupe - Universidade Federal da Integração Latino-Americana, Brasil

Alejandro Ospina Trujillo - Secretaría de Infraestructura Física, Colombia

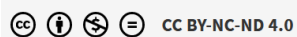
Revisión editorial y preparación de memorias

Pedro Antonio García Obando

Nicol Serrano Alfaro

César Augusto Acevedo Argüello

Repositorio Institucional - Biblioteca UIS



Esta obra se distribuye bajo una licencia Creative Commons Atribución, No Comercial, Sin Obras Derivadas 4.0 Internacional. El lector es libre de copiar, compartir o distribuir en cualquier medio o formato. Es obligatorio indicar la autoría original de la obra mediante la mención de la atribución o la citación y referenciación bibliográficas. Está prohibido su uso para fines comerciales. No se permite la realización de obras derivadas a partir de esta obra original.

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial-NoDerivatives 4.0 International License. A copy of this license is available at <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>

Tabla de contenido

Actualización sísmica de puentes de voladizos mediante aislamiento de base	7
Aplicaciones de inteligencia artificial en el diseño estructural	7
Nuevos desarrollos en el proyecto y construcción de puentes atirantados	8
Túnel de viento como una herramienta de diseño en estructuras	8
El arte de analizar y diseñar estructuras: aplicaciones de inteligencia computacional	9
Últimos avances en optimización heurística de estructuras de concreto	9
Los gemelos digitales como herramienta durante la operación y mantenimiento de puentes	10
Reforzamiento sísmico de construcciones patrimoniales de tierra.....	11
PONENCIAS	12
ÁREA TEMÁTICA: Modelos Analíticos, Métodos Computacionales y Experimentales	12
Análisis tiempo-historia no lineal para la evaluación de cables en un puente atirantado existente	12
Respuesta torsional de edificios sísmicamente aislados en el Perú. Comparación de métodos estáticos y dinámicos.....	19
Selección óptima de modelos numéricos para el comportamiento de aisladores sísmicos elaborados a partir de caucho reciclado	25
Ajuste bayesiano de modelos de atenuación sísmica para Colombia.....	31
Optimal structural design of power transmission tower using multiobjective metaheuristic algorithms	38
Estudio paramétrico de modelos de viento <i>downburst</i>	47
Uso de fibras estructurales y barras de FRP para estructuras de fundación de equipamientos eléctricos	54
Efeitos tridimensionais em estruturas de seção circular sob escoamento suave de vento via simulação numérica.....	60
Optimización multiobjetivo de sistemas de losas mixtas de acero y hormigón	67
Optimización de sistemas de piso mixto compuestos por cerchas mixta vía algoritmo bonobo ...	74
Estudio de la curva de capacidad idealizada de un muro en mampostería confinada	80
Finite element models of recycled rubber isolators	87
Estudio de caso: Levantamiento del puente peatonal estación del metro Sabaneta, mediante tecnología láser 3D y modelación numérica del mismo (MEF) para el control de vibraciones por medio de amortiguadores de masa sintonizada (TMD)	94
Criterios para el análisis estructural de edificios empleando programas de cómputo	100
Efecto de las aberturas en el comportamiento de muros de albañilería armada parcialmente rellena: análisis experimental y numérico	107
PEFiCA 2.0: Una herramienta de aprendizaje del método de los elementos finitos para todos ..	114
Desenvolvimento de calculadora de deformação de vigas conforme a teoria de Euler-Bernoulli e preconizações da NBR 6118:2023	121
ÁREA TEMÁTICA: Materiales y Durabilidad	127

Análisis para el reciclaje de puentes subutilizados	127
Caracterización de la durabilidad de eco-aisladores ante exposiciones ambientales.....	134
Comportamiento estructural del hormigón autocompactable reforzado con fibras y agregados reciclados	140
Deflexiones a corto y a largo plazo de losetas de hormigón autocompactante	146
Influencia de estabilizantes en el desempeño mecánico y durabilidad de bloques de tierra comprimida (BTC).....	154
ÁREA TEMÁTICA: Seguridad y Confiabilidad Estructural	162
Estimación probabilística de la deriva de piso bajo un escenario de propagación de incertidumbre	162
Conectores de cortante para sistemas compuestos de entrepiso con perfiles formados en frío: CSC-Type Shear Connectors	169
Análisis del comportamiento sísmico de estructuras: Estudio de caso para Popayán – análisis de ciclo de vida y evaluación de desempeño	176
Determinación de probabilidades de falla en armaduras planas usando OpenSees y códigos desarrollados para el cálculo de confiabilidad	182
Estadio Atilio Paiva Olivera: modelos de comportamiento estructural	188
¿Cómo nos afecta las conexiones atornilladas la especificación AISC 360-22?.....	194
ÁREA TEMÁTICA: Proyectos y Construcción de Estructuras	200
Uso del modelado BIM en la planificación y ejecución del área estructural en proyectos de construcción en Bucaramanga.....	200
Aislamiento de base y disipación sísmica facilitando innovación arquitectónica: la historia del diseño resiliente del nuevo museo del condado de Los Ángeles.....	209
ÁREA TEMÁTICA: Madera Estructural	215
Comportamiento experimental de conexiones de madera tarugada empleando especies uruguayas de rápido crecimiento	215
Modelo de vivienda eco-sostenible para la vereda San Pablo del municipio de López de Micay	222
Formas plegadas optimizadas para el desarrollo de cubiertas con tableros derivados de la madera	229
ÁREA TEMÁTICA: Análisis de ciclo de vida y Evaluación de desempeño.....	236
ACV de la cuna a la puerta con opción: caso de estudio concreto premezclado Cúcuta Colombia	236
Estudio del comportamiento inelástico de estructuras en mampostería de muros confinados diseñadas mediante el método de resistencia y el método de esfuerzos de trabajo	243
ÁREA TEMÁTICA: Daño Estructural	249
Umbrales y niveles de daño por acción de viento en tanques de petróleo en la Patagonia	249
Evaluación del desempeño sísmico de un edificio peruano de concreto armado con dispositivos de fluido viscoso	256
Evolución de los métodos de detección de daño en puentes basados en el monitoreo de su salud estructural.....	263

Aplicación de un algoritmo de enjambre de partículas adaptativo para la evaluación del daño estructural en vigas.....	269
ÁREA TEMÁTICA: Instrumentación, Monitoreo y Control de Estructuras	276
Distribución en altura de las fuerzas sísmicas en pórticos de concreto con aislamiento sísmico de base para Colombia	276
Sistemas de pruebas especializados para ingeniería civil y materiales	281
Proceso de inspección de puentes para el distrito de Medellín	286
Comparação de métodos para localização de sensores em treliças planas	292
Beneficios técnicos de los aisladores de triple péndulo en comparación a otros sistemas de aislamiento sísmico	300
Cálculo de índices de confiabilidad para edificaciones con disipadores tipo TADAS.....	307
Estudio comparativo de sistemas de control de vibraciones en rascacielos	314
Sistema de monitoreo local para aerogeneradores utilizando Machine Learning	321
Avances: Prototipo de puente viga cajón segmental para el monitoreo de la salud estructural ...	328
ÁREA TEMÁTICA: Mantenimiento, Refuerzo y Rehabilitación Estructural	335
Metodologías de rehabilitación estructural de edificaciones patrimoniales – revisión de estado del arte	335
Propuesta de reforzamiento externo con platinas para edificios de muros delgados de concreto reforzado	347
Control de la respuesta dinámica de estructuras esenciales con el uso de disipadores SLB.....	354
Proyecto de rehabilitación de puentes en la línea del ferrocarril central del Uruguay	360
Evaluación de puentes basados en inspección visual a través del catálogo de daños para Colombia	371

CONFERENCIAS MAGISTRALES

23 de octubre de 2024

Actualización sísmica de puentes de voladizos mediante aislamiento de base

Javier Carlos Muñoz-Rojas Fernández

Carlos Fernández Casado S. L.

Resumen

El viaducto Yarumo Blanco del corredor Bogotá-Buenaventura es una estructura de concreto presfuerzo con sección cajón de 640 m de longitud y 11 vanos con luz típica 75 m con dos tramos independientes separados por una junta intermedia. Tiene una marcada curvatura en planta, con una vinculación monolítica entre tablero y las columnas rectangulares con marcadas diferencias de altura. La ejecución de la obra quedó interrumpida durante más de tres años con la estructura parcialmente realizada. La revisión del proyecto inicial y la campaña de inspección realizadas detectaron:

- La falta de capacidad de la obra para resistir la acción sísmica debido a una inadecuada configuración sísmica. Además de la irregularidad en las columnas vinculadas rígidamente, presentaba defectos en el diseño que no garantizaban la capacidad de desplazamientos por medio de rótulas plásticas, y capacidad a cortante menor del asociado a las rótulas plásticas, con posibilidad de modos de rotura frágil.
- Una mala calidad general de las partes construidas, mostrando muchas patologías y deficiencias estructurales, comprometiendo particularmente la posibilidad de formación de las rótulas plásticas previstas en el diseño.

Después de diversos estudios se concluyó en la necesidad de cambiar la configuración sísmica de la obra por medio de una solución innovadora basada en el aislamiento sísmico. Para ello las bases de las columnas más cortas se cortaban para para intercalar aisladores pendulares de fricción con los dados existentes.

Grabación en video: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44822>

Aplicaciones de inteligencia artificial en el diseño estructural

Leonardo Maximiliano Massone Sánchez

ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-1523-4390>

Universidad de Chile

Resumen

In shear wall building design, the initial process requires the interaction between the architectural and structural engineering groups to define the adequate wall layout, usually done with a trial-and-error procedure to fulfill architectural and engineering needs, slowing down the design process. For the engineering analysis, first, the wall thickness and length are required to check the building deformation limits, base shear strength, among other parameters. For this reason, the present investigation develops a structural design platform for reinforced concrete wall buildings that uses a deep neural network to predict the wall's thickness and length based on previous architectural and engineering projects. The study includes, in the first place, the surveying of the architectural and engineering plans for a total of 165 buildings constructed in Chile; the generated database has the geometric and topological definition of the walls and the slabs. As a second stage, a model was trained

for the regression of the wall segments' thickness and length, making use of a feature vector that models the variation between the architectural and the engineering plans for a set of conditions such as the thickness, connectivity (vertical and horizontal), area, wall density, the distance between elements, wall angles, foundation soil type, among other engineering parameters. The regression model results in terms of R²-value are 0.995 and 0.994 for the predicted wall thickness and length, respectively, proving to be a reliable method for the initial engineering wall definition.

Grabación en video: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44823>

Nuevos desarrollos en el proyecto y construcción de puentes atirantados

Antonio Martínez Cutillas

ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-5595-1984>

Universidad Politécnica de Madrid, España

Resumen

El Nuevo Puente sobre la Bahía de Cádiz tiene una longitud total de 3092 m y cruza la bahía desde la ciudad de Cádiz hasta la de Puerto Real. El puente principal es un puente atirantado con una luz de 540 m, vanos de compensación de 200 m y un gálibo de navegación de 69 m. Se han empleado diferentes procedimientos de construcción totalmente adaptados a las distintas tipologías empleadas y a su ubicación en mar o tierra. El puente atirantado principal se construyó por voladizos sucesivos con dovelas de 20.0 m de longitud. El viaducto de acceso situado sobre el mar se construyó por medio de empuje desde el estribo del lado Cádiz. El viaducto de acceso situado sobre tierra en el lado Puerto Real se construyó vano a vano por medio de una cimbra aporticada. El tablero simplemente apoyado de 150.0 m se iza desde ambas pilas con la ayuda de una barcaza. Palabras Clave: Puente atirantado, puente mixto hormigón-acero, puente de hormigón pretensado, puente de acero, construcción por voladizos sucesivos, construcción por izado, construcción por empuje, construcción sobre cimbra

Grabación en video: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44824>

24 de octubre de 2024

Túnel de viento como una herramienta de diseño en estructuras

Acir Mércio Loredou-Souza

ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-6648-8315>

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Resumen

The increasing verticalization of urban environments led to the consideration of loads influenced by horizontal forces arising from the action of the wind. Different neighborhood densities alter the flow behavior and reflect on interference effects. An extensive study developed in the wind tunnel through aerodynamic characterization in the reduced model of the CAARC building, simulated with the insertion of distinct windward neighborhood densities in three configurations, I (one interfering model), II (two models) and III (three models), with different relative positions between the models, D and 2D, where D is the smallest dimension of the model, aiming to understand the interaction relationship between such parameters. Based on the results, both the insertion and number of interfering buildings, and the variation in spacing, influence on the determination of the coefficients.

The results indicated that the FV values are mainly given as a function of the proximity and size of buildings directly in the surroundings, most forces on the x-axis have been increased (96.2%), on y-axis, most actions have been reduced (65.4%).

Grabación en video: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44825>

El arte de analizar y diseñar estructuras: aplicaciones de inteligencia computacional

Óscar Javier Begambre Carrillo

ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-2895-9374>

Universidad Industrial de Santander, Colombia

Resumen

Heuristic computation techniques have been used in a wide range of fields, demonstrating their capacity to solve highly complex optimization problems. This article presents the most common techniques and their conclusion into the multi-objective optimization field, and emphasizes in the application of them in structural and architectural design by presenting examples within topics like: topological, shape and dimensional optimization of truss structures, roof optimization for sunlight conditions and cost minimization, grid structures, façade design, life cycle cost and environmental impact, energy efficiency and construction costs, morphogenetic structural optimization for concrete structures, acoustical optimization, evolutionary architectural design, architectural layout design optimization, RC frames optimization, and land use zoning, within others. Finally, the conclusion leads to the recognition of heuristic computation not only as an optimization tool, but also as an important component of a design methodology for creating innovative, creative, efficient, well performing, and aesthetically pleasant architectural/engineering objects.

Grabación en video: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44826>

Últimos avances en optimización heurística de estructuras de concreto

Julián Alcalá González

ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-1376-8441>

Universidad Politécnica de Valencia, España

Resumen

Los tableros losa de hormigón pretensado son una tipología habitualmente empleada en España para resolver estructuras de pasos superiores. Su optimización presenta un gran interés para conseguir diseños más económicos, que permitan un mayor aprovechamiento de los recursos que requieren. Las contribuciones a esta materia son escasas y han adolecido de un carácter extremadamente teórico que ha dificultado su aplicación por parte de ingenieros proyectistas. El objetivo de este trabajo ha sido el de aplicar técnicas de optimización estructural a esta tipología. Se han empleado técnicas metaheurísticas, puesto que permiten plantear el problema de un modo más complejo, aprovechando par una definición completa de tablero y de todos sus componentes, al tiempo que ha permitido imponer todas las comprobaciones que la normativa exige para este tipo de estructuras. Para definir las características del problema ha sido necesario distinguir entre los tableros aligerados y los macizos, dado que ha resultado imposible considerar a uno un caso particular del otro. Se ha

implementado un programa informático que incluye las siguientes funciones: generación aleatoria de un tablero, comprobación automática de un tablero, evaluación de su coste a partir de las mediciones completas de todos sus componentes y tres algoritmos de optimización heurística implementados basados en tres metaheurísticas, pertenecientes a los denominados algoritmos de mejora local. Para la calibración de los algoritmos se han efectuado pruebas con diferentes parametrizaciones. La comparación de los resultados ha permitido descartar el algoritmo OBA por mostrar una menor eficacia para las parametrizaciones ensayadas. Los algoritmos SA y TA, por el contrario, muestran resultados muy similares, por lo que han efectuado pruebas de inferencia estadística consistentes en diferentes test de hipótesis. Los resultados no han sido capaces de determinar la heurística más eficaz de las dos.

Grabación en video: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44827>

25 de octubre de 2024

Los gemelos digitales como herramienta durante la operación y mantenimiento de puentes

Rolando Antonio Chacón Flores

ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-7259-5635>

Universidad Politécnica de Cataluña, España

Resumen

The emergence of digital twin technologies offers a promising avenue for improving decision-making through the integrated use of up-to-date physical or synthetically simulated data. Nevertheless, the practical implementation of digital twins in the built environment remains a significant challenge. This paper describes a system that seamlessly integrates data into digital twins of built assets. The system uses a knowledge graph to achieve data integration, which is designed to be modular, flexible, and interoperable. The graph includes BIM models, metadata from an external IoT platform, and process-related information. The system is microservice-based and revolves around a graph database housing the knowledge graph. It employs dynamic operations to update the knowledge graph and is tested using civil engineering infrastructure examples. Results from this work can be used to create pipelines that extract and operate with data connecting computational agents integrated into the system as microservices or connected through the system API.

Grabación en video: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44828>

Reforzamiento sísmico de construcciones patrimoniales de tierra

Juan Carlos Reyes Ortiz

ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0003-0690-2956>

Universidad de los Andes, Colombia

Resumen

Las edificaciones de adobe y tapia pisada forman parte del patrimonio histórico y cultural de Colombia y de otros países alrededor del mundo. Sin embargo, este tipo de construcciones presentan una alta vulnerabilidad sísmica, la cual ha generado pérdidas humanas, culturales y económicas durante la incidencia de terremotos. Este hecho ha impulsado la investigación y el desarrollo de sistemas de reforzamiento novedosos para estructuras construidas en tierra. Entre los diferentes sistemas de rehabilitación encontrados en la literatura, se puede resaltar el reforzamiento mediante platinas de acero como uno de los sistemas que mejores resultados ha proporcionado para aumentar la capacidad sísmica de las construcciones patrimoniales de adobe o tapia pisada. No obstante, la mayoría de las investigaciones existentes han sido realizadas usando modelos de edificaciones en tierra de un solo nivel. Actualmente, no se han realizado ensayos de laboratorio sobre casas de tierra completas, sino solamente sobre componentes o módulos de estas edificaciones. El objetivo de esta investigación es analizar numéricamente el comportamiento sísmico de construcciones en tierra reforzadas con platinas de acero, incluyendo edificaciones de dos niveles.

Grabación en video: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44829>

PONENCIAS

ÁREA TEMÁTICA: Modelos Analíticos, Métodos Computacionales y Experimentales

Análisis tiempo-historia no lineal para la evaluación de cables en un puente atirantado existente

Autores: Silvia Camila Vega Villamizar ⁽¹⁾, Carlos Miguel Gisbert Domenech ⁽²⁾, Álvaro Viviescas-Jaimes ⁽¹⁾

¹Universidad Industrial de Santander. Carrera 27 calle 9 Ciudad universitaria, Bucaramanga, 680002, Colombia.

²Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera, Valencia, 46022, España.

Resumen

El análisis estructural de puentes atirantados destaca una problemática singular con la redistribución de esfuerzos sobre los tirantes -fenómeno no convencional en otras tipologías de puentes-, donde los métodos tradicionales para el cálculo de fuerzas en cables presentan dificultades en la convergencia de acuerdo con el tamaño del problema. Por tanto, para superar estas limitaciones la primera fase de esta investigación evaluó el estado tensional de los tirantes del puente atirantado Hisgaura, ubicado en la vía Curos-Málaga (Santander, Colombia) a través de un análisis no lineal Tiempo Historia, con el fin de generar insumos necesarios para una futura optimización numérica empleando algoritmos heurísticos que formulen el proceso de retensado de los tirantes con el objeto de minimizar la deflexión máxima en el centro de luz del vano central del tablero. Los resultados obtenidos del análisis sísmico expresados como índices de demanda/capacidad se mantuvieron dentro del rango permisible por el Código Colombiano de Puentes y recomendaciones del ACHE. Este enfoque técnico-científico pretende superar las limitaciones de los métodos tradicionales, contribuyendo en el desarrollo de estrategias eficientes en la evaluación de puentes atirantados. La aplicación específica de esta investigación destaca su importancia en el ámbito práctico y académico.

Palabras clave: Puente atirantado, Salud estructural, Comportamiento estructural, Tiempo Historia no lineal.

Abstract

The structural analysis of cable-stayed bridges reveals a unique challenge regarding the redistribution of stresses on the cables—an unconventional phenomenon in other types of bridges—where traditional methods for calculating cable forces face convergence issues depending on the problem's scale. Therefore, to overcome these limitations, the first phase of this research assessed the stress state of the cables on the Hisgaura cable-stayed bridge, located on the Curos-Málaga road (Santander, Colombia), through a nonlinear time-history analysis, aiming to generate necessary inputs for future numerical optimization using heuristic algorithms. These algorithms would guide the cable re-tensioning process to minimize the maximum deflection at the central span's midpoint. The seismic analysis results, obtained as demand/capacity ratios, remained within the permissible range according to the Colombian Bridge Code and ACHE recommendations. This technical-scientific approach seeks to overcome the limitations of traditional methods, contributing to the development of efficient strategies for evaluating cablestayed bridges. The specific application of this research highlights its importance in both practical and academic fields.

Keywords: Cable-stayed bridge, Structural health, Structural behavior, Nonlinear Time History analysis.

1. Introducción

El gobierno nacional a través de la financiación del Plan Maestro de Transporte 2010-2032 ha impulsado el desarrollo de la infraestructura vial con el objetivo de superar el rezago vial de las últimas décadas[1], sin embargo, estas redes de transporte se enfrentan diferentes retos estructurales, puesto que el territorio colombiano se encuentra localizado en una zona con orografía predominantemente escarpada en la cual interactúan las placas tectónicas Nazca, Caribe y Sur América[2] favoreciendo la ocurrencia de sismos, la actividad volcánica y los movimientos de masa. Por tanto, resulta necesario la construcción de vías con altas especificaciones como respuesta a la demanda sísmica y configuración topográfica, con lo cual, los puentes de grandes luces se han convertido en una solución estructural.

En este contexto, los puentes son los elementos clave de una red vial destinada a reducir tiempos de conexión entre los centros de producción agrícola, zonas turísticas y las principales ciudades de un país, entre ellos, los puentes atirantados se destacan como una de las soluciones más eficientes para salvar grandes luces, gracias a la función estructural de sus tirantes, los cuales, al trabajar fundamentalmente en tracción, asumen las cargas gravitacionales y transitorias que debe soportar el tablero.[3]. En este orden de ideas, el desgaste de los tirantes impacta sobre el deterioro gradual de la vida útil de la estructura, y en consecuencia la inspección, el monitoreo y la intervención de estos elementos se convierten en aspectos fundamentales que fomentan el desarrollo de prácticas destinadas a asegurar la seguridad y la integridad estructural. Esto a su vez proporciona los insumos necesarios para realizar estudios sobre vulnerabilidad y prevenir el colapso.

Por tanto, este estudio pretende evaluar numéricamente el estado tensional de los tirantes de un puente atirantado existente, a través de un análisis no lineal Tiempo Historia, con el objeto de generar insumos necesarios para una futura optimización numérica que minimice la deflexión máxima del tablero sujeto al proceso de retensado de los tirantes, con miras a la mejora de la salud estructural. Adicionalmente, se destaca que este estudio está enmarcado en la primera fase del desarrollo de un proyecto de investigación de Maestría en la Universidad Industrial de Santander, el cual permite reconocer la necesidad existente de la ingeniería colombiana en la formación para la atención de demandas futuras en la evaluación de seguridad estructural de puentes atirantados.

El contenido de este documento se encuentra conformado por cinco secciones; la sección 2 localiza y describe la estructura, mientras que la sección 3 contextualiza el desarrollo metodológico de la investigación, seguido la sección 4 constituye los resultados del estudio, finalmente, la sección 5 presenta las conclusiones del avance de la investigación.

2. Localización y descripción estructural

El caso de estudio se localiza en la vía nacional Curos –Málaga, en el departamento de Santander. El puente Hisgaura con 653 m de longitud, se localiza entre los PR 45+630 a 46 + 805, cercano a la población de San Andrés situada en el PR 51+000.

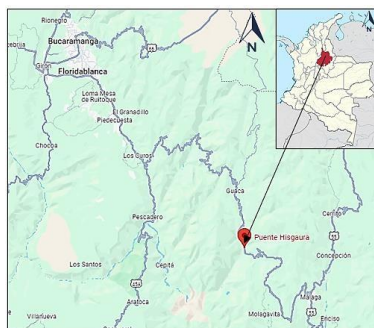


Fig. 1- Localización del puente Hisgaura. Fuente: Elaboración Propia Google Maps.

La estructura se conforma por 2 vanos de acceso de 36.50m en sección viga cajón con 1.40m de peralte, y una zona atirantada que conecta el acceso sur con 3 vanos de 125 m, 330 m y 125 m respectivamente.

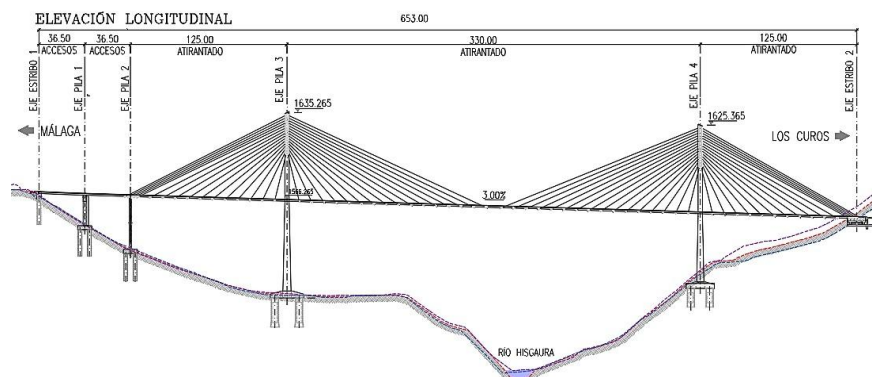


Fig. 2- Elevación longitudinal del puente. Fuente: INVIAS.

La superestructura del caso de estudio es continua a lo largo de su longitud y se encuentra conectada a través de apoyos elastoméricos sobre la pila del eje 1, monolíticamente sobre la pila 2 y transversalmente con apoyos de elastómeros sobre los pilonos de las torres 140 m en forma de Y invertida en los ejes 3 y 4. Adicionalmente, la estructura cuenta con dos planos de tirantes inclinados, cuyos cables están anclados cada 10m sobre el tablero.

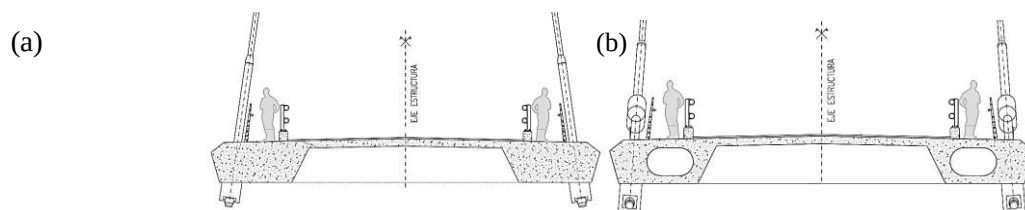


Fig. 3- (a) Sección del tablero zona atirantada. (b) Sección del tablero zona intermedia al anclaje de tirantes. Fuente: INVIAS

Por otra parte, la sección transversal del tablero cuenta con un ancho de 13.70 m para la distribución de dos carriles vehiculares de 3.65 m, bermas laterales de 0.50 m, bordillo y baranda de protección vehicular, adicionalmente cuenta con un paso peatonal de 1.00m en ambos costados y barrera de protección peatonal de 0.30m en los bordes. La superestructura posee un tablero con sección maciza cada 10 m y riostras transversales cada 5 m para el anclaje activo de tirantes, además de contar con una sección aligerada en zonas intermedias al anclaje de los tirantes.

3. Metodología

3.1. Modelo numérico

Para la construcción de la geometría se emplearon planos de construcción provistos por el Instituto Nacional de Vías (INVIAS) considerando materiales dentro del rango elástico, donde el modelo numérico se elaboró en el software de análisis estructural SAP2000® en la versión v25.0.0. Las limitaciones y alcances de la investigación condicionaron la restricción de los grados de libertad de rotación y traslación en la base de las pilas y torres del puente con el objeto de desprestigiar la interacción suelo estructura, adicionalmente, se consideraron los estribos 1 y 2 como elementos rígidos, además de emplear un análisis bidimensional despreciando los efectos torsionales, con rigideces equivalentes que describen el comportamiento dinámico de la estructura sobre el plano longitudinal. Por otra parte, se consideró el aporte de rigidez de los tirantes como el doble de la rigidez seccional y masa, puesto que la estructura se conforma de dos planos simétricos de cables.

La subestructura y superestructura se modelaron como elementos tipo frame, mientras que los tirantes se modelaron como elementos tipo cable no lineales, en adición, las acciones del tablero se transmitieron por apoyos elastoméricos modelados como elementos tipo link elástico, con rigidez axial y transversal calculadas a partir de una dureza Shore A de 60 y la geometría provista en los planos de construcción. Los disipadores de fluido viscoso localizados en el estribo 2 fueron modelados como un elemento link equivalente no lineal.

Finalmente, se modeló la transmisión de cargas de los pilonos a las pilas a través de un elemento tipo link deformable que representa la rigidez del apoyo elastomérico localizado en dicha zona, el cual conecta directamente el tablero con la pila sin transmitir acciones al pilono, con el objeto liberar momentos y conservar el comportamiento con el cual se concibió la estructura

(ver Fig. 4)

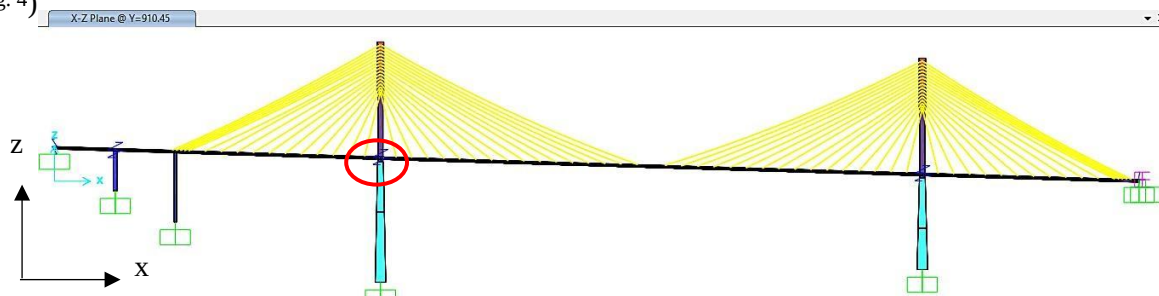


Fig. 4 -Modelo numérico bidimensional, SAP2000®. Fuente: Elaboración propia.

3.2. Análisis dinámico no lineal Tiempo Historia NLTH

Esta investigación elaboró un análisis dinámico no lineal Tiempo Historia con el objeto de captar el comportamiento no lineal de los disipadores viscosos localizados en el estribo 2 del puente, en el cual se consideró el aporte del amortiguamiento de la estructura con la formulación de Rayleigh-Ritz.

3.2.1. Insumos para el modelo de análisis dinámico no lineal Tiempo Historia

Por recomendaciones de [4] para la ejecución del análisis dinámico se extrajo información del Servicio Geológico Colombiano (SGC), donde se identificaron las fuentes sismogénicas y la participación por ambientes tectónicos representados por la probabilidad conjunta de los eventos sísmicos que influyen en la zona. El caso de estudio se caracterizó por sismicidad de naturaleza cortical y profunda (Nido sísmico Bucaramanga), no obstante, esta investigación se limitó al análisis de registros sísmicos de naturaleza cortical.

Para la selección de los registros sísmicos se extrajo como referencia el conjunto de registros de Far-Field incluidos en la *sección A.7 del FEMAP695*, para los cuales se identificaron los 11 registros sísmicos con mayor potencial de daño, los cuales se determinaron a partir del área bajo la curva del espectro de amplitud de Fourier con amplitudes en el rango entre 20% y 150% de T de acuerdo con 16.2.3.2 del ASCE 7-16.

Por otra parte, se redujo la amenaza sísmica debido a la introducción del amortiguamiento de los disipadores de fluido viscoso, los cuales, suelen elevar el amortiguamiento de la estructura en un 30 % del amortiguamiento crítico e incluso en un orden de magnitud superior[5]. En este contexto, para el cálculo del amortiguamiento del disipador, se indujo un impulso a la estructura para someterla ante una vibración libre, con el objeto de calcular el amortiguamiento total de la estructura a través del concepto del decremento logarítmico y finalmente calcular el factor de reducción de la amenaza a través del Eurocódigo 8 (EN 1998-2 7.5.4).

4. Resultados

El modelo bidimensional para el análisis NLTH se ejecutó en un tiempo de 1 hora con 15 minutos, en un ordenador de escritorio con sistema operativo de 64 bits, procesador AMD Ryzen 5 3600X 6-Core Processor 3.80 GHz, 16.0GB de RAM y tarjeta gráfica NVIDIA GeForce GTX 1660.

Como resultado, los disipadores de fluido viscosos modelados se comportaron en el rango inelástico, experimentando un desplazamiento máximo positivo de 0.19[m] y máximo negativo 0.025[m], además de una fuerza máxima cercana a 10.000kN distribuida de forma equivalente para cada disipador.

El registro sísmico GM37 produjo en los disipadores un desplazamiento límite aproximado de 0.05[m] lo cual se traduce en una menor disipación de energía, en contraste con el registro GM18 con el cual se experimentó un desplazamiento límite de 0.50[m].



Fig. 5-Curvas de histéresis del disipador viscoso equivalente para los 11 registros sísmicos. Fuente: Elaboración Propia.

Adicionalmente, durante la evaluación de tensiones para los estados límites de Servicio I y Evento Extremo I se observó que los índices de demanda capacidad D/C en los pilonos 3 y 4 resultaron menores a la unidad cumpliendo las recomendaciones del ACHE., La Fig. 6 presenta para los pilonos 3 y 4 los índices D/C para Servicio I y Evento Extremo I, los cuales se compararon con las tensiones provistas en los planos de construcción.



Fig. 6- Índice Demanda/Capacidad tirantes Pilono 3 para t=0. Fuente: Elaboración Propia

Del comparativo de las tensiones en los tirantes para los estados límite de servicio I y evento extremo I en los pilonos 3 y 4, se observaron diferencias en los índices D/C producto de las limitaciones definidas en la metodología de esta investigación, sin embargo, dado que los índices son menores a la unidad se consideró aceptable el análisis.

Finalmente, esta investigación observó que las tensiones en los pilonos 3 y 4 para los estados límite de servicio I y evento extremo I, mantuvieron igual orden de magnitud en el índice D/C asociado a cada registro sísmico, lo cual indica que los disipadores de fluido viscoso están comportándose en el rango inelástico disipando la energía producida por la acción sísmica identificada en el análisis dinámico tiempo a tiempo.

5. Conclusiones

Los disipadores de fluido viscoso modelados como elemento link equivalente alcanzaron el rango inelástico, además de presentar una curva de histéresis consecuente con el coeficiente de velocidad (ver Fig. 5), puesto que para un $\alpha=0.1$ se espera una incursión acelerada en el rango inelástico, describiendo una curva con un contorno rectangular.

Por otra parte, si bien las fuerzas en los tirantes no superan las tensiones admisibles para los estados límite de servicio I y evento extremo I en un tiempo $t=\infty$, estos resultados divergen en relación a las tensiones proyectadas para un $t=\infty$ definidas en los planos de construcción, donde dicha discrepancia podría atribuirse a la selección de sismos, puesto que esta investigación consideró registros sísmicos de naturaleza cortical, mientras la estructura durante la etapa de diseño se analizó con registros sintéticos [6], para los cuales se altera el contenido frecuencial de la amenaza sísmica de la zona debido a que no son registros que mantienen una relación con la fuente sismogénica de la zona.

6. Agradecimientos

Los autores de esta investigación destacan su agradecimiento al Ministerio de Ciencias, Tecnología e Innovación por el apoyo económico a través de la Convocatoria para el fortalecimiento de CTel en Instituciones de Educación de Educación Superior (IES) Públicas 2020 con el contrato CT 0647 de 2022, al Instituto Nacional de Vías (INVIAS), por la provisión de los planos de construcción de la estructura; a la Universidad Industrial de Santander y a la escuela de Ingeniería Civil por las gestiones administrativas y académicas que han contribuido en el desarrollo de este avance de investigación. Asimismo, se agradece al docente Orlando Arroyo Amell y al grupo de Investigación CEER por la disposición pública de la librería Opseestools en Python[7].

7. Referencias

- [1] DNP, «CONPES 3760 de 2013», Portal ANI. Accedido: 23 de enero de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://www.an.gov.co/conpes-3760-de-2013>
- [2] J. Farbiarz y B. E. Estrada, «Comparación de la actividad sísmica colombiana antes y después de la instalación de la red sísmológica nacional», *Bol. Cienc. Tierra*, n.º 14, pp. 14-29, 2002, Accedido: 23 de enero de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7988850>
- [3] D. Janjic, M. Pircher, y H. Pircher, «Optimization of Cable Tensioning in Cable-Stayed Bridges», *J. Bridge Eng.*, vol. 8, n.º 3, pp. 131-137, may 2003, doi: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2003)8:3(131).
- [4] A. S. of C. E. ASCE, «Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (7-16)». Accedido: 4 de junio de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://sp360.asce.org/personifyebusiness/Merchandise/Product-Details/productId/233133882>
- [5] J. P. Pardo Verdugo, «CONTROL DE LA RESPUESTA DINÁMICA DE ESTRUCTURAS MEDIANTE EL USO DE DISIPADORES DE ENERGÍA DE FLUIDO VISCOSO DEL TIPO LINEAL», Universidad Austral de Chile, 2007.
- [6] F. J. Jordán García, R. de Oliveira Cabral, D. Sisi Maestre, N. Pulido Asín, C. Bernal Pérez, y N. Betancour Suárez,

«Puente atirantado de Hisgaura», en *VII Congreso Internacional de Estructuras: [resúmenes publicados en la revista Hormigón y Acero (ISSN 0439-5689), v. 68, especial Congreso, junio 2017], 2017, págs. 112-113*, Asociación Española de Ingeniería Estructural (ACHE), 2017, pp. 112-113. Accedido: 23 de enero de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6940787>

- [7] O. Arroyo, D. Feliciano, D. Novoa, y J. Valcárcel, «opseestools: A Python library to streamline OpenSeesPy workflows», *SoftwareX*, vol. 27, p. 101832, sep. 2024, doi: 10.1016/j.softx.2024.101832.

Cómo citar: S. C. Vega Villamizar, C. M. Gisbert Domenech, y Á. Viviescas-Jaimes, «Análisis tiempo-historia no lineal para la evaluación de cables en un puente atirantado existente», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 12-18. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Respuesta torsional de edificios sísmicamente aislados en el Perú. Comparación de métodos estáticos y dinámicos

Autores: Henry Aguilar Chuquimia ⁽¹⁾⁽²⁾, Alejandro Muñoz Peláez ⁽¹⁾

¹ Pontificia Universidad Católica del Perú. Av. Universitaria 1801, San Miguel. Lima, 15088, Perú.

² Universidad Continental. Av. los Incas, Arequipa, 04002, Perú.

Resumen

El avance en el desarrollo de proyectos con el uso de aisladores sísmicos trae consigo la necesidad de investigar en detalle ciertos aspectos que influyen en la respuesta estructural de estas edificaciones, un aspecto relevante y revalidado en el estándar ASCE 7-22 y modificado desde ASCE 7-16 es el relacionado a la respuesta torsional de sistemas sísmicamente aislados.

El presente trabajo discute la aplicación directa de las expresiones para estimar la máxima respuesta torsional de estructuras sísmicamente aisladas para países de la costa Pacífica Sudamericana, como el Perú, según el código ASCE 7 en sus versiones 2010, 2016 y 2022; para tal propósito, múltiples análisis numéricos se realizaron sobre la base de estructuras aporticadas, estableciéndose en las mismas: tres relaciones de aspecto en planta, dos alturas típicas, tres porcentajes diferentes de excentricidad (0%, 5% y 10%) y múltiples acciones sísmicas espectro-compatibles, aplicadas de forma bidireccional, tanto para demandas de diseño ($T_r=500$ años) como para máximas consideradas ($T_r=2500$ años). Encontrándose finalmente, que para el caso de suelos rígidos y zonificación sísmica 4 del Perú, es posible plantear expresiones de mejor ajuste basadas en los códigos citados, todo ello establecido como producto de las relaciones entre métodos estáticos y dinámicos.

Palabras clave: Aislamiento sísmico, ASCE, torsión, estático, dinámico, tiempo historia.

Abstract

The progress in the development of projects using seismic isolators brings with it the need to investigate in detail certain aspects that influence the structural response of these buildings, a relevant aspect validated in the ASCE 7-22 standard and modified since ASCE 7-16 is related to the torsional response of seismically isolated systems. This work discusses the direct application of expressions to estimate the maximum torsional response of seismically isolated structures for countries on the South American Pacific coast, such as Peru, according to the ASCE 7 codes in their 2010, 2016, and 2022 versions; for this purpose, multiple numerical analyses were conducted on the basis of framed structures, establishing in them: three aspect ratios in plan, two typical heights, three different percentages of eccentricity (0%, 5%, and 10%), and multiple seismic actions spectrum-compatible, applied bidirectionally, both for design demands ($T_r=500$ years) and for maximum considered ($T_r=2500$ years). Finally, it was found that for the case of rigid soils and seismic zoning 4 of Peru, it is possible to propose expressions of better fit based on the cited codes, all established as a product of the relationships between static and dynamic methods.

Keywords: Seismic isolation, ASCE, torsion, static, dynamic, time history.

1. Introducción

Los sistemas con aislamiento sísmico son en esencia una interfaz que permite desacoplar una superestructura del movimiento sísmico, actuando como filtros de movimiento que reducen considerablemente la energía que recibe una estructura. La interfaz de aislamiento permite el desarrollo de grandes desplazamientos relativos y disipación de energía, de tal forma que los periodos de vibración de la estructura aumentan considerablemente, reduciendo así las demandas de fuerzas laterales por la reducción de las aceleraciones sobre la superestructura.

Los resultados de estudios cada vez más profundos evidencian que no resulta sencillo tomar en cuenta todas las variables asociadas a la respuesta estructural, por lo que la necesidad de continuar con investigaciones de estos sistemas permanece vigente. Uno de los aspectos, todavía, actual y considerado importante es la respuesta torsional en los edificios debido a los movimientos sísmicos y a la excentricidad de la masa sísmica.

La aplicación de procedimientos “Estáticos” simplificados y sus correspondientes fórmulas, como el Equivalent Lateral Force (ELF), para estimar los desplazamientos “Laterales” considerando y no considerando la torsión, ha demostrado ser analítica y experimentalmente buena. Sin embargo, su aplicabilidad solo se circunscribiría a una región sísmica particular debido a la naturaleza de sus movimientos sísmicos y su asociada fuente sismo-génica. [1], [2], [3].

La contribución de los efectos torsionales en para la estimación de desplazamientos requiere diferenciar la torsión natural (o inherente) de la torsión accidental, la torsión natural resulta de la no coincidencia del centro de masa y del centro de rigidez, así mismo la torsión accidental se usa para tomar en cuenta de forma indirecta (a) la distribución de las masas que difieren de las asumidas en el diseño (b) variación de las propiedades mecánicas del esquema resistente a fuerzas (c) la no uniformidad de las propiedades no lineales de los elementos del sistema sismorresistente (d) componente torsional del movimiento sísmico [4].

En edificios sísmicamente aislados y debido a la naturaleza del movimiento sísmico, surge la interrogante respecto de la conveniencia de emplear formulaciones desarrolladas y analizadas en realidades sísmicas diferentes sin haberse analizado las implicancias que poseen cada uno de los métodos de análisis de estas estructuras. Para analizar la respuesta torsional natural en estructuras aisladas sísmicamente, es aceptable considerar cuatro aspectos fundamentales: (a) el origen del movimiento sísmico, (b) el procedimiento de escalado para el análisis Tiempo Historia, (c) el espectro de respuesta utilizado, (d) La medida de tendencia central para presentar los resultados. [1], [5]

En relación con la respuesta torsional en estructuras sísmicamente aisladas, Wolff y otros autores [3] reconocen deficiencias en la estimación de los desplazamientos totales obtenidas según el procedimiento estático (ELF) del código ASCE 7-10 [6], por ello, tanto ASCE 7-16 [7] y ASCE 7-22 [8] ajustan parámetros en la ecuación del procedimiento estático para predecir “mejor” estos desplazamientos, por ello plantearon la incorporación de un factor que relaciona periodos traslacionales y rotacionales de estas estructuras, definida a partir de una ecuación que relaciona la ubicación geométrica de los dispositivos y una ecuación que relaciona los periodos naturales de vibración. Sin embargo, es reconocido que una de las variables más importantes en la caracterización de la respuesta en este tipo de estructuras es el relacionado a la fuente sismo-génica, por lo que resulta necesario validar y/o plantear expresiones simples que permitan estimar aceptablemente los máximos desplazamientos totales incluidos efectos de torsión de una manera sencilla a partir de las relaciones entre procedimientos estáticos y dinámicos acorde a la realidad sísmica sudamericana.

2. Metodología

El proceso de estudio para la validación y/o ajuste de las expresiones brindadas por ASCE 7-16 [7] y ASCE-22 [8] para los procedimientos estáticos a partir de relaciones con los procedimientos dinámicos consideró representar en modelos numéricos la excentricidad y

su respuesta sísmica, por ello los modelos numéricos representaron estructuras conformadas por pórticos de concreto armado con aisladores elastoméricos ubicados debajo de cada columna. Los edificios de los casos analizados no poseen una asignación de uso en particular, sin embargo, las cargas del modelo se basaron en edificios del tipo hospitalario correspondiente acorde a la normativa peruana E.020 [9].

Las estructuras estudiadas poseen una configuración regular y simétrica en ambos ejes coordenados (X, Y), considerándose para el estudio: 3 plantas típicas ($L=7\text{m}$), 2 elevaciones típicas (4 y 8 pisos) y 3 porcentajes de excentricidad bidireccional en planta (0%, 5% y 10%), como lo representado en la Fig.1, constituyendo en total 18 configuraciones de análisis. Cabe resaltar que, de acuerdo a diversas investigaciones, la excentricidad del centro de masas de cada entrepiso (C.M.) respecto del centro de rigidez (C.R.) de la interfaz de aislamiento representa teóricamente la situación más crítica respecto de la respuesta al desplazamiento.

Los entrepisos y plataforma de aislamiento están planteadas como losas macizas, las vigas y columnas poseen dimensiones constantes en toda su altura, con valores típicos para las 2 elevaciones típicas. La resistencia del concreto especificada para el modelo numérico en sus diferentes configuraciones es $f'c=280\text{ kgf/cm}^2$. Para el cálculo de la masa sísmica se han seguido los lineamientos de la norma técnica de edificaciones E.020 [9] y E.030 [10].

Los casos son analizados conforme procedimientos estáticos indicados en los códigos ASCE 7-10 [6], ASCE 7-16 [7] y ASCE 7-22 [8] así como procedimientos dinámicos (espectrales y tiempo historia). Para los análisis tiempo historia se empleó las propiedades lineales y no lineales de los dispositivos de aislamiento sísmico (aislador elastomérico).

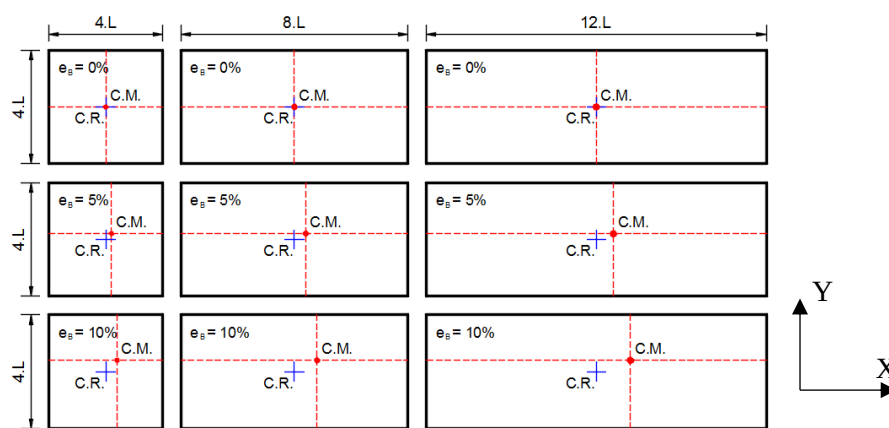


Fig.1 - Plantas típicas consideradas en las estructuras de 4 y 8 niveles con excentricidades bidireccionales de 0%, 5% y 10% de sus longitudes en planta. Horizontal=X, Vertical=Y.

2.1. Método estático equivalente (ELF)

El método estático (equivalent lateral force - ELF) emplea ecuaciones sencillas para determinar la respuesta de la estructura. Las ecuaciones para determinar desplazamientos en la interfaz de aislamiento de la estructura, para el sismo de diseño y para el sismo máximo considerado, vienen dadas por los códigos ASCE/SEI, tanto en sus versiones 2010, 2016 y 2022 (Tabla 1), consideran amplificar el desplazamiento que se produce en el centro de rigidez del sistema multiplicando el desplazamiento "D" por una expresión de amplificación y obteniendo el denominado desplazamiento máximo total "D_T". Cabe resaltar que para considerar la demanda sísmica de diseño y máxima considerada la expresión "D", presentada en las ecuaciones Ec. (1), Ec. (3) sólo cambiará de nomenclatura a "D_D" y "D_M" respectivamente, y de la misma forma "D_T" a "D_{TD}" y "D_{TM}". Así mismo para su aplicación es necesarios considerar las Ec. (2), Ec. (4) y Ec. (5).

Tabla 1 – Tabla de fórmulas de los desplazamientos máximos totales incluidos los efectos de torsión para procedimientos estáticos (ELF) según ASCE.

ASCE 7-10	ASCE 7-16, ASCE 7-22
$D_T = D \left[1 + y \frac{12e}{b^2+d^2} \right] \dots(1)$ $r = \sqrt{\frac{b^2+d^2}{12}} \dots(2)$	$D_T = D \left[1 + \left(\frac{y}{p_T^2} \right) \frac{12e}{b^2+d^2} \right] \dots(3)$ $P_{Te} = \frac{1}{r_t} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \dots(4)$ $P_{Td} = \frac{T}{T_\theta} \dots(5)$

2.2. Método dinámico espectral y tiempo-historia

Para el análisis espectral, el desplazamiento total de diseño y el desplazamiento total máximo se calculan considerando el 100% de los efectos de la dirección de análisis más el 30% de la dirección perpendicular. El análisis espectral emplea un valor de amortiguamiento modal, para el modo fundamental en la dirección de interés. La cantidad de registros para brindar una respuesta adecuada en estructuras con aislamiento sísmico sugiere usar 11 o más pares cuando el ajuste es pobre [5]. Por lo que para efectos de superar cualquier limitación en referencia a la cantidad de registros se empleó 23 pares de acelerogramas con ajuste espectral en el dominio del tiempo y 20 pares de acelerogramas con ajuste espectral en el dominio de la frecuencia.

3. Resultados

El manejo de los resultados ha identificado a los modelos numéricos en función al número de crujeas en la dirección “X” por el número de crujeas en la dirección “Y” por el número de pisos asociado a un porcentaje de excentricidad. Se ha encontrado dispersiones de hasta 22% cuando la carga sísmica se aplica en la dirección “Y” para los casos con configuración 12x4x4p(10) y 12x4x8p(10), es decir para las plantas más alargadas y con mayor excentricidad (relación de lados 12 a 4 por 4 y 8 pisos, respectivamente, con 10% de excentricidad). Representado en la Fig.2.

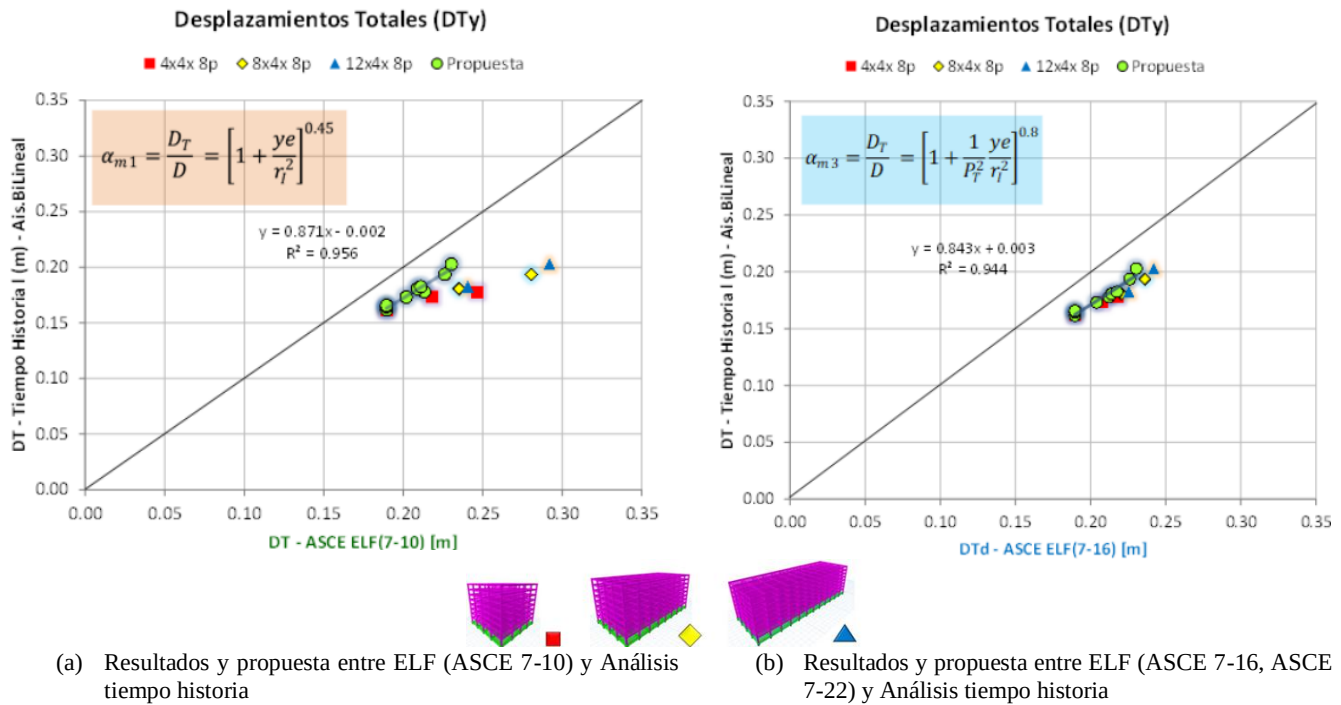


Fig.2 - Resultados y relaciones de “mejor” ajuste en modelos de 8 niveles con excentricidades bidireccionales de 0%, 5% y 10% de sus longitudes en planta para el sismo sobre la dirección Y.

4. Conclusiones

Se ha encontrado diferencias significativas entre la aplicación directa de las ecuaciones ASCE 7-10 para el ELF (Equivalent Lateral Force Method) y el análisis tiempo historia, no resultando significativas en el caso de la aplicación de las expresiones según ASCE 7-16, ASCE 7-22. Sin embargo, producto del análisis de relaciones entre los diferentes procedimientos, se ha encontrado expresiones de mejor ajuste entre las estimaciones de desplazamiento del ELF respecto del análisis tiempo historia, aplicables a la sismicidad de la costa sudamericana para fenómenos de subducción, cuando se emplean los exponentes de modificación sobre la expresión de amplificación de desplazamientos, como se detalla:

- 0.45, para modificar la ecuación del ASCE 7-10.
- 0.60 y 0.80, para modificar la ecuación del ASCE 7-16, ASCE 7-22 considerando las dos definiciones para la relación entre periodos rotacionales respecto de los traslacionales (PT).

Del proceso comparativo de resultados entre los procedimientos de análisis para estimar la máxima respuesta torsional, se deriva que, en general los resultados de los análisis estáticos resultan más conservadores que los resultados del análisis espectral y tiempo historia, pudiendo en este último emplearse propiedades lineales y no lineales en los dispositivos.

5. Agradecimientos

Al profesor Alejandro Muñoz por su contribución significativa al desarrollo de la presente investigación.

6. Referencias

- [1] G. Ozdemir y M. C. Constantinou, «Evaluation of equivalent lateral force procedure in estimating seismic isolator displacements,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, n° 30, pp. 1036-1042, 2010.
- [2] D. . R. Pant, M. C. Constantinou y A. C. Wijeyewickrema, «Re-evaluation of equivalent lateral force procedure for prediction of displacement demand in seismically isolated structures,» *Engineering Structures*, n° 52, pp. 455-465, 2013.
- [3] E. Wolff, C. Ipek, M. Constantinou y L. Morillas, «Torsional response of seismically isolated structures revisited,» *Engineering Structures*, pp. 462-468, 2014.
- [4] D. Basu, M. C. Constantinou y A. S. Whittaker, «An equivalent accidental eccentricity to account for the effects of torsional ground motion on structures,» *Engineering Structures*, n° 69, pp. 1-11, 2014.
- [5] D. . R. Pant y M. Maharjan, «On selection and scaling of ground motions for analysis of seismically isolated structures,» *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 15, n° 4, pp. 633-648, Diciembre 2016.
- [6] American Society of Civil Engineers, *ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2010.
- [7] American Society of Civil Engineers, *ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Reston, Virginia, VA: American Society of Civil Engineers, 2016.
- [8] American Society of Civil Engineers, *ASCE/SEI 7-22 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2022.
- [9] Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, *Norma Técnica E.020 "Cargas"*, Lima: El Peruano, 2006.
- [10] Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, *Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente"*, Lima: El Peruano, 2018.

Cómo citar: H. Aguilar Chuquimia y A. Muñoz Peláez, «Respuesta torsional de edificios sísmicamente aislados en el Perú. Comparación de métodos estáticos y dinámicos», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 19-24. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Selección óptima de modelos numéricos para el comportamiento de aisladores sísmicos elaborados a partir de caucho reciclado

Autores: Felipe Guerrero-Mosquera⁽¹⁾, Albert R. Ortiz⁽¹⁾, Johannio Marulanda-Casas⁽¹⁾, Peter Thomson⁽¹⁾

¹ Universidad del Valle. Calle 13 # 100-00, Cali, 760042, Colombia.

Resumen

Los sistemas de aislamiento sísmico buscan reducir los desplazamientos de una estructura al incorporar un elemento que absorba el desplazamiento sísmico. Los aisladores elastoméricos reforzados con fibra (FREIs) representan una alternativa más económica gracias al uso de fibras en lugar de acero. Además, los FREIs pueden ser desconectados (U-FREIs), eliminando la necesidad de placas superior e inferior y reduciendo costos. Diferentes investigaciones han explorado la sustitución del caucho natural en los U-FREIs por caucho reciclado proveniente de llantas en desuso (RU-FREIs), ofreciendo una alternativa para la mitigación sísmica en estructuras de baja altura. Al ser una nueva alternativa, existe la necesidad de identificar el modelo numérico que mejor pueda representar estos sistemas en programas de elementos finitos, como OpenSees. Para abordar este problema, se llevaron a cabo ensayos en prototipos de aisladores para generar curvas de histéresis a cortante. Con los resultados experimentales, se ajustaron diversos modelos numéricos en OpenSees para obtener los parámetros de los RU-FREIs utilizando inferencia Bayesiana. Se utilizó la energía disipada en cada ciclo de histéresis para la selección óptima de modelos, contribuyendo así a identificar el modelo numérico más adecuado que describa el comportamiento sísmico de los RU-FREIs.

Palabras clave: Aislamiento sísmico, Inferencia bayesiana, selección de modelos.

Abstract

Seismic isolation systems aim to reduce the displacements of a structure by incorporating an element that absorbs seismic displacement. Fiber Reinforced Elastomeric Isolators (FREIs) represent a more economical alternative thanks to the use of fibers instead of steel. Additionally, FREIs can be disconnected (U-FREIs), eliminating the need for upper and lower plates and reducing costs. Various studies have explored the substitution of natural rubber in U-FREIs with recycled rubber from used tires (RU-FREIs), offering an alternative for seismic mitigation in low-rise structures. As a new alternative, there is a need to identify the numerical model that can best represent these systems in finite element programs like OpenSees. To address this issue, tests were conducted on isolator prototypes to generate shear hysteresis curves. With the experimental results, various numerical models in OpenSees were adjusted to obtain the parameters of the RU-FREIs using Bayesian inference. The energy dissipated in each hysteresis cycle is used for the optimal selection of models, thus contributing to identifying the most appropriate numerical model that describes the seismic behavior of the RU-FREI.

Keywords: Seismic isolation systems, Bayesian inference, Model Selection.

Cómo citar: F. Guerrero-Mosquera, A. R. Ortiz, J. Marulanda-Casas, y P. Thomson, «Selección óptima de modelos numéricos para el comportamiento de aisladores sísmicos elaborados a partir de caucho reciclado», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 25-30. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

1. Introducción

El aislamiento sísmico ha surgido como una estrategia en la ingeniería estructural para mitigar los efectos de los terremotos en los edificios. A diferencia de los métodos convencionales que se centran en aumentar la resistencia estructural, el aislamiento sísmico busca reducir la demanda disipando la energía generada por el movimiento del suelo. En este contexto, los Aisladores de Caucho Reciclado Reforzado con Fibra (RU-FREIs) se presentan como una opción para estructuras de baja altura, siendo tanto económicos como sostenibles.

Dado que los RU-FREIs ofrecen una alternativa distinta a los aisladores convencionales, es necesario realizar un procedimiento de caracterización para proporcionar una representación precisa de su comportamiento dinámico. Con este fin, se analizarán modelos numéricos de histéresis capaces de capturar la respuesta no lineal de los RU-FREIs. Como una tecnología relativamente nueva, los RU-FREIs requieren una evaluación para identificar el modelo numérico más adecuado para su representación en programas de análisis por elementos finitos (FE) como OpenSees. Este estudio aborda este desafío mediante la realización de pruebas experimentales en prototipos de RU-FREIs para generar curvas de histéresis a cortante. Utilizando estos resultados experimentales, se calibraron varios modelos numéricos en OpenSees para determinar los parámetros de los RU-FREIs utilizando inferencia bayesiana. El ajuste de los modelos numéricos en OpenSees se realizó utilizando inferencia bayesiana.

La inferencia bayesiana se basa en el teorema de Bayes (Ec. (1)), que establece que la probabilidad posterior de los parámetros $P(\theta|D, M)$ se calcula en función de los datos experimentales (D) y un modelo (M). En este caso, los datos experimentales consisten en las curvas de histéresis a cortante obtenidas de los prototipos de RU-FREIs, y los modelos son los elementos *Elastomeric Bearing Plasticity*, *Elastomeric Bearing Bouc-Wen*, *ElastomericX* y *HDR* de OpenSees para modelos aisladores sísmicos.

$$P(\theta|D, M) = \frac{P(D|\theta, M)P(\theta)}{P(D)} \quad (1)$$

La probabilidad posterior representa la función de densidad de probabilidad de los parámetros ajustados basados en los datos experimentales y el modelo utilizado. Este enfoque utiliza el valor de máxima probabilidad para determinar el valor del parámetro y calcular la energía disipada en cada ciclo de histéresis. Esto permite comparar los diferentes modelos y así identificar el modelo numérico más apropiado para capturar el comportamiento sísmico de los RUFREIs.

2. Metodología Experimental

Los prototipos de RU-FREIs se sometieron a un ensayo de corte cíclico en la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad del Valle para evaluar su comportamiento histerético. Estos prototipos presentan dimensiones cilíndricas con un diámetro de 80 mm y una altura de 44 mm, el cual cuenta con 15 capas de caucho y 14 capas de fibra. La Fig. 1 muestra un prototipo junto con la configuración del marco de ensayos, donde se evaluaron simultáneamente dos prototipos. Para inducir el desplazamiento a cortante, se aplicó un desplazamiento mediante un actuador horizontal en la placa intermedia entre los prototipos, registrando tanto la fuerza aplicada como el desplazamiento correspondiente.

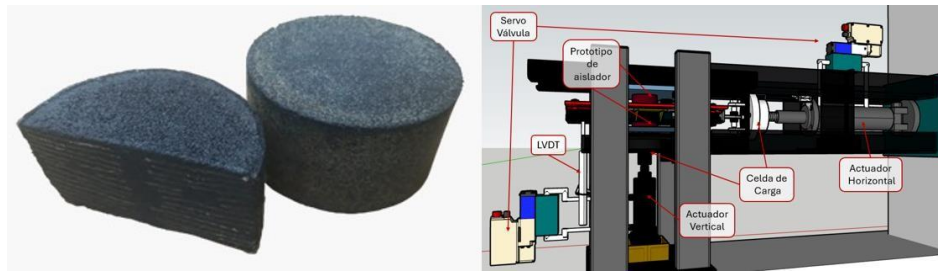


Fig. 1- a) Prototipo de aislador b) Configuración experimental

En el ensayo de corte cíclico, se aplicó una carga de compresión sostenida de 19 kN, que representa la carga de diseño del aislador, y se siguió un protocolo de deformación como se muestra en la Figura 2.a, que abarcaba un rango del 20% al 75% de deformación a cortante del prototipo. La Fig. 2.b ilustra la respuesta histerética del prototipo, donde se observa cierta degradación después de varios ciclos al 75% de deformación.

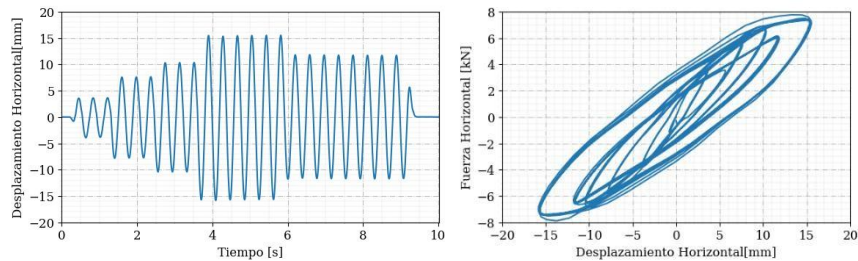


Fig. 2 - a) Protocolo de desplazamiento, b) respuesta fuerza-desplazamiento prototipo

3. Modelado Numérico e Identificación de Parámetros

Se consideraron varios modelos numéricos disponibles en OpenSees para representar los RU-FREIs:

3.1. Elastomeric Bearing

Es un elemento con propiedades de plasticidad para deformaciones a cortante. Para definir este tipo de elemento en OpenSees, se utilizan los parámetros de la Tabla 1. El comportamiento a cortante está definido con el modelo bilineal que se muestra en la Fig. 3a.

Tabla 1 – Parámetros elemento *ElastomericBearing*

	Parámetro
k_{init}	Rigidez elástica inicial en la dirección a cortante
Q_d	Resistencia característica
α_1	Relación de rigidez del componente de endurecimiento lineal, después de fluencia
α_2	Relación de rigidez del componente de endurecimiento no lineal, después de fluencia
μ	Exponente del componente de endurecimiento no lineal

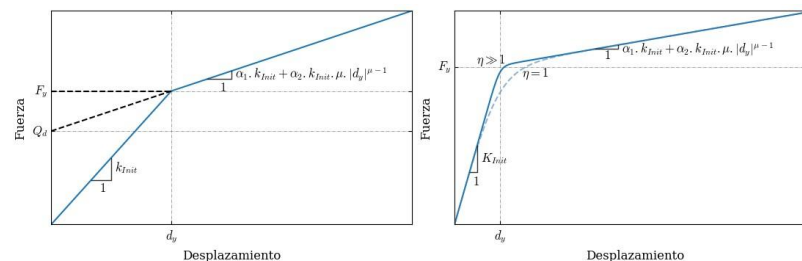


Fig. 3- Modelo bilineal a) Considerando plasticidad, b) Incorporando el modelo de BoucWen para Histéresis

3.2. Elastomeric Bearing (Bouc-Wen)

Este tipo de elemento incorpora el modelo de Bouc-Wen para representar el comportamiento de histéresis de los aisladores. Este modelo agrega parámetros adicionales, que se muestran en la Tabla 2, que permiten una mayor flexibilidad en la representación de la histéresis y la nitidez de las esquinas del lazo de histéresis, *Fig. 3b*. Tabla 2 – Modelo de histéresis de Bouc-Wen

	Parámetro
η	Exponente de fluencia (define la nitidez en la histéresis)
β	Primer parámetro de forma de histéresis
γ	Segundo parámetro de forma de histéresis

3.3. ElastomericX

Es una extensión de la formulación del elemento Elastomeric Bearing (Bouc-Wen). Este elemento requiere incluir la geometría y las propiedades de los materiales como parámetros. Tomando la geometría, tanto de las capas como del aislador, como variables deterministas, se ajustan los parámetros de la Tabla 3. Tabla 3 – Parámetros ElastomericX

	Parámetro
G_r	Módulo de corte del elastómero
F_y	Resistencia a la fluencia
α	Proporción de rigidez posterior al flujo

3.4. HDR

El elemento HDR es una variante del ElastomericX, con una modificación en el modelo de histéresis. En el caso del elemento HDR, se emplea un modelo propuesto por Grant [1] para representar el comportamiento a cortante de un aislador de caucho de alta amortiguación. Adicionales a los parámetros del ElastomericX, se definen los Parámetros de la Tabla 4.

Tabla 3 – Parámetros modelo de Grant para el material

	Parámetro
a_1, a_2, a_3	Parámetros del componente elástico
b_1, b_2, b_3	Parámetros del componente inelástico histerético
c_1, c_2, c_3, c_4	Parámetros de la degradación de rigidez y amortiguación asociada al efecto de Mullin

Cardone et al. [2] desarrollaron unas expresiones para los parámetros de Grant, con parámetros adimensionales en función del área del aislador (A) y el espesor total de caucho (T_r), las cuales se muestran en las Ec. (2) a (4).

$$a_1 = \frac{\alpha_1 A}{T_r}; \quad a_2 = \frac{\alpha_2 A}{T_r^3}; \quad a_3 = \frac{\alpha_3 A}{T_r^5} \quad (2)$$

$$b_1 = \beta_1 A; \quad b_2 = \frac{\beta_2 A}{T_r^2}; \quad b_3 = \frac{\beta_3}{T_r} \quad (3)$$

$$c_1 = \frac{\chi_1}{T_r^3}; \quad c_2 = \frac{\chi_2}{T_r^3}; \quad c_3 = \chi_3; \quad c_4 = \frac{\chi_4}{T_r^3} \quad (4)$$

4. Resultados y Discusión

Se realizaron ajustes de parámetros para cada uno de los modelos utilizando PyMC para el análisis, obteniendo distribuciones para cada parámetro. En la Tabla 4 se muestran los valores medios, coeficientes de variación y los intervalos de máxima probabilidad para cada parámetro en cada

Modelo	Parametro	Mean	Sigma	hdi_2.5%	hdi_97.5%	Modelo	Parametro	Mean	Sigma	hdi_2.5%	hdi_97.5%
Elastomeric Plasticity	k_Init	1146.2	46.63	1048.7	1225.8	ElastomericX	Fy	3.245	0.077	3.079	3.389
	Q_d	2.312	0.043	2.229	2.395		alpha	0.331	0.006	0.319	0.344
	alpha_1	0.536	0.019	0.494	0.569		G_r	1931635.3	44797.7	1840555.2	2021847.3
	alpha_2	-0.908	0.064	-1	-0.788		sigma	0.507	0.011	0.486	0.529
	mu	1.296	0.038	1.231	1.383	HDR	alpha1	1234.4	1.0	1232.3	1236.2
	sigma	0.559	0.012	0.538	0.586		alpha2	-60004.7	1929.0	-63662.7	-56389.8
Elastomeric BoucWen	k_Init	1229.3	67.2	1120.5	1349.2		alpha3	12.994	0.99	11.072	15.019
	Q_d	1.253	0.14	1.002	1.464		beta1	4139815.0	1.002	4139813	4139816.8
	alpha_1	0.637	0.02	0.605	0.67		beta2	-1570000.0	0.963	-1570002	-1569998.1
	alpha_2	-0.965	0.025	-1	-0.919		beta3	225.697	0.877	223.967	227.385
	mu	1.187	0.02	1.156	1.22		chi1	0.223	1.01	-1.635	2.248
	eta	1.238	0.08	1.077	1.394		chi2	-0.077	0.349	-0.777	0.564
	beta	0.526	0.079	0.383	0.654		chi3	1.031	0.979	-0.859	2.893
	gamma	-0.268	0.047	-0.358	-0.179		chi4	0	0	0	0
	sigma	0.439	0.01	0.42	0.46		sigma	0.755	0.018	0.72	0.791

modelo. Tabla 4 – Resumen de los parámetros para cada modelo ajustado

En la Figura 6 se muestra la comparación de los ajustes realizados con los datos experimentales. Para cada modelo, se presenta el valor de máxima probabilidad obtenido y el intervalo de credibilidad del 95% (PCI). Este intervalo representa el rango donde se encuentra el 95% de las distribuciones de probabilidad de los parámetros ajustados.

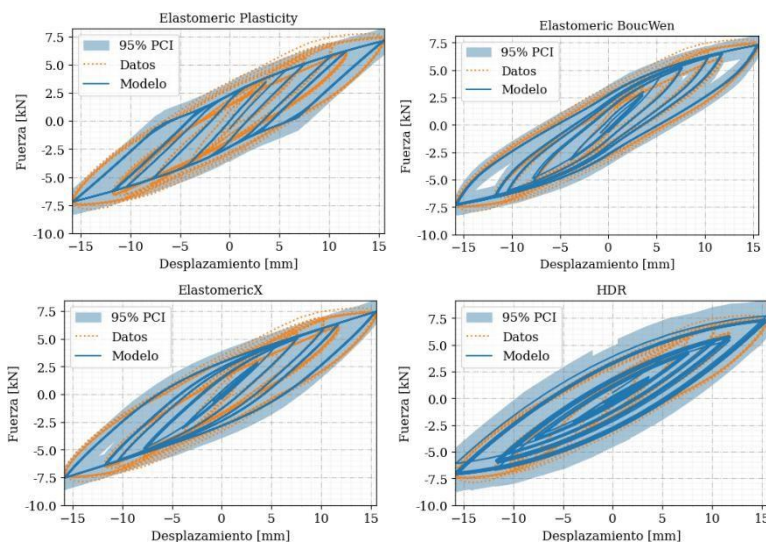


Fig. 4 - Intervalo posterior creíble para cada modelo

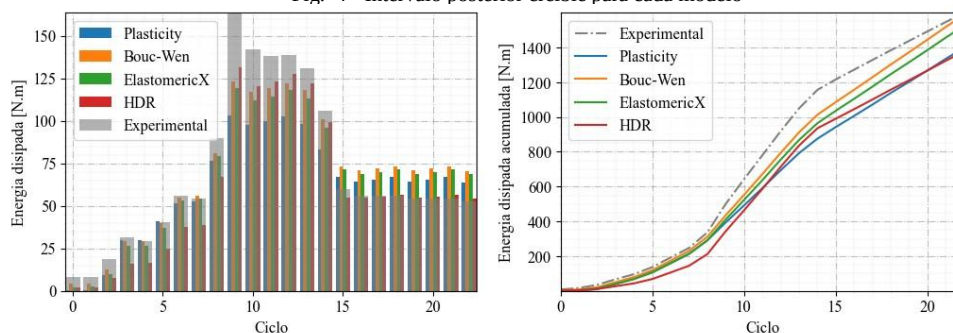


Fig. 5 - a) Energía disipada y b) Energía acumulada disipada en cada ciclo

La Figura 5a presenta la energía disipada por ciclo, mientras que la Figura 5b muestra la energía disipada acumulada. Se observa que en los ciclos iniciales, donde la deformación es menor, los modelos se ajustan bien a los datos experimentales. Sin embargo, en los últimos ciclos, el modelo que se acerca más a la energía disipada es el de HDR, aunque es el que menos energía total disipa. Respecto a la energía disipada acumulada, se observa que el modelo de Bouc-Wen es el que mejor se ajusta.

5. Conclusión

Después de ajustar diversos modelos a los datos experimentales de los aisladores sísmicos RU-FREIs, se concluye que el modelo de Bouc-Wen ofrece la mejor representación del comportamiento observado. Este modelo captura con precisión las características de los ciclos de histéresis, incluida la forma de los lazos y la degradación de rigidez, y exhibe el mejor ajuste en la energía disipada acumulada. Aunque otros modelos como el HDR pueden aproximarse mejor en los ciclos finales, el Bouc-Wen destaca por su rendimiento general y se recomienda para la representación numérica del comportamiento sísmico de los RU-FREIs en OpenSees.

6. Referencias

- [1] D. N. Grant, G. L. Fenves, and A. S. Whittaker, Bidirectional modelling of high-damping rubber bearings, *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 8, pp. 161–185, 2004.
- [2] D. Cardone, N. Conte, A. Dall'Asta, A. Di Cesare, A. Flora, G. Leccese, A. Mossucca, F. Micozzi, F. C. Ponzo, L. Ragni, et al., Rintc project: nonlinear analyses of italian code-conforming base-isolated buildings for risk of collapse assessment, in *Proc. of COMPDYN 2017–6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 2017.

Ajuste bayesiano de modelos de atenuación sísmica para Colombia

Autores: Bayron Salazar Manrique ⁽¹⁾, Albert Ortiz Lasprilla ⁽¹⁾, Johannio Marulanda Casas ⁽¹⁾,
Mónica Arcila ⁽²⁾, Julián Montejó ⁽³⁾

¹ Grupo de Investigación en Ingeniería Sísmica, Eólica, Geotécnica y Estructural G7, Universidad del Valle.
Ciudad Universitaria Meléndez, Calle 13 # 100-00, Santiago de Cali, 760042, Colombia.

² Servicio Geológico Colombiano (SGC), Diagonal 53 N0. 34 - 53 Bogotá D.C., 111321, Colombia.

³ Investigador independiente, Pavía, Italia

Resumen

Los modelos de movimiento del terreno sirven para estimar la intensidad del movimiento generado por un terremoto en función de las propiedades de la ruptura, la trayectoria que siguen las ondas y los efectos de sitio. Estos modelos se construyen a partir de registros acelerográficos, sin embargo, en Colombia se cuenta con pocos registros de eventos de grandes magnitudes a distancias cortas, esenciales para los cálculos de amenaza y riesgo sísmico, debido a que la red nacional de acelerógrafos empezó a operar en 1993. En consecuencia, la mayoría de estudios de amenaza sísmica en el país han empleado modelos globales, construidos a partir de registros sísmicos de otros países. Este estudio propone un método de recalibración de los modelos globales a partir de datos de sismicidad locales, mediante el ajuste Bayesiano (*Bayesian Updating*), el cual permite evaluar la incertidumbre de cada parámetro que conforma el GMM, así como la incertidumbre total del modelo. Para este estudio, se usó una base de datos de movimiento fuerte proporcionada por el SGC y se evaluó la incertidumbre del modelo de Idriss (2014) para fuentes corticales y el modelo de Abrahamson et al. (2015) para fuentes de subducción interplaca del Pacífico colombiano. Los resultados muestran diferencias importantes en algunos parámetros y en las nuevas intensidades calculadas con los modelos recalibrados. Se concluyó que el ajuste Bayesiano es una herramienta útil para países que cuentan con pocos datos de sismicidad, como Colombia, y que los modelos recalibrados deben ser tenidos en cuenta para realizar cálculos de amenaza y riesgo sísmico más acordes con el contexto local.

Palabras clave: Modelos de movimiento del terreno, Amenaza sísmica, Riesgo sísmico, Ajuste Bayesiano.

Abstract

Ground Motion Models (GMMs) estimate the intensity of ground motion based on rupture properties, seismic wave paths, and site effects. These models are derived through regression analysis of seismic records. However, Colombia's seismic network only became operational in 1993, resulting in limited data for large magnitudes at short distances, which are essential for hazard and risk calculations. In consequence, most seismic hazard studies in the country have used global models, built from seismic records from other countries. To address this challenge, this study proposes calibrating global models using local data through Bayesian Updating. This approach permits the assessment of GMM parameters and quantification of model uncertainty. A database of strong ground motion provided by the Colombian Geological Survey was used to update the Idriss (2014) model for crustal earthquakes and the Abrahamson et al. (2015) model for subduction interface earthquakes along the Colombian Pacific coast. Results demonstrate significant differences between the original and updated models, impacting ground motion estimations. In conclusion, Bayesian Updating proves to be a valuable tool for regions with limited

data, like Colombia. The adoption of updated models in hazard and risk calculations should be considered in future studies to better align with local data.

Keywords: Ground Motion Models, Bayesian Updating, Seismic Hazard, Seismic Risk.

1. Introducción

En este trabajo se realizó el ajuste Bayesiano del modelo de movimiento del terreno (*Ground Motion Model-GMM*) para fuentes corticales de Idriss 2014 [1], y el modelo para la zona de subducción interplaca del Pacífico de Abrahamson et al. 2015 [2]. A continuación, se describen los modelos de movimiento del terreno analizados en este estudio.

1.1 Modelo de Idriss 2014

La forma funcional del modelo es:

$$\ln(PSA) = \alpha_1 + \alpha_2 M_W + \alpha_3 (8.5 - M_W)^2 - [\beta_1 + \beta_2 M_W] \ln(R_{rup} + 10) + \xi \ln(V_{S,30}) + \gamma R_{rup} + \varphi F \pm SE \quad (1)$$

Donde PSA es la aceleración espectral pseudo-absoluta en unidades de g , M_W es la magnitud de momento y R_{rup} es la distancia más cercana a la ruptura. $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \beta_1, \beta_2, \xi, \gamma, \varphi$ son coeficientes de regresión del modelo y F hace referencia al mecanismo focal y se toma como 1 para inverso y como 0 para strike-slip y normal. Adicionalmente, el autor definió el error estándar (standard error SE), que en este estudio se asume como equivalente a la desviación estándar total del modelo:

$$SE = 1.18 + 0.035 \ln(T) - 0.06 M_W \quad (2)$$

Donde T es el periodo espectral considerado. Por sugerencias del autor, el modelo debería restringirse a M_W mayores o iguales a 5.0, R_{rup} de hasta 150 km y $V_{S,30}$ mayores a 450 m/s, debido a que no incluye el comportamiento no lineal característico de los suelos blandos.

1.2 Modelo de Abrahamson et al. 2015

La forma funcional del modelo es:

$$\begin{aligned} \ln(Sa) = & \theta_1 + \theta_4 \Delta C_1 \\ & + (\theta_2 + \theta_3 (M_W - 7.8)) \ln(R_{rup} + C_4 \exp(\theta_9 (M_W - 6))) + \theta_6 R_{rup} + f_{mag}(M_W) \\ & + f_{FABA}(R_{rup}) + f_{site}(PGA_{1100}, V_{S,30}) \end{aligned} \quad (3)$$

Donde Sa es la aceleración espectral en g , y θ son los coeficientes de regresión. f_{FABA} hace referencia al paso de las ondas sísmicas sobre un arco volcánico y solo se aplica para *Backarc*. El término de escalado de magnitud es:

$$f_{mag}(M_w) = \begin{cases} \theta_4(M_w - (C_1 + \Delta C_1)) + \theta_{13}(10 - M_w)^2 & \text{para } M_w \leq C_1 + \Delta C_1 \\ \theta_5(M_w - (C_1 + \Delta C_1)) + \theta_{13}(10 - M_w)^2 & \text{para } M_w > C_1 + \Delta C_1 \end{cases} \quad (4.a)$$

Y el término de efectos de sitio es:

$$f_{site}(PGA_{1000}, V_{S,30}) = \begin{cases} \theta_{12} \ln\left(\frac{V_S^*}{V_{lin}}\right) - b \ln(PGA_{1000} + c) + b \ln(PGA_{1000} + c \left(\left(\frac{V_S^*}{V_{lin}}\right)^n\right)) & \text{for } V_{S,30} < V_{lin} \\ \theta_{12} \ln\left(\frac{V_S^*}{V_{lin}}\right) - b \ln\left(\frac{V_S^*}{V_{lin}}\right) & \text{for } V_{S,30} \geq V_{lin} \end{cases} \quad (4.b)$$

Donde PGA_{1000} es el PGA calculado para $V_{S,30} = 1000$ m/s y

$$V_S^* = \begin{cases} 1000 & \text{for } V_{S,30} > 1000 \text{ m/s} \\ V_{S,30} & \text{for } V_{S,30} \leq 1000 \text{ m/s} \end{cases} \quad (4.c)$$

En el modelo de Abrahamson et al. 2015 la desviación estándar total del modelo es 0.74 para todos los periodos espectrales. Para la construcción de este modelo, los autores restringieron el análisis a terremotos con valores M_w entre 6.0 y 8.4, y distancias de hasta 300 km.

1.3 Base de datos de movimiento fuerte

El Servicio Geológico Colombiano proporcionó la base de datos de movimiento fuerte para fuentes corticales, la cual consiste en 4625 registros en las tres direcciones, tomados en 157 estaciones y asociados a 129 eventos sísmicos con magnitudes entre 3.8 y 7.0 y profundidades hipocentrales con valores promedio de 14 km y máximo de 60 km. El mecanismo focal más común fue el strike-slip. La base de datos final contiene eventos registrados entre 1994 y 2024, la primera versión de la base de datos sirvió como insumo para el Modelo Nacional de Amenaza Sísmica de Colombia [3], y fue actualizada para el desarrollo de GMMs para el norte de Sudamérica [4],[5],[6]. La base de datos para sismos de subducción interplaca contiene 1001 registros triaxiales, en los cuales predominan los mecanismos normal y strike-slip. A continuación, se listan los criterios de selección y filtrado:

- Solo se consideraron eventos con $M_w \geq 4.5$, esto con el fin de que el mecanismo focal del evento estuviera bien definido.
- Registros con $PGA \leq 1 * 10^{-5} g$ no fueron tenidos en cuenta, pues valores menores a este límite carecen de importancia ingenieril.
- Las distancias de ruptura R_{rup} mayores a 350 km fueron descartadas de la base de datos por la misma razón que el punto anterior.
- Siguiendo la sugerencia de Chiou et al. 2008 [7] la frecuencia mínima utilizable de cada registro (minimum usable frequency) se estableció como 1.25 veces el límite inferior de la frecuencia utilizada en el filtro pasa altas.

La base de datos final que se usó para el Bayesian Updating del modelo de Idriss 2014 consta de 47 eventos con 487 registros, todos con mecanismo focal strike-slip. La base de datos de sismos de subducción interplaca consta de 33 eventos y 232 registros, y se siguió un criterio similar, excepto que se seleccionaron registros con $PGA \geq 1 \times 10^{-4} g$, sin discriminar el mecanismo focal.

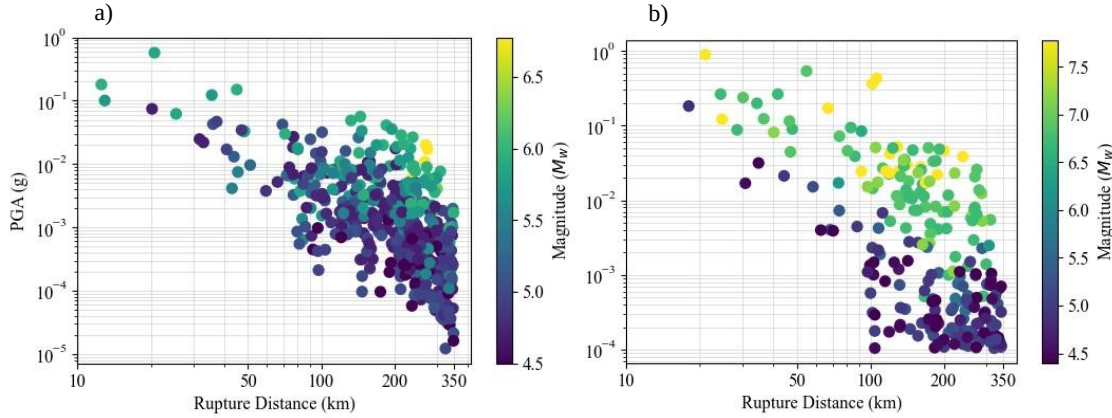


Figura 1. Base de datos de entrenamiento para Bayesian Updating. a) base de datos de eventos corticales, b) datos de eventos de subducción interplaca.

2. Metodología

El teorema de Bayes se puede expresar como:

$$P(\theta|D, M) = \frac{P(D|\theta, M)P(\theta)}{P(D)} \quad (5)$$

Donde $P(\theta|D)$ es la distribución posterior de los parámetros, es decir, la probabilidad de un modelo θ dados los datos D . El término $P(D|\theta)$ es la probabilidad de los datos observados dado un modelo θ , y se conoce como *likelihood function*. Esta función representa el conocimiento que se tiene acerca de la relación entre el modelo y los datos observados. El término $P(\theta)$ es conocido como *prior function* y hace referencia al conocimiento previo que se tiene de los parámetros del modelo. Como se desprende de la Ec. (5), la distribución posterior es sensible a la forma como se defina la *prior function*. Por esta razón, siempre se han generado debates acerca del sesgo que las funciones prior pueden ejercer sobre los resultados finales [8]. Una forma de evitar este sesgo es definir las *priors* como distribuciones uniformes, planas o no informadas de probabilidad en un rango amplio de valores de acuerdo con lo que se conozca a partir de la literatura sobre el fenómeno estudiado. Esto implica un desafío computacional importante [9], el cual se puede sortear usando *priors* conjugadas (*conjugate priors*). Por ejemplo, la conjugada de la distribución normal es ella misma, de modo que si se definen la *prior* y la *likelihood function* como distribuciones normales, la distribución posterior también será normal. En este estudio las distribuciones *prior* fueron definidas como se observa en la Ec. (6):

$$P(\theta_k) \sim \mathcal{N}(\theta_{k,GMM}, 0.5|\theta_{k,GMM}|) \quad (6)$$

Donde $\theta_{k,GMM}$ es el valor del parámetro k del GMM registrado en la literatura. De acuerdo con pruebas consecutivas, una desviación estándar equivalente a un coeficiente de variación de 50 es suficiente para garantizar que $P(\theta_k)$ no sesga el resultado de las distribuciones posteriores. Algunos parámetros deben tener un CV menor en la *prior*, para evitar resultados incoherentes en el modelo recalibrado.

Por ejemplo, el parámetro γ en el modelo de Idriss Ec. (1) y θ_6 en el modelo de Abrahamson, Ec. (3), a los cuales se les asignó $CV=10$. Posteriormente, se define la *likelihood function*:

$$P(D|\theta) \sim \mathcal{N}(\mu, \sigma) \quad (7)$$

Donde μ es el logaritmo natural del parámetro de intensidad que predice el modelo. En el modelo de Idriss, por ejemplo, $\mu = \ln(PSA)$ de acuerdo con la Ec. (1) y la *prior* de σ se define mediante la Ec. (6).

3. Resultados

Se utilizó la librería PyMC de Python [10] para crear los modelos y realizar el muestreo de las distribuciones posteriores. Se utilizó el *Sequential Monte Carlo Based Sampling*, con 4 cadenas, cada una con 10.000 muestras. En la Tabla 1 se observa que el estadístico Gelman-Rubin en la columna $\hat{R}$ es igual a 1.0 dando a entender que la simulación de las muestras concluyó con éxito. El coeficiente de variación se calculó así:

$$CV = \frac{\text{Desviación estándar}}{\text{Media}} \times 100 \quad (8)$$

La Tabla 1 muestra que el parámetro ξ asociado al efecto de sitio en el modelo de Idriss 2014 presenta el mayor CV, es decir, allí se concentra gran parte de la incertidumbre del modelo. Todos los parámetros posteriores de la Tabla 1 tienen una distribución normal, por esta razón, el valor de máxima probabilidad (*Maximum A Posteriori MAP*) corresponde al valor de la media de la distribución posterior. El valor previo es una constante, reportada por los autores de los modelos. En el modelo de Abrahamson, se prescindió del parámetro Δ en la Ec (4-a) pues el ajuste Bayesiano proporciona una distribución de probabilidad para C1, lo cual hace innecesario utilizar el parámetro Δ .

Tabla 1. Resultados del ajuste Bayesiano para el modelo de Idriss (2014) y Abrahamson et al. (2015) con datos locales de PGA.

Modelo	Parámetro	Valor previo	Media del valor posterior (MAP)	Desviación estándar posterior	CV	$\hat{R}$
Idriss (2014)	α_1	7.0887	1.998	0.987	49	1.0
	α_2	0.2058	0.186	0.100	54	1.0
	α_3	0.0589	0.064	0.027	42	1.0
	β_1	2.9935	3.467	0.237	7	1.0
	β_2	-0.2287	-0.335	0.041	12	1.0
	ξ	-0.854	-0.089	0.104	116	1.0
	γ	-0.0027	-0.003	0.000	10	1.0
	σ	0.690	1.131	0.037	3	1.0
Abrahamson et al. (2015)	b	-1.186	-1.269	0.424	33	1.0
	C1	7.8	7.74	0.486	6	1.0
	C4	10	9.759	0.994	10	1.0
	n	1.180	1.169	0.116	10	1.0
	c	1.880	1.886	0.187	10	1.0
	θ_1	4.2203	5.651	0.841	15	1.0
	θ_2	-1.350	-1.771	0.143	9	1.0
	θ_3	0.1	0.085	0.039	46	1.0
	θ_4	0.9	0.840	0.213	25	1.0

	θ_6	-0.0012	-0.001	0.001	10	1.0
	θ_9	0.4	0.360	0.175	49	1.0
	θ_{12}	0.980	0.916	0.445	49	1.0
	θ_{13}	-0.0135	-0.012	0.007	55	1.0
	σ	0.74	0.990	0.047	5	1.0

Utilizando las distribuciones posteriores de cada parámetro se construyó un modelo con los valores más probables, es decir con los valores de la media en este caso, y se graficaron las predicciones de la mediana (línea negra en Fig. 2) del modelo actualizado para un sismo cortical de magnitud 6.2 (Modelo de Idriss) y un sismo de subducción de magnitud 7.0 (Modelo de Abrahamson). La región gris corresponde a simulaciones usando las distribuciones posteriores del parámetro para un intervalo de $\pm 2\sigma$ donde σ corresponde a la desviación estándar total obtenida con el ajuste bayesiano.

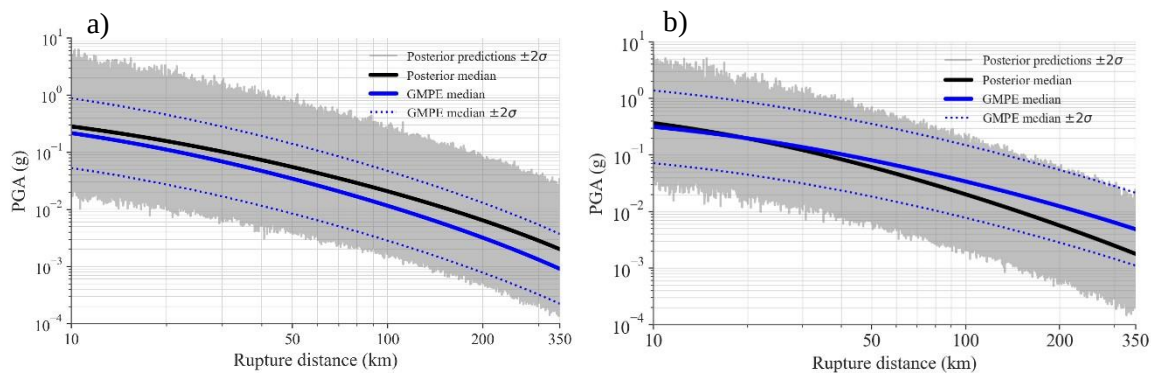


Figura 2. a) Modelo de Idriss 2014 con sismo cortical de magnitud 6.2. El PGA se calculó en roca ($V_{s,30}=600$ m/s). b) Modelo de Abrahamson et al. 2015 con sismo de subducción interplaca de magnitud 7.0, PGA en roca.

Se observa que para el modelo de Idriss 2014 (Fig. 2-a) las predicciones de la mediana del modelo ajustado son superiores a las del modelo original, tanto en distancias cortas como en distancias largas. Por ejemplo, a 10 km se registra un PGA de $0.2 g$ en el modelo original, y $0.3 g$ en el modelo ajustado. En 350 km de distancia se registra un PGA aproximado de $1 \times 10^{-3} g$ en el modelo original y de $2 \times 10^{-3} g$ en el modelo ajustado. Las predicciones del modelo ajustado de Abrahamson et al. 2015 (Fig. 2-b) tienden a ser similares en distancias menores a 50 km, pero en adelante son menores. A 350 km el modelo original registra un PGA aproximado de $4.5 \times 10^{-3} g$, mientras que el modelo ajustado registra $1.8 \times 10^{-3} g$.

4. Conclusiones

El ajuste Bayesiano permitió recalibrar los parámetros de los modelos de Idriss 2014 y Abrahamson et al. 2015 con datos locales de movimiento fuerte registrados principalmente por la red sismológica nacional del Servicio Geológico Colombiano [11]. Como resultado, se obtuvieron distribuciones de probabilidad de los parámetros que conforman los modelos, así como la desviación estándar total del modelo, la cual es una medida de la incertidumbre asociada a los datos y a la forma funcional del modelo. Debido a esto, las desviaciones estándar de los modelos ajustados tienden a ser mayores que las reportadas originalmente por los autores de los GMMs, quienes dividen la varianza para incluir la incertidumbre aleatoria inter e intra evento. También se demostró que es posible regionalizar modelos globales aun cuando se cuenta con bases de datos restringidas. También se demostró como el análisis

bayesiano puede ser utilizado para extrapolar modelos regionales a partir de sus formas funcionales iniciales, y como resultado, por ejemplo, se ajustó el modelo de Idriss para un rango de Vs30 fuera del rango utilizado para su definición inicial. El uso de distribuciones Prior conjugadas, es decir, distribuciones normales en las Prior y en la likelihood permitió que el algoritmo no tuviera dificultades en completar la convergencia de las simulaciones MCMC (*Monte Carlo Markov Chain*) con un costo computacional de aproximadamente 200 segundos para 10.000 muestras, utilizando una laptop con procesador 11th Gen Intel™ Core™ i5-11400H @ 2.70GHz y 32 GB de memoria RAM DDR4. En estudios posteriores se podría caracterizar la desviación estándar total del modelo ajustado mediante un análisis de residuales, de tal manera que se puedan comparar con las desviaciones estándar reportadas por los autores de los modelos de manera correcta. También se sugiere en estudios futuros realizar ajustes de varios modelos ampliamente usados en el contexto colombiano para los diferentes tipos de fuentes y realizar comparaciones mediante algoritmos bayesianos con métodos de Model Selection como el Watanabe-Akaike Information Criterion (WAIC) o el Leave One-Out Cross Validation (LOO). Este trabajo permitiría entender el manejo de las incertidumbres epistémicas y aleatorias asociadas a los GMMs en la modelación de amenaza sísmica a partir de datos locales.

5. Referencias

- [1] Idriss, I. M. (2014). An NGA-West2 Empirical Model for Estimating the Horizontal Spectral Values Generated by Shallow Crustal Earthquakes. *Earthquake Spectra*, Volume 30, No. 3, pages 1155–1177. <https://doi.org/10.1193/070613EQS195M>
- [2] Abrahamson N, Gregor N, Addo K. (2016). BC Hydro Ground Motion Prediction Equations for Subduction Earthquakes. *Earthquake Spectra*, 32(1):23–44. doi:10.1193/051712EQS188MR
- [3] Arcila, M., García, J., Montejó, J., Eraso, J., Valcarcel, J., Mora, M., Viganò, D., Pagani, M. and Díaz, F. (2020). Modelo nacional de amenaza sísmica para Colombia. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano y Fundación Global Earthquake Model. <https://doi.org/10.32685/9789585279469>
- [4] Arteta CA, Pajaro CA, Mercado V, Montejó J, Arcila M, Abrahamson NA. Ground-motion model for subduction earthquakes in northern South America. *Earthquake Spectra*. 2021;37(4):2419–2452. <https://doi.org/10.1177/87552930211027585>
- [5] Carlos A. Arteta, Cesar A. Pajaro, Vicente Mercado, Julián Montejó, Mónica Arcila, Norman A. Abrahamson; Ground Motion Model (GMM) for Crustal Earthquakes in Northern South America (NoSAM Crustal GMM). *Bulletin of the Seismological Society of America* 2023; 113 (1): 186–203. doi: <https://doi.org/10.1785/0120220168>
- [6] Pajaro, C.A., Arteta, C.A., Mercado, V. et al. Partially non-ergodic ground motion model for the Bucaramanga seismic nest in Northern South America (NoSAM Nest GMM). *Bull Earthquake Eng* (2024). <https://doi.org/10.1007/s10518-024-01898-w>
- [7] Chiou, B., R. Darragh, N. Gregor, and W. Silva (2008). NGA project strong-motion database, *Earthquake Spectra*, 24, no. 1, 23–44.
- [8] Martin, O. (2018). *Bayesian Analysis with Python*, 2nd Ed., Birmingham, UK: Packt Publishing Ltd.
- [9] Shahidzadeh, M. S., & Yazdani, A. (2017). A Bayesian Updating Applied to Earthquake Ground-Motion Prediction Equations for Iran. *Journal of Earthquake Engineering*, 21(2), 290–324. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1158754>
- [10] Abril-Pla O, Andreani V, Carroll C, Dong L, Fannesbeck CJ, Kochurov M, Kumar R, Lao J, Luhmann CC, Martin OA, Osthege M, Vieira R, Wiecki T, Zinkov R. (2023). PyMC: A Modern and Comprehensive Probabilistic Programming Framework in Python. *PeerJ Computer Science*, 9:e1516 <https://doi.org/10.7717/peerj-cs.1516>
- [11] Servicio Geológico Colombiano. (1993). Red Sismologica Nacional de Colombia [Data set]. International Federation of Digital Seismograph Networks. <https://doi.org/10.7914/SN/CM>

Cómo citar: B. Salazar Manrique, A. Ortiz Lasprilla, J. Marulanda-Casas, M. Arcila, y J. Montejó, «Ajuste bayesiano de modelos de atenuación sísmica para Colombia», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 31–37. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Optimal structural design of power transmission tower using multiobjective metaheuristic algorithms

Autores: Luis Niño-Álvarez ⁽¹⁾, Jeffrey Guevara-Corzo ⁽¹⁾ Óscar Javier Begambre-Carrillo ⁽¹⁾

¹ Universidad Industrial de Santander, Escuela de Ingeniería Civil. Carrera 27 calle 9
Bucaramanga, 680002, Colombia.

Resumen

El diseño óptimo de estructuras, visto desde una perspectiva multiobjetivo, plantea un desafío significativo en ingeniería. Esto se debe a la complejidad del problema, que requiere tener en cuenta múltiples variables de diseño, funciones objetivo y restricciones. En este estudio, se exploran tres algoritmos metaheurísticos multiobjetivo: NSGA II, MOPSO y AMOGA, aplicados al diseño óptimo estructural. La evaluación se realiza en una variedad de escenarios, incluyendo problemas de referencia utilizados por diversos autores, así como problemas estructurales de pequeña escala y un caso real de diseño de una torre de transmisión, en conformidad con las directrices ASCE 74-09 y ASCE 10-15. Para el caso de la torre de transmisión, se considera un espacio de búsqueda discreto compuesto por perfiles de acero en L disponibles en el mercado colombiano, la minimización simultánea del peso y la energía de deformación de la torre. La evaluación del desempeño de los algoritmos se realiza mediante el criterio de hipervolumen y la prueba de Wilcoxon, teniendo en cuenta también los tiempos de cómputo. En la optimización de armaduras de pequeña escala, los tres algoritmos muestran una convergencia y diversidad comparables y satisfactorias. Es importante destacar que NSGA-II sobresale en los problemas de referencia, mientras que AMOSA exhibe una convergencia superior a MOPSO y NSGA II en el diseño de la torre. Finalmente, el MOPSO resalta como el más rápido en términos de tiempo de ejecución, seguido por NSGA-II y el AMOSA.

Palabras clave: Diseño de torre de transmisión de energía; optimización multiobjetivo; algoritmos metaheurísticos; NSGA-II; MOPSO; AMOSA.

Abstract

The optimal design of structures, viewed from a multi-objective perspective, presents a significant challenge in engineering. This complexity arises from the need to consider multiple design variables, objective functions, and constraints. This study explores three multi-objective metaheuristic algorithms: NSGA II, MOPSO, and AMOSA, applied to structural optimal design. Evaluation is conducted across various scenarios, encompassing benchmark problems utilized by multiple authors, small-scale structural problems, and a real-world case study involving the design of a transmission tower, adhering to ASCE 74-09 and ASCE 10-15 guidelines. For the transmission tower case, a discrete search space comprising L-shaped steel profiles available in the Colombian market is considered, aiming to simultaneously minimize tower weight and deformation energy. The performance of the algorithms is evaluated using the hypervolume criterion and the Wilcoxon test, with consideration also given to the computational times. In the context of small-scale truss optimization, the three algorithms demonstrate comparable and satisfactory convergence and diversity. Notably, NSGA-II excels in benchmark problems, whereas AMOSA exhibits superior convergence to MOPSO and NSGA II in tower design. In conclusion, MOPSO is the fastest in terms of execution time, followed by NSGA-II and AMOSA.

Keywords: Power transmission tower design; multiobjective optimization; metaheuristic algorithms; NSGA-II; MOPSO; AMOSA.

1. Introducción

Abordar los desafíos del diseño óptimo de estructuras constituye un reto en ingeniería, dada la complejidad inherente al problema. Este implica la gestión de una amplia gama de variables, representadas por los elementos estructurales, así como la conciliación de múltiples objetivos, que suelen entrar en conflicto, y numerosas restricciones de diseño (problema de gran escala) [1, 2]. Para enfrentarlo con éxito, se requiere no solo una sólida experiencia en diseño estructural, sino también la habilidad y el conocimiento para seleccionar y aplicar algoritmos de optimización capaces de encontrar soluciones óptimas en un tiempo razonable y con recursos computacionales moderados. En los últimos años, se ha dado un notable aumento en el desarrollo y aplicación de algoritmos metaheurísticos de optimización multiobjetivo en diversas áreas de la ingeniería y las ciencias. [3, 4, 5].

Lamentablemente, a pesar del aumento la y variedad de estos algoritmos, su aplicación y uso en el diseño óptimo de estructuras civiles o problemas cercanos a escenarios reales sigue siendo limitada. Autores como Zavala et al. [6] aplicaron algoritmos metaheurísticos de estructuras civiles, presentando un caso de puente atirantado. Cao et al. [1] se extendió la aplicación de los algoritmos metaheurísticos en estructuras de gran escala, presentando la optimización de un puente colgante, así como Cao et al y Tejani et al. una torre articulada de gran altura [1, 3]. Sin embargo, estos enfoques pueden resultar limitados al no abordar restricciones normativas o no utilizar espacios de búsqueda discreta, lo que dificulta las comparaciones en un contexto real de diseño. Adicionalmente, se ha aplicado los algoritmos Firefly Algorithm [7], Cellular Automata [8] y Heat Transfer Search [5] para la optimización del tamaño y la topología de estructuras de celosía de forma exitosa, sin embargo, su aplicación se ha limitado a casos con un número reducido de elementos estructurales.

En este contexto, este trabajo hace una evaluación exhaustiva de algunos de los algoritmos metaheurísticos más populares en problemas de prueba tipo benchmark y específicos de optimización estructural. Entre los algoritmos evaluados se encuentran el Non-Dominated Sorting Genetic Algorithm II [9], Multiobjective Particle Swarm Optimization [10] y Archived Multiobjective Simulated Annealing [11]. La evaluación se llevó a cabo utilizando diez problemas diferentes, que incluyen funciones tipo benchmark con restricciones, problemas de optimización estructural de cerchas con restricciones y un problema de optimización de tamaño de una torre de transmisión real. Los parámetros que controlan cada algoritmo son los recomendados originalmente por sus autores. En los problemas de optimización estructural (de armaduras), se buscó minimizar el peso y la energía de deformación. adicionalmente, para el problema de optimización de la torre, se consideró un espacio de búsqueda discreto compuesto por perfiles estructurales en L disponibles en el mercado colombiano y las normativas ASCE 74-09 [12] y ASCE 10-15 [13]. Finalmente, el desempeño de los algoritmos se evaluó utilizando métricas como el tiempo de cómputo, el hipervolumen [14] y la prueba de Wilcoxon [15]

2. Metodología

El diseño de armaduras de acero es un proceso complejo que implica definir la geometría y sus secciones transversales para cumplir con objetivos de diseño y restricciones normativas. Este desafío puede abordarse como un problema de optimización multiobjetivo, donde se busca encontrar las soluciones óptimas para objetivos en conflicto, representadas en un frente de Pareto (soluciones Pareto-óptimas). De este conjunto, se selecciona la solución preferida. Esta metodología proporciona ventajas significativas al permitir al diseñador evaluar las implicaciones de sus decisiones en todos los objetivos relevantes. Para calcular el frente de Pareto, se emplean

tanto métodos clásicos como algoritmos metaheurísticos, siendo este último el enfoque principal de este trabajo. En el ámbito de la Optimización Estructural, la optimización multiobjetivo se utiliza para tomar decisiones de diseño, identificando la mejor opción entre múltiples alternativas. En este contexto, el problema de optimización estructural multiobjetivo se puede formular de la siguiente manera:

$$\text{Min } F(x) = f_m(x), \quad m = 1, 2, \dots, M \quad (1)$$

Sujeto a las restricciones.

$$\begin{aligned} g_j(x) &\geq 0, & j &= 1, 2, \dots, J \\ h_k(x) &= 0, & k &= 1, 2, \dots, K \\ x_i^{(L)} &\leq x_i \leq x_i^{(U)}, & i &= 1, 2, \dots, N, \end{aligned} \quad (2)$$

Siendo $F(x) = f_m(x) = [f_1(x), f_2(x), \dots, f_m(x)]$, un vector de m-funciones objetivo; $x = (x_1, x_2, \dots, x_n)$, el vector de búsqueda que contiene las n-variables de decisión (o diseño) utilizadas; $g_j(x)$, son las j-funciones-restricciones de desigualdad; $h_k(x)$, son las k-funciones-restricciones de igualdad y finalmente $x_i^{(L)}$ y $x_i^{(U)}$, con las condiciones de contorno que restringen las variables de decisión x_i . En un contexto de optimización estructural, se busca optimizar un conjunto de funciones objetivo $f_m(x)$, que abarcan criterios como el costo de construcción, el peso o la energía de deformación. Además, se deben cumplir restricciones $g_j(x)$ y $h_k(x)$ al obtener la solución del problema. Las variables de diseño x_i representan los recursos a utilizar y pueden influir en la forma, topología y geometría de la estructura. Dado que no hay una solución única para todas las funciones objetivo en los problemas de optimización multiobjetivo, se obtiene un conjunto de soluciones óptimas todas igualmente validas, conocido como conjunto de Pareto.

2.1. Algoritmos metaheurísticos

Los algoritmos seleccionados para este estudio son: el NSGA-II (Non-dominated Sorting Genetic Algorithm II) [9], MOPSO (Multi-Objective Particle Swarm Optimization) [10] y AMOSA (Archive-based Multi-Objective Simulated Annealing) [11]. El NSGA-II es un algoritmo genético que busca soluciones óptimas en el espacio de soluciones multiobjetivo. Utiliza un método de clasificación no dominado para identificar soluciones no dominadas, permitiendo mantener la diversidad de soluciones en el frente de Pareto. Sus fortalezas incluyen su eficiencia en la convergencia hacia el frente de Pareto y su capacidad para manejar problemas complejos con múltiples objetivos. Sin embargo, NSGA-II puede tener dificultades para lidiar con problemas de alta dimensionalidad y para encontrar soluciones cercanas al frente de Pareto cuando hay una convergencia prematura. El MOPSO se basa en el algoritmo de optimización de enjambre de partículas y busca soluciones en el espacio de búsqueda multiobjetivo. Las partículas en el enjambre representan posibles soluciones, y se actualizan de acuerdo con el rendimiento en múltiples objetivos. Una de las fortalezas de MOPSO es su capacidad para explorar eficientemente el espacio de soluciones y encontrar soluciones bien distribuidas en el frente de Pareto. Sin embargo, MOPSO puede tener dificultades para encontrar soluciones óptimas en problemas con frentes de Pareto complejos y discontinuos. Finalmente, el AMOSA es un algoritmo que combina la búsqueda local de Simulated Annealing con un enfoque de archivo para mantener y actualizar soluciones no dominadas. Su principal ventaja radica en su capacidad para explorar eficazmente el espacio de soluciones y encontrar soluciones de alta calidad en problemas con frentes de Pareto complejos. Sin embargo, AMOSA puede ser computacionalmente costoso en problemas de

alta dimensionalidad y puede requerir una configuración cuidadosa de parámetros para un rendimiento óptimo.

2.2. Métricas de desempeño

La evaluación del rendimiento de los algoritmos se basó en tres criterios: el costo computacional, la convergencia, que implica minimizar la distancia entre el frente de Pareto calculado y el real, y la diversidad, que es maximizar el número de soluciones encontradas y su distancia a lo largo del Pareto. Para lograrlo, se registró el tiempo de cómputo y se aplicaron el criterio del hipervolumen y el test de Wilcoxon para analizar los resultados. A fin de garantizar una evaluación coherente del rendimiento de los algoritmos, se ejecutaron los problemas planteados en cinco ocasiones para obtener métricas confiables.

El hipervolumen es una métrica utilizada para evaluar la calidad (convergencia y diversidad) de un frente de Pareto en problemas de optimización multiobjetivo. Representa el volumen del espacio de objetivos que está dominado por las soluciones del frente de Pareto en comparación con un punto de referencia. El hipervolumen se calcula tomando un punto de referencia (por lo general, el punto más alto en cada objetivo) y calculando el volumen del espacio que está dominado por las soluciones del frente de Pareto en relación con este punto de referencia. Cuanto mayor sea el hipervolumen, mejor será la calidad del frente de Pareto, ya que indica que el conjunto de soluciones cubre una gran cantidad de espacio objetivo no dominado.

Por otro lado, la prueba de suma de rangos de Wilcoxon (o Test de Wilcoxon) es una prueba no paramétrica para comparar poblaciones o muestras, presentada por Frank Wilcoxon [15]. Para la evaluación de convergencia y diversidad de un algoritmo, las poblaciones de entrada a comparar corresponden a los valores de cada frente de Pareto generado para establecer estadísticamente qué algoritmo es mejor o peor según la métrica de rendimiento. Una convención adoptada para presentar los resultados de las pruebas es la siguiente: ($\leftarrow$) el algoritmo de la columna es estadísticamente mejor que el de la fila, ($\uparrow$) el algoritmo de la fila es estadísticamente mejor que el de la columna, (-) estadísticamente no hay diferencia o no hay resultados consistentes.

2.3. Problemas de tipo benchmark y modelo de torre de transmisión de energía

Los algoritmos seleccionados, fueron sometidos a diez problemas de optimización multiobjetivo, que incluían seis casos de funciones benchmark matemáticas con múltiples restricciones, tres pruebas benchmark de optimización estructural de pocas variables y un caso de optimización estructural real. Los problemas matemáticos corresponden a los ejemplos propuestos por Deb. [16], como Constr-Ex, SRN, TNK, BNH, OSY y el problema de la viga soldada, todos caracterizados por tener dos funciones objetivo, numerosas restricciones y frentes de Pareto complejos. Para los problemas de optimización estructural, se emplearon tres estructuras propuestas por Li et al. [17] (ver Fig 1), que originalmente se presentaron como problemas de un solo objetivo y se extendieron a dos objetivos al considerar el peso de la estructura y la energía de deformación con las ecuaciones.

$$f_1 = W = \sum_{i=1}^m \gamma A_i L_i \quad (3)$$

$$f_2 = E_s = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^m \sigma_i \varepsilon_i A_i L_i \quad (4)$$

Siendo γ , el peso específico del acero; A , el área de la sección transversal del elemento estructural; L , la longitud del elemento; σ , el esfuerzo al que esta sometido el elemento y finalmente; ε , la deformación unitaria del elemento.

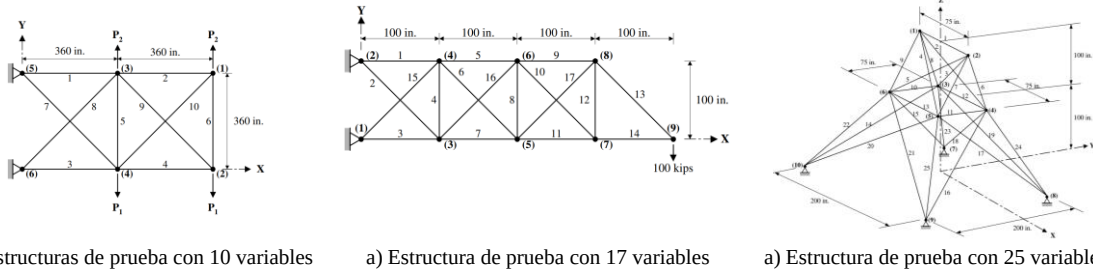


Fig 1 Estructura benchmark usadas para optimización estructural multiobjetivo

Finalmente, en el problema de optimización real, se consideró una torre de transmisión. Para este, se consideraron las normativas ASCE 10-15 y ASCE 74-09 que definen las cargas y las restricciones de diseño. Se utilizó un espacio de búsqueda discreto que consistía en secciones de acero estructural tipo L disponibles en Colombia, con el peso y la energía de deformación como funciones objetivo. Se propusieron tres modelos diferentes para este caso en particular: a) el primer modelo consideraba cada elemento de la estructura como una variable de diseño, lo que resultaba en un problema con 602 variables; b) el segundo modelo agrupaba las variables según la configuración modular y el tipo de elemento, generando un problema con 31 variables; c) el tercer modelo agrupaba las variables en tres secciones (baja, media y alta) y el tipo de elemento, lo que resultaba en un problema con 7 variables.

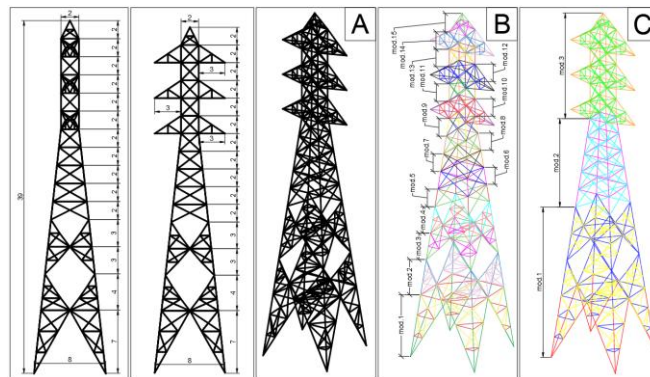


Fig 2 Torre de transmisión eléctrica de 115 kV con dimensiones en metros; A) modelo de 602 variables; B) modelo de 31 variables; C) modelo de 7 variables

3. Análisis de resultados

3.1. Resultados de problemas benchmark matemáticos.

En general, los tres algoritmos exhiben un rendimiento comparativamente similar en todas las instancias evaluadas, con NSGA-II mostrando una leve superioridad seguido de AMOSA y MOPSO (ver Fig 1 y la Tabla 1). AMOSA solo enfrenta dificultades notables en la función TNK, mientras que en las demás funciones su desempeño es comparable al de NSGA-II y MOPSO. Respecto al problema OSY, que implica más variables y restricciones que los casos anteriores, los tres algoritmos demuestran una convergencia satisfactoria, destacándose

AMOSA y NSGA-II por su mayor diversidad en comparación con MOPSO. En cuanto al problema de diseño de vigas soldadas, que comparte similitudes con los casos de optimización estructural discutidos, todos los algoritmos producen soluciones que se aproximan al frente óptimo de Pareto. El tiempo de ejecución de cada algoritmo varía entre 9 y 20 segundos, indicando que las restricciones no influyen significativamente en el proceso de optimización y que los resultados pueden obtenerse rápidamente. Además, los valores HV muestran que NSGA-II es ligeramente superior en los problemas CONSTR-EX y BNH, mientras que AMOSA sobresale en SRN. En el problema TNK, MOPSO tiene un rendimiento ligeramente superior, mientras que AMOSA enfrenta dificultades debido a la concentración de soluciones en un único punto. Para OSY, AMOSA destaca con un valor HV más alto, y en el caso de las vigas soldadas, los tres algoritmos muestran resultados similares, con una ligera ventaja para NSGA-II. En resumen, los algoritmos exhiben convergencia y diversidad comparables en general.

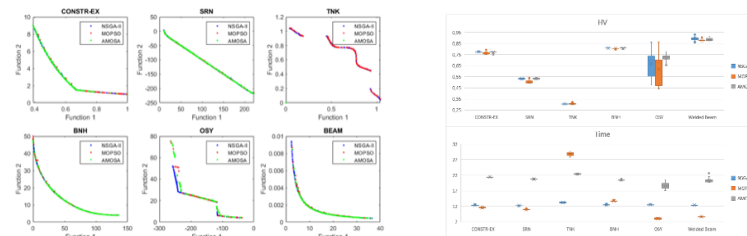


Fig 3 Frentes de pareto, hipervolumen y tiempos de computo en segundos de las funciones benchmark matematicas con restricciones.

Tabla 1 Test de Wilcoxon basado en el hipervolumen de las funciones benchmark matematicas con restricciones.

Algorithm	CONSTR-EX		SRN		TNK	
	MOPSO	AMOSA	MOPSO	AMOSA	MOPSO	AMOSA
NSGA-II	↑	↑	↑	↑	←	-
MOPSO		←		←		-
Algorithm	BNH		OSY		WBEAM	
	MOPSO	AMOSA	MOPSO	AMOSA	MOPSO	AMOSA
NSGA-II	↑	↑	↑	←	↑	↑
MOPSO		←		←		←

3.2. Resultados de los problemas benchmark estructurales

En cuanto al rendimiento basado en el hipervolumen y el test de Wilcoxon (ver Fig 4 y Tabla 2), AMOSA destaca como el mejor para la estructura de 10 elementos. Sin embargo, para la estructura de 17 elementos, MOPSO muestra el menor tiempo de cálculo, aunque sus resultados son inferiores a los de NSGA-II y AMOSA en términos de hipervolumen. Para la estructura de 25 elementos, MOPSO y NSGA-II se destacan según el valor del hipervolumen, mientras que AMOSA muestra el peor rendimiento en este aspecto. A pesar de esto, el frente de Pareto de AMOSA tiende a dominar sobre los de MOPSO y NSGA-II, a pesar de tener un hipervolumen más bajo. Adicionalmente, se observa una diferencia en el costo computacional, siendo AMOSA el que más tiempo requiere, seguido de NSGA-II en un punto medio y finalmente, el MOPSO como el más rápido.

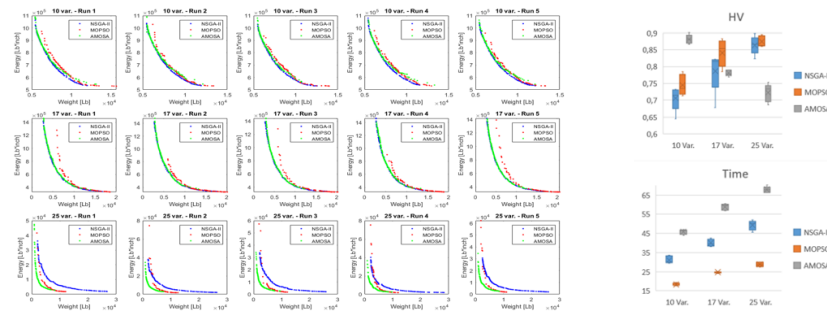


Fig 4 Frentes de Pareto, hipervolumen y tiempos de cómputo en segundos de las funciones benchmark estructurales.

Tabla 2 Test de Wilcoxon basado en el hipervolumen de las funciones benchmark estructurales

Algorithm	10 Elements		17 Elements		25 Elements	
	MOPSO	AMOSA	MOPSO	AMOSA	MOPSO	AMOSA
NSGA-II	↑	←	↑	↑	↑	←
MOPSO		←		←		←

3.3. Resultados de la optimización de la torre de transmisión de energía

Según los resultados de la prueba de Wilcoxon, AMOSA mostró un mejor desempeño en problemas con 32 y 7 variables, mientras que NSGA II destacó en el diseño con 602 variables. Sin embargo, en este último caso, ninguno de los algoritmos generó un frente de Pareto coherente. Para el diseño de 31 variables, AMOSA lideró con un hipervolumen medio de aproximadamente 0,85, seguido por NSGA II (0,81) y MOPSO (0,80). La Fig 5 muestra que AMOSA dominó los frentes de Pareto en todas las ejecuciones. En el diseño de siete variables, AMOSA también mostró el mejor rendimiento tanto en hipervolumen como en los frentes de Pareto, con un hipervolumen medio de 0,87, aunque los otros algoritmos obtuvieron valores similares.

El tiempo computacional se mantuvo constante para cada algoritmo independientemente del número de variables. MOPSO fue el más eficiente en términos de tiempo, con un promedio cercano a 2500 s por ejecución en todos los grupos de variables. NSGA II le siguió con tiempos entre 4500 s para siete variables y 5000 s para 602 variables, mientras que AMOSA tuvo tiempos de ejecución promedio cercanos a 7000 s para todos los casos de diseño analizados.

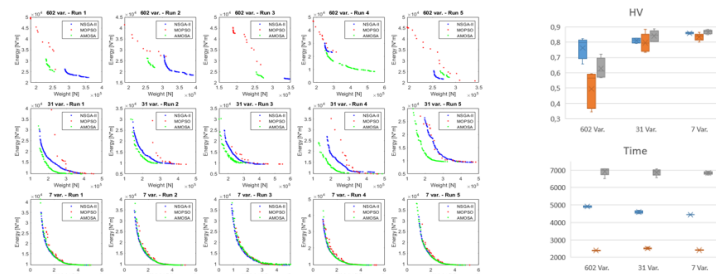


Fig 5 Frentes de Pareto, hipervolumen y tiempos de cómputo en segundos de la optimización de la torre de transmisión de energía.

Tabla 3 Test de Wilcoxon basado en el hipervolumen de la optimización de la torre de transmisión de energía.

Algorithm	602 Variables		31 Variables		7 Variables	
	MOPSO	AMOSA	MOPSO	AMOSA	MOPSO	AMOSA
NSGA-II	←	←	↑	↑	↑	↑
MOPSO		↑		↑		↑

4. Conclusiones

En la optimización de las funciones matemáticas con restricciones, los tres algoritmos mostraron resultados satisfactorios para la mayoría de los problemas estudiados, excepto para TNK, en el que el algoritmo AMOSA tuvo un bajo rendimiento, ya que quedó atrapado en un único punto desde las iteraciones iniciales, lo que le impidió acercarse a la solución real del problema.

En la optimización de armaduras de pequeña escala, los tiempos de cálculo se situaron entre 10 y 70 segundos, y los tres algoritmos probados presentaron una convergencia y diversidad de los frentes de Pareto generados adecuadas. Sin embargo, los resultados del hipervolumen variaron en comparación con el diagrama de Pareto, donde AMOSA exhibió los mejores frentes de Pareto pero con la métrica más baja, lo que resalta la importancia de contrastar esta métrica con el diagrama de frentes de Pareto para tomar decisiones de diseño coherentes.

En la optimización de la torre de transmisión eléctrica, AMOSA superó a MOPSO y NSGA II, logrando valores medios de HV de 0,85 para el problema con 31 variables y de 0,87 para el problema con siete variables. En el modelo con 602 elementos de la torre, los tres algoritmos tuvieron un HV medio inferior a 0,8, con AMOSA mostrando el segundo mejor rendimiento después de NSGA-II. Es relevante destacar que AMOSA no ha sido ampliamente utilizado para el diseño multiobjetivo de estructuras a gran escala según la revisión bibliográfica realizada. Adicionalmente la diferencia en costos computacionales es notable, siendo el MOPSO el más rápido (entre 2392 y 2508 segundos), el AMOSA el más lento (entre 6840 y 6923 segundos), y el NSGA-II en un punto medio (entre 4450 y 4916 segundos). Los tres algoritmos mantuvieron aproximadamente el mismo tiempo de cálculo independientemente de las variables utilizadas.

La aplicación de algoritmos metaheurísticos en el diseño de estructuras de cerchas de acero puede automatizar una tarea que históricamente ha sido intuitiva e iterativa, basada en la experiencia y habilidades del diseñador. Estos algoritmos pueden respaldar actividades de diseño estructural en diferentes etapas y proporcionar una amplia gama de soluciones óptimas con recursos computacionales razonables, lo que abre un vasto potencial de aplicaciones en ingeniería civil.

5. Agradecimientos

Los autores quieren agradecer a la universidad industrial de Santander (UIS) por el apoyo financiero brindado para el desarrollo de esta investigación, al grupo de investigación INME. Adicionalmente a la escuela de ingeniería civil y a la escuela de ingeniería mecánica por el soporte técnico.

6. Referencias

- [1] H. Cao, X. Qian y Y. Zhou, «Large-scale structural optimization using metaheuristic algorithms with elitism and a filter strategy,» *Structural and Multidisciplinary Optimization*, vol. 57, n° 2, pp. 799-814, 2018.
- [2] A. Kaveh y M. Ilchi Ghazaan, *Meta-heuristic Algorithms for Optimal Design of Real-Size Structures*, Springer International Publishing, 2018.
- [3] G. Tejani, N. Pholdee, S. Bureerat y S. Prayogo, «Multiobjective adaptive symbiotic organisms search for truss optimization problems,» *Knowl Based Syst*, vol. 161, n° 1, pp. 398-414, 2018.
- [4] A. Panda y S. Pani, «A Symbiotic Organisms Search algorithm with adaptive penalty function to solve multiobjective constrained optimization problems,» *Applied Soft Computing Journal*, vol. 46, pp. 344-360, 2016.
- [5] G. Tejani, S. Kumar y A. Gandomi, «Multiobjective heat transfer search algorithm for truss optimization,» *Eng Comput*, pp. 1-22, 2019.

- [6] G. Zavala, A. Nebro, F. Luna y C. Coello, «Structural design using multiobjective metaheuristics . Comparative study and application to a real-world problem,» *Structural and Multidisciplinary Optimization*, vol. 53, pp. 545-566, 2016.
- [7] L. Miguel y R. Lopez, «Multimodal size, shape, and topology optimisation of truss structures using the Firefly algorithm,» *Advances in Engineering Software*, vol. 56, pp. 23-37, 2013.
- [8] A. Faramarzi y M. Afshar, «Application of cellular automata to size and topology optimization of truss structures,» *Scientia Iranica*, vol. 19, n° 3, pp. 373-380, 2013.
- [9] K. Deb, A. Pratap, S. Agarwal y T. Meyarivan, «A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II,» *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, vol. 6, n° 2, pp. 182-197, 2002.
- [10] C. Coello Coello y M. Lechuga, «MOPSO: a proposal for multiple objective particle swarm optimization,» de *Congress on Evolutionary Computation CEC'02*, 2002.
- [11] S. Bandyopadhyay, S. Saha, U. Maulik y K. Deb, «A Simulated Annealing-Based Multiobjective Optimization Algorithm : AMOSA,» *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, vol. 12, n° 3, pp. 269-283, 2008.
- [12] ASCE, Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading - Manuals and Reports on Engineering Practice No. 74, Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers, 2009.
- [13] ASCE, Design of Latticed Steel Transmission Structures, Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers, 2015.
- [14] C. Coello Coello, G. Toscano-Pulido y M. Salazar-Lechuga, «Handling multiple objectives with particle swarm optimization,» *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, vol. 8, n° 3, pp. 256-279, 2004.
- [15] F. Wilcoxon, «Individual Comparisons by Ranking Methods,» *Biometrics Bulletin*, vol. 1, n° 6, pp. 80-83, 1945.
- [16] K. Deb, Multi-objective optimization using evolutionary algorithms, John Wiley and Sons, 2001.
- [17] L. Li, Z. Huang, F. Liu y Q. Wu, «A heuristic particle swarm optimizer for optimization of pin connected structures,» *Comput Struct*, vol. 85, n° 7, pp. 340-349, 2007.

Cómo citar: L. Niño-Álvarez, J. Guevara-Corzo, J. Marulanda-Casas, y Ó. J. Begambre-Carrillo, «Optimal structural design of power transmission tower using multiobjective metaheuristic algorithms», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 38-46. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Estudo paramétrico de modelos de vento *downburst*

Autores: Michèle Schubert Pfeil⁽¹⁾, João Paulo Guilhon de Araújo Périssé⁽²⁾, Ronaldo Carvalho Battista⁽¹⁾

¹ Eng. Civil, D.Sc., Prof. Titular, Programa de Engenharia Civil – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, Brasil.

² Eng. Civil, Brasil.

Resumo

As normas de projeto que tratam da ação de vento em estruturas, como a brasileira NBR-6123, foram desenvolvidas para ventos sinóticos originados de ciclones extratropicais. Entretanto, observa-se na comunidade de engenharia do vento, um esforço para representar nas normas de projeto os efeitos de ventos não sinóticos gerados por tormentas elétricas, como os *downbursts*, para os quais a literatura apresenta alguns modelos. O presente trabalho tem como objetivo comparar dois destes modelos, sendo um deles uma metodologia proposta para integrar a NBR-6123. A comparação é feita em termos da largura de atuação do fenômeno, parâmetro essencial para a aplicação da proposta normativa a projetos de estruturas de grande extensão horizontal, como linhas de transmissão de energia elétrica. Observou-se que os valores indicados na citada proposta são significativamente inferiores às larguras resultantes de modelos clássicos, ensejando uma revisão desse parâmetro.

Palavras chave: Vento, Downburst, largura de atuação.

Abstract

Design codes addressing wind loads in structures like the Brazilian NBR-6123 were developed on the basis of synoptic winds. Currently, an effort is identified in the literature to establish a design procedure for the effects on structures of downburst winds which are generated from thunderstorms. Classical analytical and empirical models to describe the variation in time of the wind velocity field of downbursts are taken as a starting point for codification of dynamic effects on structures. This work presents a comparison between one of these models and another that has been proposed to be included in the Brazilian code. The comparison is established in terms of the effective width of the downburst effects, which is an important parameter in the case of structures of large horizontal extension such as electrical power transmission lines. It was observed that the values indicated in the proposal are significantly lower than the widths resulting from classical models, prompting a review of this parameter.

Keywords: Wind, Downburst, effective width.

1. Introdução

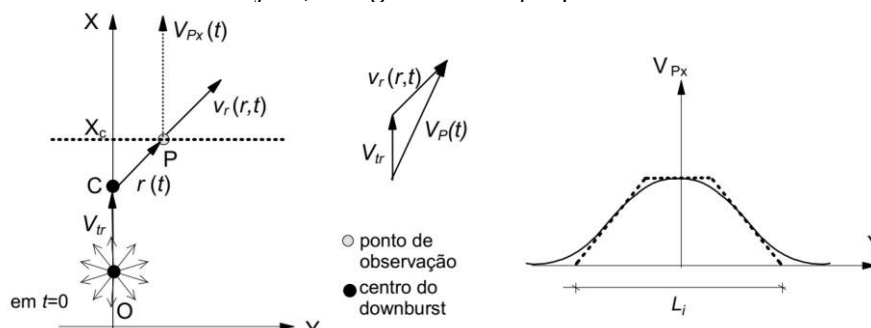
Os ventos do tipo sinótico originados por ciclones extratropicais constituem a base das normas de projeto sobre ação de vento em estruturas [1]. Em razão dos danos impostos às edificações, os ventos não sinóticos, como aqueles associados a tempestades convectivas locais (também chamadas de tormentas elétricas), têm despertado significativo interesse da comunidade de engenharia do vento [2]. Os tornados e as correntes descendentes ou *downbursts* são gerados em tormentas elétricas, as quais ocorrem frequentemente em todo o planeta. O *downburst* é muito mais frequente do que o tornado e tem sido considerado causador de danos em escala crescente em todo o tipo de edificações: edifícios, torres e linhas de transmissão [2]. No Brasil, os ventos extremos são causados por dois tipos de fenômeno meteorológico [3]: ciclones extratropicais e tempestades convectivas locais. Estas tempestades podem ocorrer de forma isolada, dando origem ao denominado *downburst* estacionário (ou isolado), em que ocorre o espalhamento radial do vento em torno do ponto de contato da corrente descendente com o solo. A combinação dos

fenômenos conduz à translação da nuvem que pode originar o *downburst*. A distinção entre *downburst* isolado e em translação foi feita inicialmente por Fujita [2].

Os *downbursts* possuem características muito distintas dos ventos sinóticos e por isso os procedimentos de cálculo presentes nas normas de projeto não são adequados para este tipo de vento. Um grande esforço pode ser observado na literatura em direção ao estabelecimento de procedimento visando a determinação da resposta dinâmica de estruturas sob a ação de vento *downburst* [4]. Destacam-se dois procedimentos: um proposto por Kwon e Kareen [5] apresentando uma versão adaptada do método do fator de rajada introduzido por Davenport [6] para vento sinótico e outro proposto por Solari [7] que aplica à ação de vento *downburst* o conceito de espectro de resposta utilizado na análise de estruturas sujeitas a sismos. Esses procedimentos se baseiam em modelos desenvolvidos a partir da identificação do vento *downburst* por Fujita [3] de forma a caracterizar o campo da componente radial da velocidade média (móvel) de vento com separação de variáveis na forma de um produto de duas funções: uma do tempo e outra da distância radial. Além disso, tem-se modelos para o perfil vertical (variação ao longo da altura) da velocidade média. Mais recentemente, o modelo de Xhelaj *et al.* [8] introduziu o conceito de combinação de 3 parcelas para compor o vetor velocidade do vento de *downburst* em translação. À velocidade do *downburst* isolado são somadas as velocidades da nuvem que origina a corrente descendente e do vento de camada limite junto à superfície em que o *downburst* está imerso.

Em consonância ao esforço no sentido de incorporar a ação de *downbursts* em normas de projeto, mais especificamente a NBR-6123, Riera [9] propõe um procedimento simplificado para caracterizar a velocidade de vento de projeto a partir de um valor conhecido da velocidade básica V_0 (velocidade média no intervalo de tempo de 3s, a 10m de altura em terreno plano e aberto, tempo de recorrência de 50 anos).

O presente trabalho apresenta uma comparação entre os modelos de Xhelaj *et al.* [8] e de Riera [9] em termos de largura de atuação do vento medida em uma linha perpendicular a uma direção radial [10]. Considerando os mesmos parâmetros iniciais para os dois modelos, determinam-se os valores de velocidade do vento ao longo da citada linha, que representa, por exemplo, uma estrutura de linha de transmissão. O intuito é determinar a extensão que o fenômeno atinge neste tipo de estrutura. A Figura 1a ilustra o eixo da estrutura na coordenada X_c e um ponto de observação P genérico sobre o mesmo. Considera-se que o *downburst* toca o solo no ponto O e que as velocidades de transporte da nuvem e a do vento de baixa altitude estão alinhadas na direção perpendicular ao eixo da estrutura (vetor resultante V_{tr} na Figura 1a), simulando a situação mais desfavorável para o projeto. No instante de tempo t , com o centro do *downburst* deslocado para o ponto C, calcula-se a velocidade V_P do vento no ponto P a 10m de altura pela soma vetorial indicada na figura, em que v_r representa a velocidade radial referente ao *downburst* isolado. A Figura 1b ilustra o gráfico em formato de sino da variação da componente X de V_P ao longo do eixo Y no instante em que ocorre a máxima velocidade. Se este formato for aproximado pelo trapézio indicado em linha tracejada, a largura de atuação pode ser definida como L_i .



(a) (b)
Figura 1. a) Velocidade do vento *downburst* no ponto de observação P; b) variação da velocidade e largura L de atuação do *downburst*.

2. Modelos abordados de campo de velocidade de vento *downburst*

No modelo de Xhelaj *et al.* [8] o vetor velocidade do vento em uma altura z acima do terreno é dado por:

$$\mathbf{v}_r + \mathbf{v}_t + \mathbf{v}_b \quad (1)$$

em que $\mathbf{v}_t$ é o vetor de velocidade de translação da nuvem afetado por funções auxiliares do tempo e da posição do ponto de observação e $\mathbf{v}_b$ é a velocidade do vento de camada limite junto à superfície de magnitude constante. O módulo da velocidade radial $\mathbf{v}_r$ referente ao *downburst* isolado é dado por:

$$v_r(r, t) = V_r(r) \times \Pi_r(t) \quad (2)$$

sendo $\Pi_r(t)$ uma função para caracterizar o decaimento de intensidade do *downburst* ao longo do tempo cujos parâmetros são o intervalo de tempo característico da tormenta T entre o instante inicial até atingir a máxima velocidade e o tempo T_f para o qual a velocidade do vento se reduz a 10% do seu valor máximo. A função V_r é dada por:

$$V_r(r) = V_{r \max} \times (r/R_{\max}) \quad \text{para } 0 \leq r \leq R_{\max} \quad (3a)$$

$$V_r(r) = V_{r \max} \times e^{\left[-\left(\frac{r-R_{\max}}{R_s}\right)^2\right]} \quad \text{para } r > R_{\max} \quad (3b)$$

em que r é a distância entre o ponto em que o *downburst* isolado toca o solo e o ponto de observação, $R_{\max}$ é o valor de r no qual a velocidade do vento é máxima, sendo tomado igual ao dobro do raio R do jato vertical da corrente descendente e R_s é um comprimento de escala tomado igual a R .

O modelo simplificado sugerido por Riera [9] considera a atuação de vento *downburst* em translação (ver a Figura 1) em que $\mathbf{v}_b$ (mas podendo ser interpretado como $\mathbf{V}_{tr}$ da Figura 1a) é tomado igual a 35% da magnitude da velocidade do vento, com base em observações de registros experimentais. A caracterização do campo de velocidade do vento é feita a partir do valor de V_0 associado à região considerada através da classificação do fenômeno em uma das categorias indicadas na Tabela 1. Nesta tabela $z_{\max}$ e T são respectivamente a altura em que ocorre a velocidade máxima e o tempo característico da tormenta. As dimensões d e w delimitam a largura de atuação do *downburst* associadas aos valores de velocidade, como ilustrado na Figura 2. Na largura d atua a velocidade V_0 , a qual diminui linearmente até se extinguirem os efeitos do *downburst* além da largura w . No caso de *downburst* isolado, a velocidade do vento fora dos limites da largura w é zero e para o *downburst* em translação permanecem os efeitos do vento de camada limite representados por $0,35V_0$.

Tabela 1: Parâmetros das categorias de vento *downburst* de acordo com o procedimento de Riera [9]

Categoria	V_0 (m/s)	d (m)	w (m)	$z_{\max}$ (m)	T (s)
DB1	$V_0 \leq 30$	10	40	20	60
DB2	$30 < V_0 \leq 40$	20	60	40	120
DB3	$40 < V_0 \leq 50$	30	100	80	180
DB4	$50 < V_0 \leq 60$	60	160	120	300
DB5	$60 < V_0$	80	240	160	480

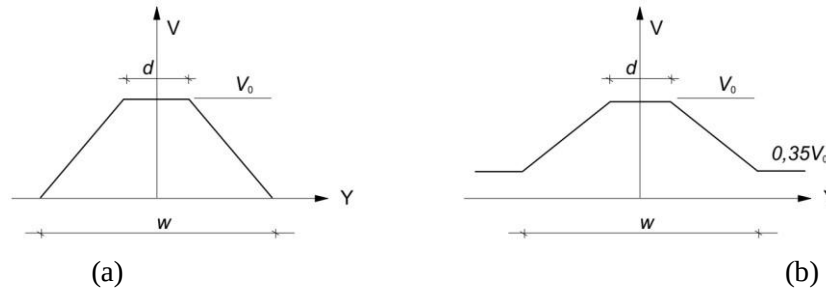


Figura 2. Variação da velocidade do vento *downburst* na direção perpendicular a uma direção radial do *downburst* isolado (a) e na direção perpendicular à translação do *downburst* (b) (adaptado de [9]).

3. Metodologia de comparação em termos de largura de atuação do *downburst*

A largura de influência do *downburst* no modelo de Riera [9] é dada pelo valor de w da Tabela 1 para cada categoria DB. Foram efetuadas comparações para os dois tipos de *downburst*. Para calcular a parcela de velocidade do vento de *downburst* isolado pelo modelo de Xhelaj *et al.* [8] para cada categoria da Tabela 1 são necessários os seguintes parâmetros (ver a Equação 2): o raio da corrente descendente R para obter R_{max} e R_s , V_{rmax} e T_f . Para determinar R a partir dos dados da Tabela 1, admitiu-se como válida para qualquer *downburst* a relação entre z_{max} e R tomada da clássica figura de Hjelmfelt [11]:

$$\frac{z_{max}}{R} = \frac{80}{750} \quad (4)$$

Além deste valor de R (igual a R') foram ainda obtidos resultados para mais dois valores: $0,7R'$ e $1,3R'$. A posição radial r na Equação 2 é igual a X_c da Figura 1. A coordenada X_c da linha que receberá a máxima velocidade do vento é dada por $R_{max} = 2R$. Ou seja, para esta posição tem-se $V_{rmax} = V_0$. Foram testados ainda mais dois valores de coordenadas sujeitas à velocidade V_0 , para as quais os valores de V_{rmax} (maiores do que V_0) foram obtidos da Equação 2: $X_c = 2,5R$ e $X_c = 3,0R$. Para o caso de *downburst* em translação foram acrescentadas as distâncias correspondentes ao comprimento percorrido pelo escoamento no intervalo de tempo característico T . Os valores de T_f associados a cada categoria a serem aplicados na equação de $\Pi_r(t)$ foram obtidos a partir da função de decaimento no tempo adotada por Riera [9].

No caso de *downburst* em translação, a velocidade v_t no método de Xhelaj *et al.* [8] foi tomada igual a $0,35V_0$ e v_b nulo.

4. Resultados

As Figuras 3 e 4 apresentam os resultados em gráficos do tipo da Figura 1b, com apenas o eixo positivo. Esses gráficos tratam da variação da componente X (ver a Figura 1) da velocidade máxima do vento a 10m de altura que atinge os pontos da linha de coordenada X_c para o caso de *downburst* de categoria DB1, sendo que o ponto $(X_c, 0)$ recebe os efeitos da velocidade V_0 igual a 30m/s. Pelo modelo de Xhelaj *et al.* [8] foram geradas 9 curvas, associadas a 3 valores de X_c para cada valor de R e para o modelo de Riera os valores de d e w da Tabela 1 estão ilustrados. A Figura 3 se refere ao caso de *downburst* isolado. Observa-se que a largura L_i pelo modelo de Riera possui diferença de mais de uma ordem de grandeza em relação aos resultados obtidos pelo modelo de Xhelaj. Verifica-se pelas curvas deste último modelo que a largura L_i em geral

aumenta com o valor de R e que para um mesmo R e diferentes posições X_c não há alteração significativa.

Para os mesmos valores de R e V_0 da Figura 3, a Figura 4 apresenta os resultados referentes ao *downburst* em translação. Para este caso, o modelo de Riera indica a velocidade igual a $0,35 V_0$ fora dos limites da largura w . Verifica-se que as larguras L_i obtidas com o modelo de Xhelaj aumentam cerca de 20% em relação ao caso isolado. Para o caso $R=247\text{m}$ e X_{c2} (linha cheia cinza) são mostradas duas curvas que se diferenciam a partir de $Y=850\text{m}$: a curva descendente é obtida com $v_t=0,35V_0$ e $v_b=0$ (como para os outros valores de R e X_c) e o patamar horizontal se refere à hipótese $v_t=0,35V_0$ e $v_b=0$, compatível com a do modelo de Riera. Verifica-se que tomar uma ou outra hipótese influencia a velocidade apenas na região fora dos limites da largura de influência do *downburst*.

Dos resultados apresentados, observa-se que as diferenças encontradas entre os dois modelos se originam da parcela v_r da velocidade do *downburst* isolado, a qual, no modelo de Xhelaj, é baseada no modelo clássico da literatura de Holmes & Oliver [12]. Considerando-se então os resultados deste modelo como referência, a linha indicada como “proposta” na Figura 4 poderia ajustar o modelo de Riera em termos de largura de influência do *downburst*. A partir dos resultados apresentados em [10] para as outras categorias DB, tem-se na Tabela 2 os novos valores de d e w propostos provisoriamente, até que algumas premissas adotadas possam ser confirmadas, como por exemplo, a validade da Equação 4. Verifica-se que os novos valores de w são cerca de 40 vezes maiores do que os do modelo original.

Tabela 2: Novos valores propostos para w e d do modelo de Riera [9]

Categoria	d (m)	w (m)
DB1	200	1300
DB2	400	2500
DB3	600	5000
DB4	1000	7500
DB5	1400	10 000

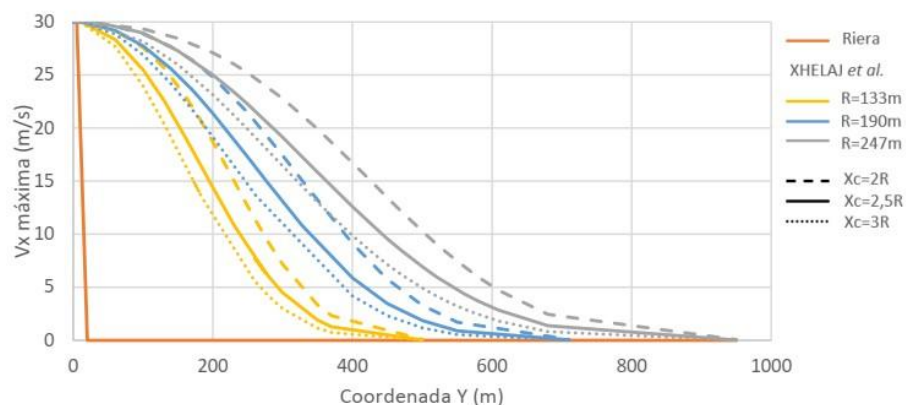


Figura 3. Variação da componente X da velocidade máxima do vento ao longo da linha de coordenada X_c segundo os modelos de Riera [9] e Xhelaj *et al.* [8] para *downburst* isolado de categoria DB1 com V_0 igual a 30m/s [10].

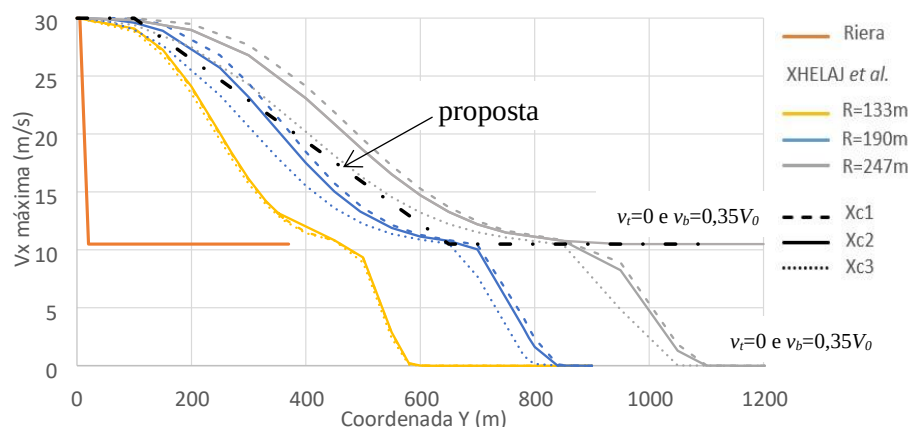


Figura 4. Variação da componente X da velocidade máxima do vento ao longo da linha de coordenada X_c segundo os modelos de Riera [9] e Xhelaj *et al.* [8] para *downburst* em translação de categoria DB1 com V_0 igual a 30m/s (adaptado de [10]).

5. Conclusão

O presente trabalho aborda a largura de influência de ventos *downburst* tendo em vista o projeto de estruturas de grande extensão horizontal, como linhas de transmissão de energia. O modelo simplificado idealizado por Riera [9] para compor a norma brasileira NBR-6123 teve seus resultados comparados a um modelo clássico da literatura, tomado como referência. A diferença significativa de valores da largura de influência ensejou a revisão dos parâmetros do modelo de Riera associados às dimensões da forma trapezoidal que aproxima a variação da velocidade ao longo do eixo da estrutura. Com os novos valores propostos provisoriamente (até que algumas premissas possam ser validadas), as forças aerodinâmicas resultantes do *downburst* devem ser aplicadas em uma extensão cerca de 40 vezes maior do que no modelo original.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Capes (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) e ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), que financiaram o desenvolvimento dessa pesquisa.

6.Referências Bibliográficas

- [1] Blessmann, J. *O vento na Engenharia Estructural*, 2a edição UFGRS Editora, 2013.
- [2] Kwon DK, Kareem A. Towards codification of thunderstorm/downburst using gust front factor: Model-based and data-driven perspectives, *Engineering Structures*, 2019, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109608>.
- [3] Loredou-Souza, A, Pfeil, MS, Nascimento, E de L, Riera, J D, Fisch, G F, & Beck, AT. A climatology-based wind speed map for NBR 6123. *Revista IBRACON de Estruturas E Materiais* 2023, 16(4), e16401. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952023000400001>
- [4] Hangan H, Kareem A. *The Oxford handbook of Non-Synoptic Wind Storms*, Oxford University Press; 2021.
- [5] Kwon D, Kareem A. Gust front factor: new framework for wind load effects on structures, *Engineering Structures* 2013;48:635–44.
- [6] Davenport AG. Gust loading factors. *Journal of Structural Division*, ASCE, 93(3):11–34, 1967
- [7] Solari G. Thunderstorm response spectrum technique: theory and applications. *Engineering Structures* 2016;108:28–46.
- [8] Xhelaj A, Burlando M, Solari G. A general-purpose analytical model for reconstructing the thunderstorm outflows of travelling downbursts immersed in ABL flows, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 2020, vol. 207.

- [9] Riera, JD, Sobre a definição do vento para projeto estrutural na ABNT NBR 6123 (1988) e outras normas sula americanas, *Revista Sul-Americana de Engenharia Estructural* 2016
- [10] Périssé, JPGA, Estudo paramétrico de vento *downburst* aplicado a edifícios, Projeto de Graduação, Escola Politécnica da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2023.
- [11] Hjelmfelt, MR, Structure and life cycle of microburst outflows observed in Colorado. *Journal of Applied Meteorology and Climatology* 1988, v. 27, n. 8, p. 900-927.
- [12] Holmes, JD, Oliver, SE. An empirical model of a downburts, *Engineering Structures* 2000, 22(9):1167-1172

Cómo citar: M. Schubert Pfeil, J. P. Guilhon de Araújo Périssé, J. Marulanda-Casas, y R. Carvalho Battista, «Estudo paramétrico de modelos de vento downburst», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 47-53. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Uso de fibras estructurales y barras de FRP para estructuras de fundación de equipamientos eléctricos

Autores: Victoria Olivera ⁽¹⁾, Rafael Leites de Moraes ⁽¹⁾, Bruno Bouchard ⁽¹⁾ y Luis Segura-Castillo⁽¹⁾

¹ Universidad de la República. Julio Herrera y Reissig 565, Montevideo, 11300, Uruguay.

Resumen

Los reactores de núcleo de aire inducen corrientes de Foucault (corrientes parásitas) en los conductores eléctricos de su cercanía. De fundarse estos equipos con hormigón armado tradicional, las corrientes generadas en las barras de acero atentarían contra su durabilidad. Nuevas normas permiten diseñar y construir estructuras sin refuerzo metálico, utilizando hormigón reforzado con macro-fibras plásticas (HRF) y/o con barras de Polímeros Reforzados con Fibras (FRP). El objetivo de este proyecto es diseñar losetas de HRF y FRP y contrastar experimentalmente su capacidad estructural. Para ello, se determinó teóricamente el momento último para cada material. Se construyeron 12 losetas de 3,4 m de longitud, con refuerzo principal de: a) HRF; b) FRP; c) Combinación de HRF y FRP; y d) Acero, a modo de control (3 repeticiones por tipo). Resultados preliminares muestran: a) Para todos los materiales curvas cualitativas fuerza-desplazamiento esperables; b) Para el HRF resistencias mayores a las esperadas ($M_{teo} = 1.40$ kNm; $M_{exp} = 4.86$ kNm); y c) Para el FRP, resistencias cercanas a las esperadas ($M_{teo} = 24.74$ kNm; $M_{exp} = 31.39$ kNm). Los resultados muestran la viabilidad del refuerzo no metálico en estructuras de hormigón.

Palabras clave: HRF, reactores, refuerzo no metálico, hormigón.

Abstract

Air core reactors induce Foucault currents (eddy currents) in the electric conductors nearby. If these devices were founded with traditional reinforced concrete, currents generated in steel bars would compromise their durability. New standards allow the design and construction of structures without metallic reinforcement, using concrete reinforced with macro-plastic fibers (HRF) and/or with Fiber Reinforced Polymers (FRP) bars. The aim of this project is to design HRF and FRP slab strip and experimentally compare their structural capacity. To achieve this, the ultimate moment was theoretically determined for each material. Twelve slab strips of 3.4 m length were constructed, with the main reinforcement of: a) HRF; b) FRP; c) Combination of HRF and FRP; and d) Steel, as a control (3 repetitions per type). Preliminary results show: a) Qualitative force-displacement curves expected for all materials; b) For HRF, greater resistances than expected ($M_{teo} = 1.40$ kNm; $M_{exp} = 4.86$ kNm); and c) For FRP, resistances close to the expected values ($M_{teo} = 24.74$ kNm; $M_{exp} = 31.39$ kNm). The results demonstrate the feasibility of non-metallic reinforcement in concrete structures.

Keywords: reactors, non-metallic reinforcement, concrete.

1. Introducción

Los reactores de núcleo de aire son equipos usados tanto para la distribución como para la transmisión de voltaje en una amplia gama de aplicaciones [1]. En particular, el reactor ejemplo para el que se calcularon las fundaciones en este proyecto tiene un funcionamiento en serie y su objetivo es limitar la corriente de cortocircuito en la barra de compensación de una subestación eléctrica. Su funcionamiento genera un campo magnético en su entorno que afecta no solo a los componentes del reactor, sino también a todos los elementos metálicos dentro de su radio de alcance. Así, es capaz de inducir corrientes parásitas dentro de los loops cerrados de elementos metálicos que alcance. En

particular, si se realizan fundaciones de hormigón armado tradicional, se generan corrientes en el acero de refuerzo, aumentando su temperatura, lo cual atenta con la durabilidad de la estructura.

El objetivo de este artículo es presentar los resultados preliminares de un estudio con el fin de diseñar y validar experimentalmente bases con refuerzo no metálico para reactores de núcleo de aire. En particular, se plantean soluciones con Hormigón Reforzado con macro fibras plásticas (HRF) y barras de Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP).

Las fibras de acero y sintéticas se han utilizado en pisos, pavimentos y refuerzos de hormigón por más de 40 años, para mejorar distintas propiedades del hormigón. Se pueden distinguir dos tipos: Micro-fibras plásticas (con longitudes de entre 13-25 mm) y Macro-fibras estructurales (con longitudes de 25-65 mm). Las segundas, habitualmente sintéticas o de acero, se utilizan para mejorar el enlace de la matriz endurecida: reduce la fisuración visible, aumenta la resistencia al corte, la fatiga a la flexión, la resistencia al impacto y, después de formada una fisura, aporta una resistencia residual, siendo capaz de transmitir los esfuerzos de la matriz. Gracias a esta resistencia residual, pueden sustituir hasta completamente las armaduras convencionales.

En los últimos años ha habido un avance grande a nivel mundial a nivel normativo, de guías y de recomendaciones, incorporando en distintos niveles aspectos de diseño, elaboración, construcción y control de calidad. A nivel normativo referido a diseño estructural, un documento de referencia es el “Código Modelo 2020” [2]. Además, cada vez más países tienen normas en este tema, por ejemplo: España [3], USA [4], Brasil[5] o Asia[6] .

Las barras de GFRP son fibras de vidrio envueltas en una matriz epoxi, que logran alcanzar altas resistencias (800 a 1500 MPa). No obstante, tienen un módulo de elasticidad menor que el acero y presentan un comportamiento frágil. Estas características hacen que el cálculo de hormigón reforzado con barras de FRP tenga diferencias respecto al cálculo tradicional. Al igual que para el HRF, existen guías, normas y recomendaciones que contemplan el diseño, la construcción, y el control de calidad de este material [7], [8]

2. Metodología

2.1. Modelo de cálculo

A partir de la estructura en estudio (ver Figura 1) y las cargas dadas por el fabricante se realizó un modelo de cálculo en un software de elementos finitos. De este modelo se extrajeron las solicitaciones de diseño para dimensionar las plateas de fundación.

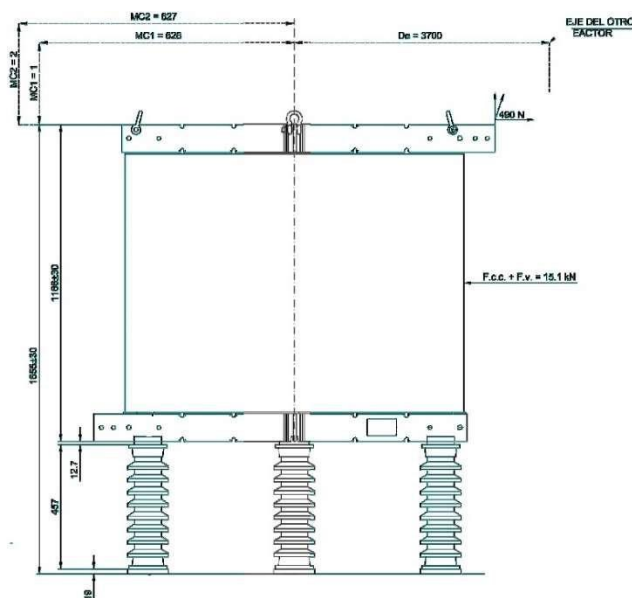


Figura 1: Reactor a fundar.

Se diseñaron 4 alternativas: una reforzada únicamente con hormigón reforzado con fibras (HRF), una reforzada únicamente con una doble malla (superior e inferior) de barras de Glass Fiber Reinforced Polymer (FRP), una con una malla de FRP centrada en el canto y HRF (H+F), y una a modo de control (Acero). La geometría de las plateas para las 4 alternativas es $2,4 \times 2,4 \times 0,2 \text{ m}^3$ y el armado para cada tipo se presenta en la Tabla 1. En la misma tabla se presentan la normativa utilizada para cada tipo. En ninguna de estas normas se explicita el uso combinado de HRF+FRP. El diseño de las plateas se extrapoló a losetas de menor tamaño, ensayables en laboratorio, cuyas dimensiones también se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1: Momentos últimos de diseño ($M_{u,teo,d}$), refuerzo asociado, dimensiones y normas de diseño para las plateas.

Tipo	Refuerzo	$M_{u,teo,d}$ (kNm/m)	Armado	Dimensiones losetas (bxhxl)	Norma usada
1) HRF	HRF	6,57	8 kg/m ³	0,45x0,20x3,4 m ³	EHE - 08
2) FRP	FRP	38,28	Φ10/12 (FRP)	0,36x0,20x3,4 m ³	ACI 440.1R-15
3) H+F	HRF+FRP	28,08	Φ10/12 (FRP) + 8 kg/m ³	0,36x0,20x3,4 m ³	ACI 544.4R-18 + ACI 440.1R-15 (*)
4) A	Acero	33,16	Φ10/15	0,45x0,20x3,4 m ³	EHE - 08

La cuantía de las losetas se definió para que sea igual que la de las plateas, y el momento último se obtuvo considerando resistencias medias, y sin contemplar factores de seguridad sobre los materiales. Asimismo, para la de HRF se consideró un factor de orientación de las fibras (k) igual a 0,5 por tratarse de una sección menor, más similar a la de una viga, donde la orientación de las fibras tiene mayor incidencia. Los valores esperados para el momento de rotura se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2: Momentos últimos esperados para las losetas, considerando resistencias medias sobre los materiales, y sin factores de seguridad.

Tipo	$M_{u,teo,m} (kNm)$
1) HRF	1,40
2) FRP	24,74
3) H+F	16,52
4) A	15,81

2.2. Ensayos

Las losetas se sometieron a un ensayo a flexión a 4 puntos, según el esquema presentado en la Figura 2a. El ensayo se realizó con control de desplazamiento, el cual se midió mediante dos LVDTs, ubicados en el centro de la luz y en la cara superior. Se promediaron los valores de ambos. Se puede ver una foto durante el ensayo en la Figura 2b.

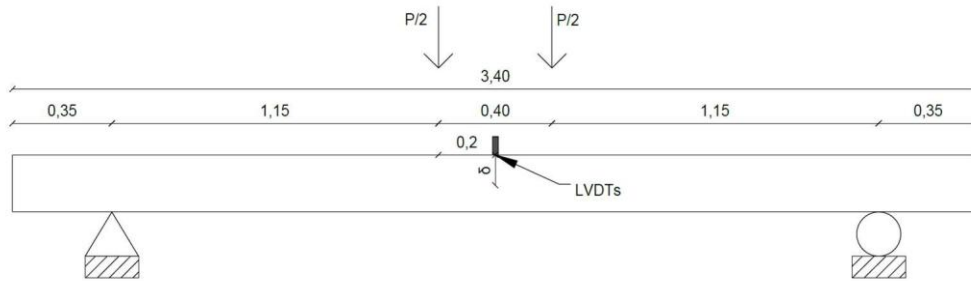


Figura 2: Configuración del ensayo: a) Esquema del ensayo, b) Foto durante el ensayo.

El momento máximo en la loseta es igual a el momento causado por el peso propio del elemento, más el momento ejercido por la prensa (Ec. (1)).

$$M = M_{pp} + M_{prensa} \quad (1)$$

Donde el momento provocado por el peso propio es M_{pp} y vale aproximadamente 2,05 kNm para las losetas de 45 cm de ancho, y 1,64 kNm para las losetas de 36 cm. M_{prensa} se calcula en función de la carga ejercida por la prensa (P) siguiendo la Ec. (2).

$$M_{prensa} = \frac{P \times 1.15m}{2} \quad (2)$$

3. Resultados

En la Figura 3 se puede ver la curva M_{prensa}-Desplazamiento para cada loseta ensayada. En la Figura 3a se muestra el diagrama completo para las curvas, mientras que en la Figura 3b se muestra para desplazamientos de entre 0 y 20 mm. Se observa que para todos los materiales la curva tiene la forma esperada: El acero presenta un comportamiento lineal, con un cambio de pendiente en la fisuración, y luego un comportamiento plástico hasta la rotura.

En la curva de FRP, así como en la de H+F, se puede ver que la pendiente es menor que la del tramo elástico del acero, esto se corresponde con la diferencia entre los módulos de elasticidad de estos materiales. Además, no se alcanza una zona de plastificación. En particular, en este ensayo ambas losetas rompieron por las barras de FRP. En el caso de que rompan por el hormigón se podría llegar a ver una pequeña fluencia en el final. A su vez, se ve que el momento último de la loseta de FRP es mayor que el de H+F, esto se corresponde con la diferencia de canto útil entre estas losetas.

Por otro lado, la loseta de HRF presenta un comportamiento totalmente distinto al resto, pero esperable para su tipo. Se puede ver una curva del tipo “softening”, donde luego de la fisuración la resistencia disminuye.

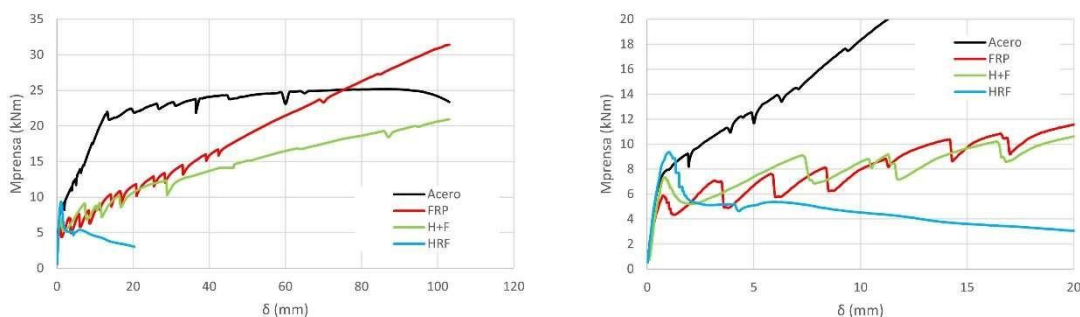


Figura 3: Curvas M_{prensa}-(δ) para cada tipo de loseta ensayado: a) curva general, b) detalle para desplazamientos entre 0 y 20 mm.

Sobre las resistencias últimas se observa un comportamiento esperado, donde la mayor es la del FRP, siguiendo la del acero y la de H+F. También se destaca que si bien el FRP no tiene un comportamiento dúctil, se puede ver que cuando se acerca a la rotura las deformaciones son igual de significativas que las de acero previo a la rotura.

4. Conclusiones

Los modelos desarrollados para todos los materiales estudiados muestran una alta concordancia con los resultados experimentales, tanto en términos de esfuerzos como de deformaciones. Esto indica que las metodologías empleadas son robustas y pueden ser aplicadas con confianza en proyectos futuros.

Para el refuerzo con polímeros reforzados con fibra (FRP), existe normativa específica que permite su diseño exclusivo utilizando este material. Los resultados experimentales de los momentos últimos han demostrado ser superiores a los teóricos, lo cual es alentador. Sin embargo, se presentan dificultades constructivas significativas al intentar armar esfuerzos de corte, especialmente en la instalación de estribos.

En cuanto al refuerzo con fibras estructurales (HRF), también hay normativas que permiten su diseño. No obstante, las resistencias alcanzables con HRF son inferiores a las obtenidas con FRP. Además,

con las fibras utilizadas en los estudios, no sería posible reforzar reactores de mayor tamaño al utilizado en el ejemplo sin incrementar considerablemente el espesor de la fundación.

La combinación de FRP y HRF presenta una solución prometedora, donde el FRP puede ser utilizado para absorber los esfuerzos de flexión y el HRF para manejar los esfuerzos de corte y punzonado. Aunque ya existen varios resultados experimentales que respaldan esta estrategia, todavía no hay una normativa que abarque explícitamente el diseño conjunto de estos materiales, lo que representa un área de oportunidad para el desarrollo de nuevas directrices.

Finalmente, se considera la posibilidad de utilizar refuerzos puntuales con acero, evitando la formación de "loops" que podrían generar corrientes parásitas. También se puede explorar el refuerzo combinando fibras de acero y plásticas, aunque esto requeriría una evaluación adicional del comportamiento magnético para asegurar su viabilidad.

En resumen, cada material y combinación estudiados presentan ventajas y desafíos específicos, y su aplicación dependerá de las condiciones particulares de cada proyecto y de la evolución de las normativas que regulan su uso.

5. Agradecimientos

Queremos expresar nuestra gratitud a la Agencia Nacional de Investigación e Innovación (ANII) y a UTE por financiar este proyecto (Proyecto FDU_S_2022_1_173162), así como a las empresas que nos brindaron su apoyo: Hormigones Artigas, Ingener, Sika y Halidar. Asimismo, agradecemos a Eneas do Santos, quien llevó a cabo gran parte de los ensayos necesarios para este proyecto, y a Ignacio Nuñez por sus valiosos conocimientos sobre subestaciones eléctricas.

6. Referencias

- [1] D. Caverly, K. Pointner, R. Presta, P. Griebler, H. Reisinger, and O. Haslehner, "Air Core Reactors: Magnetic Clearances, Electrical Connection, and Grounding of their Supports," 2017.
- [2] International Federation for Structural Concrete (FIB), "Model Code 2020." 2020.
- [3] Gobierno de España, "Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08 serie normativas 2011 GOBIERNO DE ESPAÑA MINISTERIO DE FOMENTO SECRETARÍA GENERAL TÉCNICA," 2008.
- [4] ACI Committee 544, Guide to design with fiber-reinforced concrete. 2018.
- [5] ABNT NBR 16935, "Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras—Procedimento." 2021.
- [6] SS 674, "Fibre concrete—design of fibre concrete structures. Singapore Standard, Singapore Standards Council." 2021.
- [7] Fédération internationale du béton. Task Group 9.3. Working Party., FRP reinforcement in RC structures : technical report. International Federation for Structural Concrete, 2007.
- [8] ACI Committee 440., Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer FRP bars. American Concrete Institute, 2015.

Cómo citar: V. Olivera, R. Leites de Moraes, B. Bouchard, y L. Segura-Castillo, «Uso de fibras estructurales y barras de FRP para estructuras de fundación de equipamientos eléctricos», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 54-59. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Efeitos tridimensionais em estruturas de seção circular sob escoamento suave de vento via simulação numérica

Autores: Marcela Lima Santos Pereira⁽¹⁾, Michèle Schubert Pfeil⁽²⁾, Alvaro Luiz Gayoso de Azeredo Coutinho⁽²⁾

¹ Eng. Civil, D.Sc. Prof. Adjunta, Instituto Multidisciplinar – UFRRJ, Nova Iguaçu-RJ, Brasil

² Eng. Civil, D.Sc., Prof. Titular, Programa de Engenharia Civil – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, Brasil.

Resume

Torres e chaminés são exemplos de estruturas esbeltas de seção circular submetidas ao fenômeno de desprendimento de vórtices decorrente da ação do vento. A variação de diâmetro da seção transversal destas estruturas, bem como o gradiente de velocidade do vento ao longo da altura favorece o surgimento de regiões conhecidas como células de vórtices. Nessa perspectiva, o presente trabalho objetiva estabelecer um parâmetro adimensional $R_{d,u}$ capaz de sintetizar a influência destes gradientes no comportamento das principais características relativas ao fenômeno de desprendimento de vórtices. O parâmetro estabelecido é determinado a partir de simulações numéricas de alta fidelidade do escoamento ao redor de estruturas rígidas de torres em repouso (cilíndricas e troncocônicas) considerando dois tipos de perfis de velocidade do vento (uniforme e variável) em moderados números de Reynolds ($\sim 10^4$) para os quais resultados experimentais estão disponíveis na literatura. A solução das equações de Navier-Stokes incompressíveis é obtida via Fluido Dinâmica 3D, considerando o modelo de turbulência LES de Smagorinsky. Os resultados permitem verificar o quão distante cada situação analisada está do caso 2D. Quanto maior for o valor de $R_{d,u}$, maiores serão os efeitos de tridimensionalidade, como, por exemplo, um maior número de células com diferentes frequências.

Palavras-chave: Desprendimento de Vórtices, Escoamento Uniforme, Escoamento Cisalhante, Parâmetro Adimensional.

Abstract

Towers and chimneys are examples of slender structures with circular section which are subjected to the vortex shedding phenomenon resulting from the wind action. Three dimensional flow effects in the form of the so-called vortex cells are intensified as a result of the variations in the diameter of the structure and the wind velocity along height. In this perspective, the present study focuses on establish a dimensionless number $R_{d,u}$ which expresses the magnitude of these gradients on the behavior of the main parameters related to the vortex shedding phenomenon. This number is validated on the basis of high-fidelity numerical simulations of the flow around fixed rigid tower structures (cylindrical and tapered) considering two types of wind speed profiles (uniform and variable) at moderate Reynolds numbers ($\sim 10^4$) for which experimental results are available in the literature. The solution of the three-dimensional incompressible Navier-Stokes equations is obtained by Computational Fluid Dynamics, considering Smagorinsky's LES turbulence model. The results allow to assess how far a case deviates from the 2D case. The higher the value of $R_{d,u}$, the greater the effects of three-dimensionality, such as a greater number of vortex cells with different vortex shedding frequencies.

Keywords: Vortex Shedding, Uniform Flow, Shear Flow, Dimensionless Number.

1. Introdução

Apesar de possuir uma geometria simples, a seção circular induz um complexo comportamento da esteira aerodinâmica em relação ao ponto de separação do escoamento e à física de esteira próxima, a qual depende fortemente do número de Reynolds. Revisões abrangentes [1, 2, 3] foram dedicadas a sintetizar e atualizar o conhecimento relativo a este assunto.

Em cilindros circulares em repouso, com número de Reynolds na faixa de 40 a 200, ocorre o desprendimento de vórtices laminar com frequência bem definida e padrão uniforme ao longo da altura, de modo que os efeitos tridimensionais são desprezíveis. O aumento no número de Reynolds introduz características tridimensionais significativas, em que a razão L/D (comprimento – L , e diâmetro – D) apresenta influência no padrão de esteira [1].

Para estruturas troncocônicas, os efeitos tridimensionais são mais expressivos, sendo possível verificar um padrão de esteira oblíqua ou celular. Hsiao e Chiang [4] estudaram casos com diferentes razões de conicidade variando de $R_T =$

24 a $R_T = 75$ ($R_T = H/(D_0 - D_H)$), em que H é a altura, D_0 é o diâmetro na base, maior diâmetro, e D_H é o diâmetro no topo, menor diâmetro) para números de Reynolds na ordem de 10^4 .

A aplicação de um escoamento cisalhante em estruturas circulares intensifica as características tridimensionais no escoamento de esteira, tornando o escoamento oblíquo ou celular, semelhante ao verificado em estruturas troncocônicas submetidas a escoamento uniforme. Cao *et. al.* [5] conduziram uma investigação experimental em túnel de vento em um cilindro circular para diferentes cenários de escoamento cisalhante com parâmetro de cisalhamento ($\beta = D/U \cdot G$, em que D é diâmetro, U é a velocidade média central e G é o gradiente de velocidade) na faixa de 0 – 0,27 para número de Reynolds na ordem de 10^4 . Balasubramanian [6] realizou uma investigação experimental em túnel de vento em uma estrutura troncocônica sujeita a diferentes perfis de escoamento, analisando o comportamento para escoamento uniforme e escoamento cisalhante com parâmetro de cisalhamento na faixa 0 – 0,06 a moderados números de Reynolds, na ordem de 10^4 .

Dessa forma, existe uma diversidade de parâmetros utilizados para caracterizar as condições de um cenário de investigação (L/D , R_T , β). Nessa perspectiva, o presente trabalho visa sintetizar a influência do gradiente de velocidade e da variação de diâmetro nas características do escoamento por meio de um número adimensional denominado $R_{d,u}$. Por meio de simulações numéricas, investiga-se a variação do número de células de vórtices, do número de Strouhal e dos coeficientes aerodinâmicos em relação ao caso 2D em função de $R_{d,u}$.

2. Tratamento Computacional e Modelo Numérico

O software utilizado é uma ferramenta computacional para CFD baseada no método de elementos finitos de uso geral e denominada EdgeCFD [7]. Capaz de simular o escoamento incompressível regido pelas equações de continuidade (conservação da massa) e as equações de Navier-Stokes (conservação do momento/quantidade de movimento), o software utilizado emprega a formulação SUPS com estabilização LSIC para as equações de Navier-Stokes incompressíveis e a formulação SUPG com captura de descontinuidades para transporte escalar [8]. O EdgeCFD pode usar o modelo de Smagorinsky para tratar a turbulência.

As características geométricas do domínio computacional 3D utilizado para os modelos estão representadas na Fig. 1. Um maior refinamento de malha nas regiões ao redor e atrás do cilindro possui significativa relevância para a simulação, uma vez que é nessas regiões que ocorrem os fenômenos de separação, refluxo e desprendimento de vórtices. Assim, é utilizado um critério de refinamento da malha, garantindo uma maior densidade de elementos finitos nestas regiões, conforme o adotado em [9]. As condições de contorno utilizadas nestes modelos consistem em

uma condição de parede livre aplicada nas paredes superior e inferior, bem como nas paredes laterais. Uma condição de pressão estática nula é aplicada no limite de saída e o perfil de velocidade $u_x(z)$ normalizado foi prescrito na entrada.

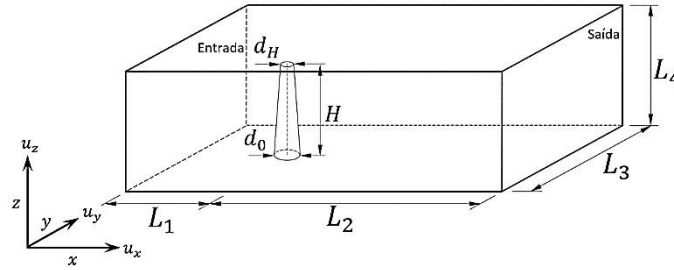


Figura 1 - Característica geométrica do domínio computacional

A Tabela 1 apresenta os casos de análise. A primeira letra da nomenclatura adotada (ver a 1ª coluna da tabela) se refere ao tipo de estrutura: C para diâmetro constante e T para estrutura troncocônica. A segunda letra indica o tipo de escoamento incidente o qual está explicado na 2ª coluna da tabela. O escoamento cisalhante auxiliar é aquele em que a velocidade do vento aumenta no sentido do menor diâmetro da estrutura, ao contrário do escoamento cisalhante adverso. Os valores do número de Reynolds nas extremidades da estrutura encontram-se indicados na Tabela 1. Os casos de cilindro troncocônico infinito foram estudados por Balasubramanian et al. [6] e a validação do modelo numérico adotado no presente trabalho é apresentada em [9].

Tabela 1: Características geométricas do domínio computacional (em cm) e do escoamento

Caso	Tipo de Escoamento	d_0	d_H	L_1	L_2	L_3	$H = L_4$	Re_0	Re_H
C-U	Uniforme	3,016	3,016	54,32	138,74	66,40	41,28	$2,39 \times 10^4$	$2,39 \times 10^4$
C-C	Cisalhante							$1,62 \times 10^4$	$2,39 \times 10^4$
T-U	Uniforme	4,760	3,016	69,98	178,85	85,54	41,28	$3,78 \times 10^4$	$2,39 \times 10^4$
T-C	Cisalhante Auxiliar							$2,78 \times 10^4$	$2,62 \times 10^4$
T-CAd	Cisalhante Adverso							$4,73 \times 10^4$	$2,63 \times 10^4$

3. Parâmetro $R_{d,u}$

Propõe-se o parâmetro relação de gradiente, $R_{d,u}$, função da razão entre o diâmetro d e a velocidade média longitudinal u_x atuantes nos extremos do cilindro:

$$R_{d,u} = \left(\frac{d_0}{u_{x_0}} - \frac{d_H}{u_{x_H}} \right) * \frac{u_{x_H}}{H} \quad (1)$$

)(1)

O caso teoricamente bidimensional - 2D (caso C-U) é representado por $R_{d,u} = 0$, cenário em que as condições na base e no topo são equivalentes. Valores distantes de $R_{d,u} = 0$ traduzem uma intensificação dos efeitos de tridimensionalidade proporcionado pelos gradientes.

4. Resultados

A Fig. 2 ilustra a influência do parâmetro $R_{d,u}$ no número de células de vórtices identificadas. Para o caso 2D ($R_{d,u} = 0$) apenas uma célula é identificada, conforme o esperado. O Caso T-CAd representa o cenário de uma estrutura em formato de cone invertido, em que a variação de diâmetro atua como uma tentativa de compensação ao gradiente de velocidade, resultando no menor número de células de vórtices comparativamente aos demais casos estudados. Os casos C-C e T-U apresentam valores de $R_{d,u}$ próximos entre si: 0,035 e 0,042, respectivamente. Entretanto, foram identificados números de células distintos, sendo 3 células para o caso C-C e 4 células para o caso T-U. O caso T-C apresenta valor $R_{d,u}$ próximo de 0,1, maior valor dentre os casos estudados, acarretando em um maior efeito das características de tridimensionalidade do escoamento de esteira resultando em um maior número de células de vórtices. O número de células de vórtices é um número inteiro e, portanto, a reta esboçada no gráfico ilustra a tendência de crescimento, de modo que maiores valores de $R_{d,u}$ implicam em um maior número de células.

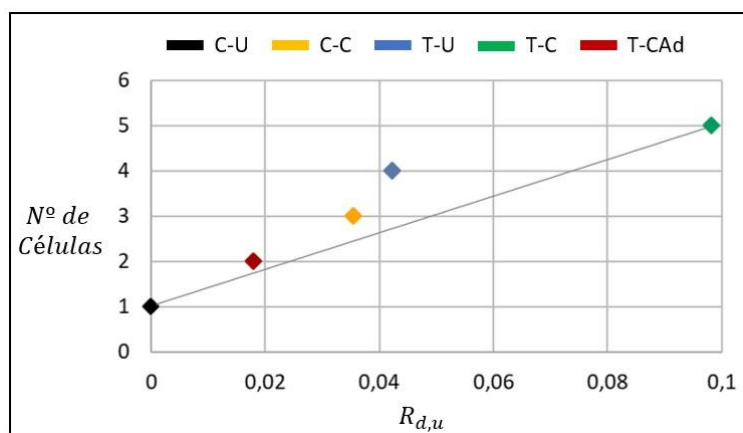


Figura 2 - Número de Células de vórtices em função do parâmetro $R_{d,u}$

O número de Strouhal, o coeficiente de arrasto e o valor rms do coeficiente de sustentação são analisados ao longo de cada célula comparativamente ao caso 2D (C-U). Nas Figs. 3, 4 e 5, o símbolo colorido corresponde ao valor médio observado ao longo da estrutura para cada caso comparativamente ao caso 2D (C-U).

Na Fig. 3, é possível observar que há uma redução nos valores de St_{cel}/St_{2D} para a estrutura à medida que os valores de $R_{d,u}$ crescem. Este cenário caracteriza o quanto o comportamento em cada célula irá se distanciar do caso C-U, traduzindo os efeitos de tridimensionalidade proporcionado pelos gradientes de diâmetro e velocidade. As células de vórtices que apresentam número de Strouhal mais próximos do caso C-U ($St_{cel}/St_{2D} \approx 1,0$) são as mais próximas da base, consequentemente, as que apresentam menor razão de St_{cel}/St_{2D} são as células mais próximas do topo. Cabe lembrar que T-CAd corresponde ao caso de cone invertido e a célula 2 equivale a célula de topo e a célula 1 a de base. Observa-se um aumento na dispersão dos resultados em torno da média, com o aumento do valor do parâmetro $R_{d,u}$. O caso T-C apresentou maior variação dos valores, sendo o caso com um maior número de células de vórtices. Todavia, os menores valores de número de Strouhal não apresentam proporção inferior a 84% do caso C-U.

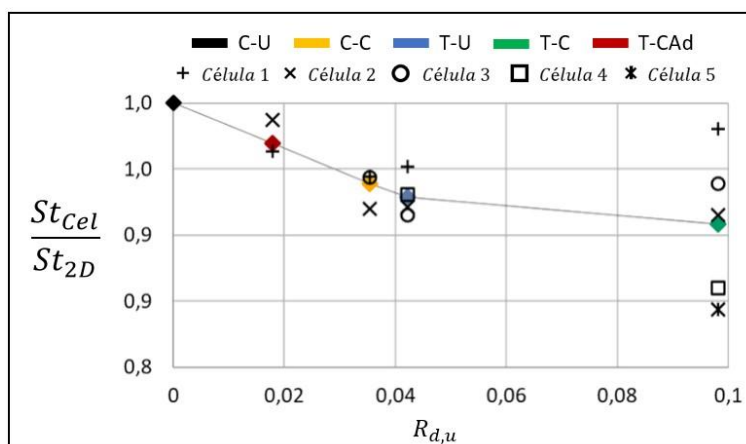


Figura 3 - Razão entre o Número de Strouhal das células e o Número de Strouhal para escoamento 2D (Caso C-U) em função do parâmetro $R_{d,u}$

Nas Fig. 4 e Fig. 5, os resultados são apresentados em termos do cilindro completo, considerando o cálculo foi feito para o comprimento total do cilindro e representados pelos balões coloridos, e em termos das células, considerando o cálculo foi feito para o comprimento de cada célula identificada e representados pela simbologia correspondente conforme indicado na legenda. Em termos de coeficiente de arrasto médio (Fig.4), em todos os casos, observa-se uma pequena redução dos valores para o cilindro completo, que figuram em 90% do valor para o caso C-U. Adicionalmente, verifica-se uma compatibilidade do comportamento das células centrais com o cilindro completo, uma vez que as células centrais apresentam proporções que não desviam de 10% em relação ao caso 2D, caracterizando uma pequena variabilidade de comportamento, comparada as demais células. A maior dispersão identificada para as demais células pode ser atribuída ao efeito das características tridimensionais do escoamento.

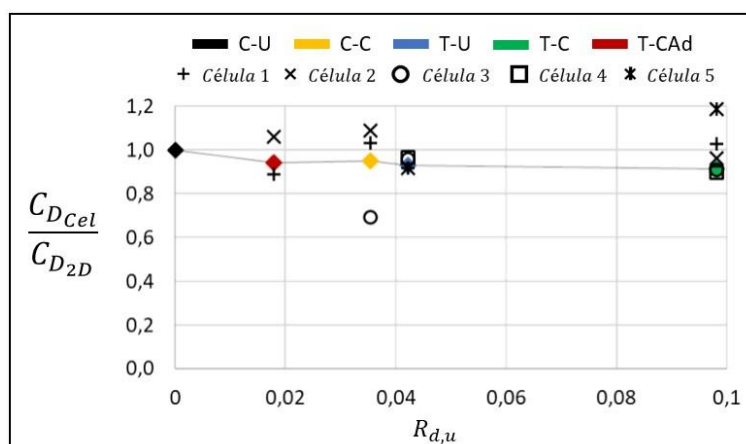


Figura 4 - Razão entre o coeficiente de arrasto das células e o coeficiente de arrasto para escoamento 2D (Caso C-U) em função do parâmetro $R_{d,u}$

Este comportamento não é preservado para os valores rms do coeficiente de sustentação que apresentam variação em cerca 50%. Conforme ilustrado na Fig. 5, verifica-se uma grande dispersão de valores comparativamente aos resultados para o cilindro completo, justificando a importância em avaliar o comportamento em cada célula separadamente. Cabe observar que esta variabilidade se mantém aproximadamente constante em todos os casos, entre 60-40%. E os valores para o cilindro completo encontram-se na faixa entre 0,3 a 0,4 do identificado valor para caso C-U.

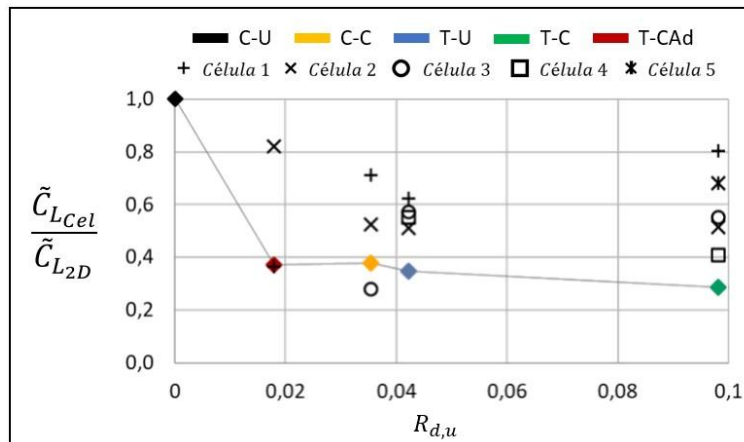


Figura 5 - Razão entre o valor rms do coeficiente de sustentação das células e o valor rms do coeficiente de sustentação para escoamento 2D (Caso C-U) em função do parâmetro $R_{d,u}$

5. Conclusão

O presente trabalho visou estabelecer um parâmetro adimensional $R_{d,u}$ capaz de sintetizar a influência do gradiente de diâmetro e de velocidade para estruturas cilíndricas e troncocônicas estacionárias. As análises em termos de números de células de vórtices, número de Strouhal, coeficiente de arrasto e valor rms do coeficiente de sustentação confirmaram que maiores valores de $R_{d,u}$ caracterizam maior influência dos efeitos tridimensionais. Adicionalmente, verificou-se que os efeitos de tridimensionalidade são menores para uma estrutura troncocônica sujeita ao escoamento cisalhante adverso (caso T-CAd), uma vez que o gradiente de velocidade atua como uma compensação à variação de diâmetro e, este caso, pode ser interpretado como uma estrutura de troncocônica invertida sujeita a um perfil de velocidade variável.

6. Agradecimentos

A pesquisa relatada neste artigo foi apoiada pelo MCTI/CNPq e pela MEC/CAPES, agências brasileiras de desenvolvimento científico e tecnológico. O uso do supercomputador Lobo Carneiro foi possibilitado por intermédio Núcleo Avançado de Computação de Alto Desempenho da COPPE/UFRJ, projeto a16010.

7. Referências

- [1] Williamson C H K. Vortex Dynamics in the Cylinder Wake. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 1996; 28: 477-539.
- [2] Zdravkovich M M. *Flow around circular cylinders – V. 1: Fundamentals*. Oxford: Oxford University Press, 1997.
- [3] Demartino C, Ricciardelli, F. Aerodynamics of nominally circular cylinders: A review of experimental results for Civil Engineering applications. *Engineering Structures* 2017; 137: 76-114.
- [4] Hsiao F B, Chiang C H. Experimental study of cellular shedding vortices behind a tapered circular cylinder. *Experimental Thermal and Fluid Science* 1998; 17: 179-188.
- [5] Cao S, Ozono S, Hirano K, Tamura Y. Vortex shedding and aerodynamic forces on a circular cylinder in linear shear flow at subcritical Reynolds number. *Journal of Fluids and Structures* 2007; 23: 703–714.
- [6] Balasubramanian S, Haan JR. F L, Szweczyk A A, Skop R A. On the existence of a critical shear parameter for cellular vortex shedding from cylinders in nonuniform flow. *Journal of Fluids and Structures* 1998; 12: 3-15.

- [7] Cortes A M A, Lins E F, Guerra G M, Silva R M, Alves J L D, Elias R N, Rochinha F A, Coutinho A L G A. EdgeCFD: a parallel residual-based variational multiscale code for multiphysics, *Journal of Computational Fluid Dynamics* 2020; 34:7-8, 529-548.
- [8] Elias R N, Coutinho A L G A. Stabilized edge-based finite element simulation of free-surface flows. *Journal for Numerical Methods in Fluids* 200754: 965-993.
- [9] Santos M L, Pfeil M S, Coutinho A L G A. Identificação de células de vórtices em torres esbeltas via simulação numérica de alta fidelidade. *Anais da XXXVIII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural*, Lima-Peru; 2018. p. 1-6.

Cómo citar: M. Lima Santos Pereira, M. Schubert Pfeil, y A. L. Gayoso de Azeredo Coutinho, «Efeitos tridimensionais em estruturas de seção circular sob escoamento suave de vento via simulação numérica», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 60-66. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Optimización multiobjetivo de sistemas de losas mixtas de acero y hormigón

Autores: Élcio Cassimiro Alves⁽¹⁾, Isabela Oliveira Maia da Silva⁽¹⁾, Mariana Oliveira Teixeira⁽¹⁾, Moacir Kripka⁽²⁾, Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani⁽¹⁾

¹ Federal University of Espírito Santo, Vitória – ES - 29075-910, Brasil.

² Federal University of Technology – Paraná – PR - 85503-390, Brasil.

Resumen

El uso de losas mixtas de acero y concreto ha ido creciendo en las últimas décadas en la construcción civil. Debido a este crecimiento, se hacen necesarios estudios que analicen el costo final de estas losas, así como los impactos en las emisiones de CO₂. Ante lo expuesto, el presente trabajo tiene como objetivo presentar la formulación del problema de optimización multiobjetivo de losas mixtas de acero y concreto, considerando como funciones objetivas los costos finales de las losas, las emisiones de CO₂ y la máxima luz que las losas pueden vencer para una situación de carga determinada. Como variables de diseño se consideraron la cobertura de hormigón, la resistencia a la compresión del concreto de la losa, el espesor del encofrado, la relación entre refuerzo adicional, tipo de sistema de encofrado de acero y luz de la losa. El diseño de las losas siguió los criterios de la norma ABNT NBR 8800:2008. Para la solución del problema de optimización se utilizó el algoritmo NSGA de la biblioteca de MATLAB, y se realizó un análisis de las fronteras de Pareto para determinar las mejores soluciones en función del costo mínimo y las emisiones de CO₂, así como la máxima luz obtenida en la optimización. Se llevó a cabo un análisis comparativo con una optimización monoobjetivo para validar el problema y señalar las principales correlaciones de la formulación propuesta en este trabajo.

Palabras clave: Optimización Multiobjetivo, Emisiones de CO₂, Minimización de Costos, Losas compuestas de acero y hormigón.

Abstract

The use of composite steel and concrete slabs has been growing in civil construction in recent decades. Due to this growth, studies analyzing the final cost of these slabs, as well as the impacts on CO₂ emissions, are necessary. Given the above, the present work aims to present the formulation of the multi-objective optimization problem of composite steel and concrete slabs, considering the final costs of the slabs, CO₂ emissions, and the maximum span that the slabs can overcome for a given load situation as objective functions. Design variables considered include the concrete cover height, compressive strength of the slab concrete, steel formwork thickness, ratio of additional reinforcement, steel formwork type, and slab span. The design of the slabs followed the criteria of the ABNT NBR 8800:2008 standard. The NSGA algorithm from the MATLAB library was used to solve the optimization problem, and a Pareto front analysis was conducted to determine the best solutions based on minimum cost, CO₂ emissions, and maximum span obtained in the optimization. A comparative analysis with a single-objective optimization was carried out to validate the problem and highlight the main correlations of the formulation proposed in this work.

Keywords: Multi-objective Optimization, CO₂ Emissions, Cost Minimization, Composite Steel and Concrete Slabs.

Cómo citar: É. C. Alves, I. Oliveira Maia da Silva, M. Oliveira Teixeira, M. Kripka, y A. F. Grobério Calenzani, «Optimización multiobjetivo de sistemas de losas mixtas de acero y hormigón», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 67-73. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

1. Introduction

Composite steel and concrete slabs have been presented as an advantageous engineering solution in terms of environmental and economic aspects, as they do not require shoring, or the use of forms, and allow for faster construction. Experimental studies have investigated the behavior of composite slabs and their resistance to flexural and shear forces, considering additional positive reinforcement (Grossi et al., 2020), as well as the influence of steel shape on the service phase of composite slabs (Celis-Imbajoa et al., 2021). Several research efforts have also focused on the application of optimization techniques in concrete and composite structures to identify environmentally optimized solutions. This can be observed in the works of Santoro and Kripka (2020), Guimarães et al. (2022), Erlacher et al. (2023), Silva et al. (2024), among others.

In the realm of optimization, researchers have utilized multi-objective formulation to seek structures that meet both environmental and economic criteria simultaneously. Regarding multi-objective optimization, Afshari et al. (2019), Korouzhdeh and Eskandari-Naddaf (2019), Liu et al. (2020), Neves et al. (2022), Bai et al. (2023), and Santos et al. (2023) are some of the researchers who have contributed to the topic. However, there remains a gap in works that apply this formulation in structural optimization, especially concerning composite slabs. Mezzomo et al. (2007, 2010, 2014) have contributed by presenting a formulation applied to steel forms for composite slabs aimed at maximizing the critical buckling load and coverage area of the trapezoidal shape while minimizing displacement.

It is in this context that this work aims to apply multi-objective optimization to evaluate optimal solutions for composite steel and concrete slabs, simultaneously considering the maximization of span and the reduction of CO₂ emissions and costs. The results of this research are compared with those obtained from single-objective optimization via PSO and GWO by Teixeira et al. (2023). Finally, the efficiency of the method for optimizing double-supported composite slabs is verified.

2. Multi-Objective Optimization Problem Formulation

2.1. Objective Function

To formulate the multi-objective optimization problem for composite steel and concrete slabs, three expressions are described in Eqs. (1) to (3) were considered. The first two pertain, respectively, to the total CO₂ emissions and the final cost generated in the manufacturing of these slabs. The last expression relates to the maximum span that the slab can withstand when subjected to a certain load.

$$\begin{aligned} \text{Min } CO_2 = & CO_{2(forma)} + CO_{2(concreto)} + CO_{2(arm.pos)} + \\ & CO_{2(tela)} + CO_{2(arm.fis)} \end{aligned} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \text{Min Cost} = & Cost_{(forma)} + Cost_{(concreto)} + Cost_{(arm.pos)} + \\ & Cost_{(tela)} + Cost_{(arm.fis)} \end{aligned} \quad (2)$$

$$\text{Max Span} = L_{(slab)} \quad (3)$$

Where $CO_{2(forma)}$, $CO_{2(concreto)}$, $CO_{2(arm.pos)}$, $CO_{2(tela)}$ e $CO_{2(arm.fis)}$ correspond respectively to the CO₂ emission rates (kgCO₂) in the steel formwork, concrete, additional positive reinforcement, wire mesh and cracking reinforcement. Table 1 presents the CO₂ emissions and costs of the materials used in this study. The CO₂ emission values for concrete

and steel were taken, respectively, from Santoro and Kripka (2020) and the Worldsteel Association (2020). Concrete costs are based on information from SINAPI (2023) and steel costs were reported by national manufacturers.

Table 1 – Units Costs and Emissions

Componente	Strength	CO ₂ Emission (kgCO ₂ /m ³)	Source	Cost (R\$)	Source
Concrete	20 MPa	129.85	Santoro e Kripka (2020)	463.14	SINAPI (2023)
	25 MPa	142.71		474.87	
	30 MPa	153.68		491.01	
	35 MPa	163.25		504.22	
	40 MPa	171.73		518.15	
	45 MPa	189.6		532.09	
	50 MPa	199.72		546.02	
Steeldeck formwork	MF50	esp.0.8mm	Worldsteel Association (2020)	90.5	Local Supplier(2024)
		esp.0.95mm		107.64	
		esp.1.25mm		141.64	
	MF75	esp.0.8mm		99.00	
		esp.0.95mm		117.00	
Reinforcement mesh				154.00	
Wire mesh	600 MPa	1.9240		10.48	SINAPI (2023)

2.2. Design Variables

They were considered as design variables of the multi-objective optimization problem the concrete thickness above the form ($x_1 = t_c$), the characteristic compressive strength of concrete ($x_2 = f_{ck}$), the steel deck formwork thickness ($x_3 = t_f$), the rate of additional positive reinforcement ($x_4 = \rho_R$), the type of steel deck formwork according to the manufacturer ($x_5 = \text{MF 50 or MF 75}$) and the maximum slab span (x_6). Fig. 1 shows the composite slab with an indication of the design variables. The limits of the design variables are given in Table 2.

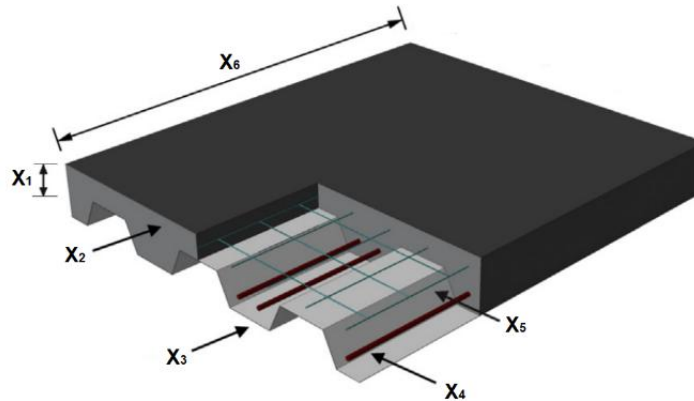


Fig. 1 – Decision Variables for composite steel and concrete slabs: Adapted from Grossi et al. (2020)

Table 2 – Design Variables Limits

$50\text{mm} \leq x_1 \leq 120\text{mm}$ $20\text{MPa} \leq x_2 \leq 50\text{MPa}$	$x_3 = [0.80; 0.95; 1.25](\text{mm})$ $0\% \leq x_4 \leq 2\%$	$x_5 = [\text{MF50}, \text{MF75}]$ $1.8\text{m} \leq x_6 \leq 6\text{m}$

2.3. Constraints

As problem constraints, the design criteria for double-supported composite slabs defined by NBR 8800:2008 were considered, as per Eq. (4) to (9).

$C(1) : \frac{M_{Sd}^+}{M_{Rd}^+} - 1 \leq 0$	(4)	$C(4) : \frac{\delta}{\delta_{m\acute{a}x}} - 1 \leq 0$	(7)
$C(2) : \frac{V_{Sd}}{V_{v,Rd}} - 1 \leq 0$	(5)	$C(5) : \frac{esp_{NR}}{esp_{m\acute{a}x}} - 1 \leq 0$	(8)
$C(3) : \frac{V_{Sd}}{V_{l,Rd}} - 1 \leq 0$	(6)	$C(6) : 1 - \frac{esp_{NR}}{esp_{min}} \leq 0$	(9)

For constraint formulation, constraint C(1) involves verifying the limit states associated with positive bending moments, while C(2) and C(3) pertain to vertical and longitudinal shear checks, respectively. Constraint C(4) verifies the serviceability limit state of excessive deflection. C(5) and C(6) correspond to the maximum and minimum spacing for the positive reinforcement.

To solve the multi-objective optimization problem, the NSGA algorithm available in the Matlab libraries (2020) was utilized.

3. Results and Discussions

To demonstrate the application of the formulation proposed here, the problem studied by Teixeira et al. (2023) was analyzed, where a single-objective optimization of CO₂ emissions from a double-sided composite slab, MF-50 steel form, with a total load of 10.1 kN/m² and a span of 2.5m was carried out using the PSO and GWO algorithms. The optimal solution according to Teixeira et al. (2023) consists of an MF50 form with a thickness of 0.8mm, a concrete cover of 55 mm, a concrete f_{ck} of 25MPa and a reinforcement rate of 0.20%, which led to a final CO₂ emission equal to 91.28 kgCO₂. For the example in question, multi-objective optimization of the portion relating to CO₂ emissions was implemented, in addition to presenting the results of the final costs of the slab, as well as the maximum span that the slab supports at this load level. Fig 2 shows the graphs with the Pareto Frontiers of the CO₂ Emission versus Span and Cost versus Span solutions.

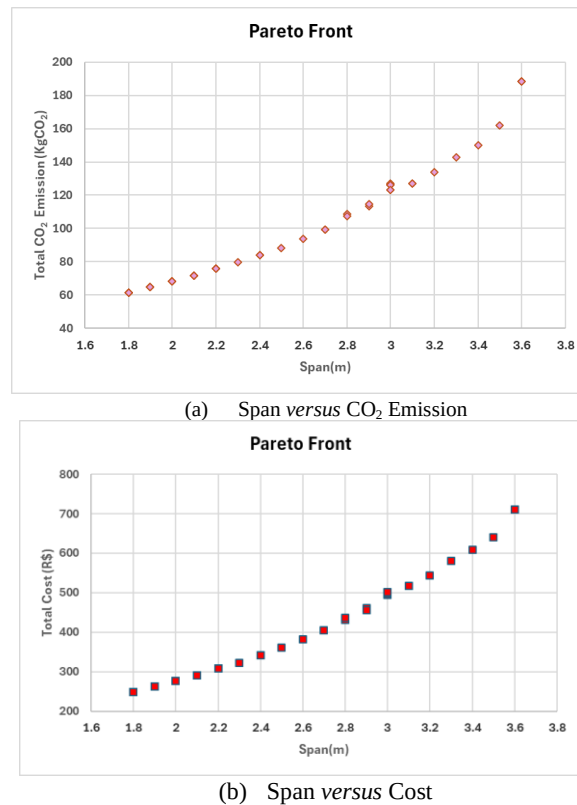
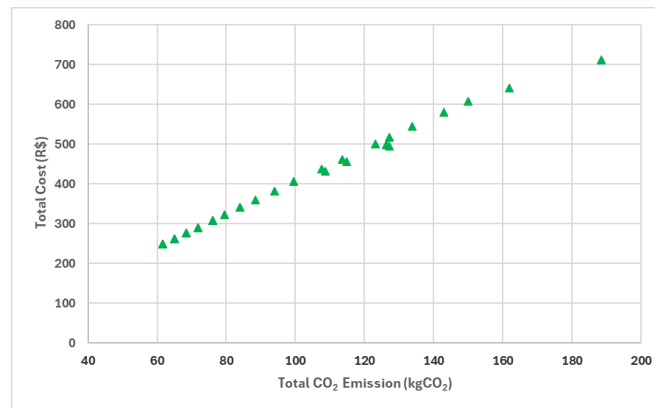


Fig. 2 – Composite Slab Pareto Frontiers

As depicted in Fig. 2, the multi-objective CO₂ emissions solution using NSGA resulted in 88.33 kgCO₂ for the 2.5m span, which is 3.23% lower than the result presented by Teixeira et al. (2023). Additionally, for this span, the final cost of the slab was R\$360.60. It is also evident that, for this same load, the slab can withstand a span of 3.6m with an MF50 shape, having a thickness of 0.8mm, a concrete layer of 100mm, a concrete f_{ck} of 40MPa, and a reinforcement rate of 0.15%.

From the Pareto Frontier, it is further observed that the final emission and cost of the slab found for this maximum span of 3.6m were 188.50 kgCO₂ and R\$710.70, respectively, considering an MF50 form with a thickness of 0.95mm, a concrete layer of 85mm, a concrete f_{ck} of 25MPa, and a reinforcement rate of 0.15%. Additionally, there was an increase in emissions of 54.7kgCO₂ and a cost increase of R\$218.1 when going from the 2.0m span to the 3.0m span. This indicates that for every meter increase in the slab span, there is a ratio of R\$3.98/kgCO₂. Fig. 3 illustrates the variation in total CO₂ emissions versus cost.

Fig. 3 –CO₂ Emission versus Cost

From Fig. 3 it is possible to see that the Cost/CO₂ Emission relationship has a linear variation as the gap increases. It is also observed that some solutions, specifically for the 2.8m, 2.9m and 3m spans, were not unique, leaving it up to the designer to evaluate which will be the best solution adopted.

4. Conclusions

According to the presented results, it can be concluded that the solutions obtained from the multi-objective formulation yielded superior outcomes for total CO₂ emissions from the slab compared to those presented by Teixeira et al. (2023) in a single-objective analysis. Additionally, it was possible to identify alternative solutions with larger spans for the same load considered by Teixeira et al. (2023), optimizing both costs and CO₂ emissions, reaching a maximum span of 3.6m.

Regarding the relationship between cost and CO₂ emissions, it is observed that the increase in span and the R\$/kgCO₂ ratio are inversely proportional. This demonstrates that more substantial reductions in the cost/CO₂ emission ratio can be achieved with larger spans.

5. Acknowledgements

The authors acknowledge the Brazilian Federal Government Agency CAPES and State Government Agency FAPES for the financial support provided during the development of this study. The first author thanks State Government Agency FAPES for the research productivity grant and the fourth author thanks the Brazilian Federal Government Agency CNPq for the productivity research grant number 309741/2020-3

6. References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas de Aço e Concreto de Edifícios*. Rio de Janeiro, 2008.
- [2] Grossi L G F, Santos C F R, Malite M . Longitudinal shear strength prediction for steel-concrete composite slabs with additional reinforcement bars. *Journal of Constructional Steel Research* 2020.
- [3] Celis-Imbajoa E I, Paredes J A, Bedoya-Ruiz D. Experimental and analytical study at maximum load of composite slabs with and without conventional reinforcement, applying the serial/parallel mixing theory and FEM. *Engineering Structures* 2021.

- [4] Santoro J F, Kripka M. Minimizing environmental impact from optimized sizing of reinforced concrete elements. *Computers and Concrete* 2020, 25: p. 111-118.
- [5] Guimarães S A, Klein D, Calenzani A F G, Alves E C. Optimum design of steel columns filled with concrete via genetic algorithm: environmental impact and cost analysis. *REM – International Engineering Journal* 2022, 75: p. 117-128.
- [6] Erlacher G, Calenzani A F G, Alves E C. Topological optimization of composite trusses considering CO2 emission via metaheuristics algorithms. *IBRACON Structures and Materials Journal* 2023, 16.
- [7] Silva G F, Kripka M, Alves E C. CO2 emission optimization of composite floor systems with cellular beams via metaheuristics algorithms. *Structural Engineering and Mechanics An International Journal*, 2024, 89: p. 1-14.
- [8] Afshari H, Hare W, Tesfamariam S. Constrained multi-objective optimization algorithms: Review and comparison with application in reinforced concrete structures. *Applied Soft Computing Journal* 2019.
- [9] Liu Q, Li X, Liu H, Guo Z. Multi-objective metaheuristics for discrete optimization problems: A review of the state-of-the-art. *Applied Soft Computing Journal Elsevier Ltd* 2020.
- [10] Neves M, Basaglia C, Camotim D. Stiffening optimisation of conventional cold-formed steel cross-sections based on a multi-objective Genetic Algorithm and using Generalised Beam Theory. *Thin-Walled Structures* 2022.
- [11] Bai X, Han H, Zhang L, Hou Y, Zhang Y. A distribution-knowledge-guided assessment strategy for multiobjective particle swarm optimization. *Information Sciences* 2023.
- [12] Mezzomo, G. P. Análise estrutural de telhas de aço trapezoidais formadas a frio. Porto Alegre, 2007.
- [13] Mezzomo G P, Iturrioz I, Grigoletti G, Gomes H M. Investigation of the mechanical behavior of trapezoidal roofing sheets using genetic algorithms. *Expert Systems with Applications* 2010b, 37: p. 939–948.
- [14] Mezzomo G P, Iturrioz I, Grigoletti G, Gomes H M. Influence of the fixing type in the optimization of trapezoidal roofing sheets. *Journal of Constructional Steel Research* 2014, 96: p. 26–39.
- [15] METFORM. Catálogo steel deck. 2019. <<http://www.metform.com.br/wordpress/?project=telha-forma>>. (Acessado em: 01 mar. 2024).
- [16] Teixeira M O, Alves E C, Valle J P S O, Calenzani A F G. Design of simply supported composite slabs of steel and concrete via metaheuristic optimization algorithm. *Asian Journal of Civil Engineering* 2023: p.1-16.

Optimización de sistemas de piso mixto compuestos por cerchas mixta vía algoritmo bonobo

Autores: Chayana Morgner Gomes da Silva ⁽¹⁾, Adenílcia Fernanda Grobério Calenzani ⁽¹⁾, Élcio Cassimiro Alves ⁽¹⁾

¹ Federal University of Espírito Santo, Vitória – ES - 29075-910, Brasil.

Resumen

El presente trabajo tiene como objetivo presentar la optimización de sistemas de piso mixto compuestos por cerchas mixtas tubulares con relleno de concreto en el cordón superior mediante el uso del algoritmo Bonobo, el cual se implementó basándose en el comportamiento social y reproductivo de los bonobos. Se llevó a cabo un análisis comparativo del rendimiento del algoritmo con el Algoritmo de Enjambre de Partículas, utilizando las emisiones de CO₂ de los materiales utilizados en la ejecución del piso como función objetivo del problema de optimización. Los resultados indican que el algoritmo Bonobo tuvo un desempeño superior al Algoritmo de Enjambre de Partículas, y que las emisiones del piso pueden reducirse al utilizar tubos rellenos de concreto en el cordón superior de la cercha. Además, se puede concluir que la forma de la losa de acero tuvo la mayor contribución a las emisiones finales, y que los hormigones utilizados para llenar los tubos tuvieron resistencias mayores o iguales a 25 MPa, teniendo un impacto moderado en las emisiones finales del piso, con una reducción en torno al 12%.

Palabras clave: Optimización Estructural, Emisiones de CO₂, Algoritmo Bonobo, Algoritmo Enjambre de Partículas.

Abstract

The objective of this work is to present the optimization of composite floor systems supported by tubular composite trusses with concrete filling in the upper chord through the use of the Bonobo algorithm, which was implemented based on the social and reproductive behavior of bonobos. A comparative analysis of the performance of the algorithm was carried out with the Particle Swarm Algorithm, using the CO₂ emissions of the materials in the execution of the floor as an objective function of the optimization problem. The results indicate that the Bonobo algorithm outperformed the Particle Swarm Algorithm and that floor emissions can be reduced by using concrete-filled tubes in the upper chord of the truss. Furthermore, it can be concluded that the steel deck formwork had the greatest contribution to the final emissions, and the concretes used to fill the tubes had resistances greater than or equal to 25 MPa, having a moderate impact on the final floor emissions, with a reduction of around 12%.

Keywords: Structural Optimization, CO₂ Emissions, Bonobo Algorithm, Particle Swarm Algorithm.

1. Introduction

In the field of structural engineering, the choice of the structural system of a building is of fundamental importance for the final result, in terms of the weight of the structure, ease of manufacturing, speed of assembly, and consequently the final cost of the structure. (Johnson, 2004). Topological optimization can be considered as a procedure for searching the geometry and physical arrangement of a structural system through a metaheuristic algorithm that provides the optimal solution to improve structural performance.

The composite floor system, due to its good support capacity, has been widely used in industries and buildings, with the need to expand and consolidate its knowledge in the field

of structural optimization. It can be stated that the topological optimization of composite floor systems is still a little-explored field with some studies, such as Poitras et al. (2011), Arpini et al. (2022), Teixeira et al. (2023) and Silva et al. (2024).

Topological optimization involving steel-concrete composite trusses is not a field with structured knowledge. Still, it presents promising results compared to other types of profiles, as presented by Silva et al. (2023) and Erlacher et al. (2023). Furthermore, the search for environmentally sustainable structures expresses the importance of the relationship between economic growth, environmental conservation, and social concern, with a view of the established goals of reducing greenhouse gas emissions, in this context, steel-concrete composite structures, can significantly contribute to reducing CO₂ emissions.

To solve structural optimization problems recursively, metaheuristic algorithms have been used, which were developed to discover heuristics capable of producing optimal solutions for the problems under analysis. The Bonobo Optimizer (BO) is a robust, intelligent and adaptive metaheuristic optimization algorithm for solving optimization problems with constraints and multiple variables, inspired by the social behavior and reproductive strategies of bonobos proposed by Das and Pratihar (2019). Since its conception, several studies have been carried out by researchers such as Das et al. (2020), Das and Pratihar (2022) and Goodarzimehr et al. (2023) to validate the BO algorithm. These studies demonstrated its efficiency in obtaining optimal solutions for a series of problems when compared to other algorithms.

To this end, this study seeks to present the topological optimization formulation of a composite floor system supported by tubular composite trusses taking into account the minimization of CO₂ emissions. The solution to the optimization problem will be obtained through the Bonobo Algorithm.

2. Formulation of the Optimization Problem

2.1. Objective function

The objective function to minimize CO₂ emissions from the components of the composite floor system is described in Eq. (1), given in kgCO₂:

$$\begin{aligned} \text{Min } CO_2 = & CO_{2(formwork)} + CO_{2(concrete slab)} + CO_{2(fill concrete)} \\ & + CO_{2(reinforcement)} + CO_{2(stud bolt)} + CO_{2(trusses)} \end{aligned} \quad (1)$$

Where: $CO_{2(formwork)}$ refers to the CO₂ emission from the steel deck formwork, $CO_{2(concrete slab)}$ refers to the CO₂ emission from the concrete slab, $CO_{2(fill concrete)}$ refers to the total CO₂ emission generated by the concrete filling the upper chord of the trusses, $CO_{2(reinforcement)}$ corresponds to the CO₂ emission generated by the cracking mesh, $CO_{2(stud bolt)}$ corresponds to the CO₂ emission generated by all shear connectors used and $CO_{2(trusses)}$ corresponds to the total CO₂ emission generated by the profiles of the girder and secondary trusses (internal and edge). The CO₂ emissions of the materials that compose the objective function are presented in *Table 1*.

Table 1 – CO₂ emission from materials.

Material	CO2 Emission	Source
Concrete (f _{ck} = 20 MPa)	140.05 kgCO ₂ /m ³	Santoro and Kripka (2020)
Concrete (f _{ck} = 25 MPa)	149.26 kgCO ₂ /m ³	
Concrete (f _{ck} = 30 MPa)	157.65 kgCO ₂ /m ³	
Concrete (f _{ck} = 35 MPa)	171.64 kgCO ₂ /m ³	
Concrete (f _{ck} = 40 MPa)	182.14 kgCO ₂ /m ³	
Concrete (f _{ck} = 45 MPa)	194.70 kgCO ₂ /m ³	
Concrete (f _{ck} = 50 MPa)	225.78 kgCO ₂ /m ³	
Tubular Steel (VMB350)	1.12 kgCO ₂ /kg	World Steel Association (2020)
Steel Deck Formwork	2.64 kgCO ₂ /kg	
Reinforcement Mesh (CA60)	1.92 kgCO ₂ /kg	
Stud Bolt	0.23 kgCO ₂ /unit	
(ø19mm, 105mm)		

2.2. Design variables

For the proposed problem, the design variables of the optimization problem of the composite floor system supported by tubular composite trusses were defined, as presented in *Fig. 1*.

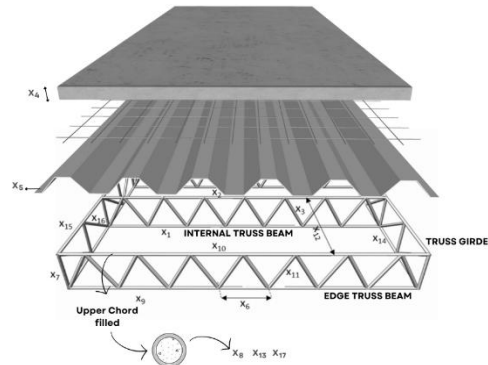


Fig. 1 – Design variables of the composite floor system supported by tubular composite trusses.

Where: x_1, x_2, x_3 : refer to the tubular profile of the lower, upper chords and web members of the internal trusses; x_4 : f_{ck} of the floor slab; x_5 : refers to the thickness of the steel deck formwork; x_6 : refer to the number of truss panels; x_7 : refer to the height of trusses; x_8 : f_{ck} of the concrete-filled of the upper chord of internal trusses; x_9, x_{10}, x_{11} : refers to the tubular profile of the lower, upper chord and web members of the edges trusses; x_{12} : is the maximum span between trusses according to the Metform (2019) catalog; x_{13} : f_{ck} of the concrete-filled of the upper chord of edge trusses; x_{14}, x_{15}, x_{16} : refers to the tubular profile of the lower, upper chord and web members of the girder; x_{17} : f_{ck} of the concrete-filled of the upper chord of girder.

2.3. Constraints

For topological optimization, the Ultimate Limit State (ELU) and the Service Limit State (ELS) described in Eq. (2) to Eq. (5) were considered, in accordance with Brazilian standards.

$$C(1): \frac{N_{c, Sd, ac}}{N_{c, Rd}} - 1 \leq 0 \quad (2) \quad C(4): \frac{M_{Sd, composite}}{M_{Rd}} - 1 \leq 0 \quad (3)$$

$$C(2): \frac{N_{c, Sd, uc, dc}}{N_{c, Rd}} - 1 \leq 0 \quad (4) \quad C(5): \frac{\delta_{Total}}{\delta_{Adm}} - 1 \leq 0 \quad (5)$$

$$\begin{cases} \text{if } \frac{N_{Sd, bc}}{N_{Rd}} \geq 0.2 \Rightarrow C(3): \frac{N_{Sd, bc}}{N_{Rd}} + \frac{8 M_{Sd, bc}}{9 M_{Rd}} - 1 \leq 0 \\ \text{if } \frac{N_{Sd, bc}}{N_{Rd}} < 0.2 \Rightarrow C(3): \frac{N_{Sd, bc}}{2 N_{Rd}} + \frac{M_{Sd, bc}}{M_{Rd}} - 1 \leq 0 \end{cases} \quad (6)$$

Where: constraint $C(1)$ and $C(2)$ refers to the verification of normal stress before and after curing of the concrete of the upper, lower chord and web members for the girder and secondary trusses (internal and edge) totaling 18 verifications; constraint $C(3)$ refers to checking for combined bending in the girder and secondary trusses (internal and edge); $C(4)$ represents the verification of the composite section and $C(5)$ represents the analysis of the total limit deflection.

3. Results and Discussions

To demonstrate the effectiveness of using BO and the proposed formulation, the problem proposed by Poitras et al. (2011) was analyzed. The authors optimized a composite floor system, using the PSO algorithm, with dimensions of 12 m x 10 m as shown in Fig. 2. The loading conditions applied as a design parameter were 1.6 kN/m² of dead loads and 4.8 kN/m² of live loads. Furthermore, dead and live loads were applied to the edge truss, both with an intensity of 4 kN/m and on the girder of 12 kN/m and 20 kN/m, respectively.

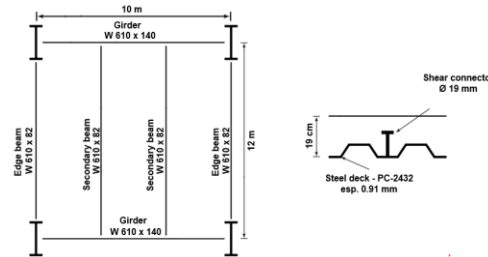


Fig. 2 – Solution presented by Poitras et al. (2011) via PSO.
Source: Adapted from Poitras et al. (2011).

Table 2 presents the profiles obtained. It can be observed that for the solutions with concrete-filled tube, the concrete strengths were above 25 MPa for the BO. As can be seen, although concrete with greater strength has greater CO₂ emissions, the use of filled tubes allows the reduction of their dimensions in order to minimize the total emission of the structure. Table 3 presents the comparative analysis between the solutions.

Table 2 – Truss profiles for the optimal solutions and from Poitras et al. (2011).

	Profile type	Alg.	Edge truss profile (mm)	Internal truss profile (mm)	Girder profile (mm)	Height (cm)	Nº Panels
Poitras et al. (2011)	Full web	PSO	W610x82	W610x82	W610x140	--	--
Authors	CHT	BO	LC:TC73.0x4.0 UC:TC101.6x4.0 WM:TC42.2x3.6	LC:TC88.9x3.6 UC:TC101.6x4.5 WM:TC42.2x4.0	LC:TC60.3x8.0 UC:TC141.3x8.0 WM:TC73.0x8.0	145	10
	CCFT	BO	LC:TC48.3x6.4 UC:TC33.4x3.2 WM:TC42.2x4.5 f_{ck} : 25 MPa	LC:TC73.0x4.0 UC:TC60.3x3.6 WM:TC48.3x4.0 f_{ck} : 50 MPa	LC:TC101.6x4.0 UC:TC114.3x6.4 WM:TC73.0x8.0 f_{ck} : 45 MPa	150	6

Table 3 – Comparative analysis of optimal solutions.

Information	Unit	Poitras et al. (2011)	Authors CCFT	
		PSO	BO	BO
Total slab height	cm	19	11	11
Thickness of the concrete layer	cm	--	6	6
f_{ck} of the slab	MPa	25	25	25
Steel Deck Formwork	--	PC-2432	MF-50	MF-50
Steel Deck Thickness	mm	0.91	0.80	0.80
Maximum span Steel Deck	m	3.33	2.00	2.00
Reinforcing steel mesh	--	--	Q-75 (ø3.8-150 × 150)	Q-75 (ø3.8-150 × 150)
Number of beams	un	4	6	6
Distance between beams	m	3.33	2.00	2.00
Total CO₂ emissions	--	13723.22	8855.06	7782.29

As can be seen in *Table 3*, there is a significant reduction (around 42%) in final CO₂ emissions, this can be explained by the non-verification of the vibration limit state, conducting to a reduction of 8 cm in slab thickness for the solutions obtained. *Fig. 3 a)* illustrates the contribution of each component of the composite floor to the solutions obtained and *Fig. 3 b)* and *c)* the final topology found for the analyzed floor.

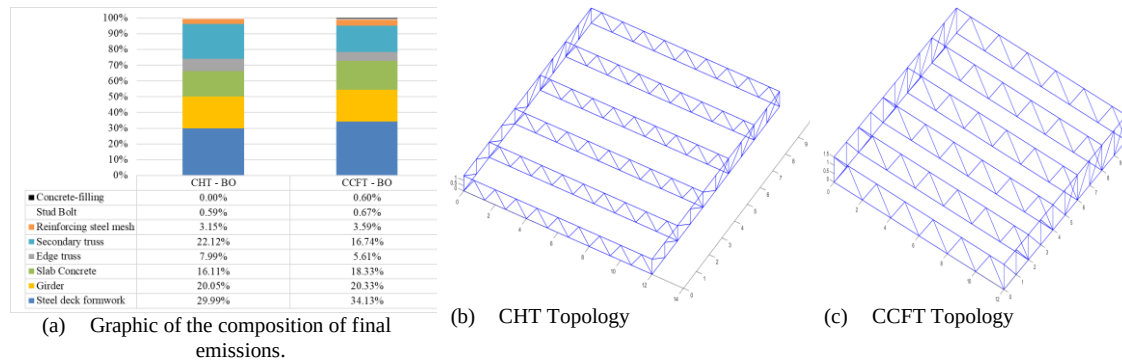


Fig. 3 – Composition and Final Topologies.

4. Conclusions

After carrying out the analyses, it can be concluded that the use of tubular trusses in composite floor systems corroborates the search for more environmentally efficient solutions, since the best solution with circular tubes filled with concrete showed a 43% reduction in final CO₂ emissions. It should be noted that, the non-verification of the vibration limit state may have led to this fact, through the reduction of the slab thickness in the optimization. It is also worth noting that, even with the increase in the number of internal trusses (from 4 to 6), there were no significant increases in the final CO₂ emission, since the truss have a low volume of associated steel. Another relevant aspect of CCFT trusses is the significant reduction in the dimensions of the tubular profiles, the reduction in the number of panels (from 10 to 6) and the increase of just 5 cm in the final height of the truss, when compared to CHT trusses, providing a reduction of around 12% in the final CO₂ emission.

5. Acknowledgments

The authors acknowledge the Brazilian Federal Government Agency CAPES and State Agency of Espírito Santo FAPES for the financial support provided during the development of this research. The third author thanks State Agency of Espírito Santo FAPES for the productivity research grant.

6. References

- [1] Johnson RP. Composite structures of steel and concrete: beams, slabs, columns, and frames for buildings. Third. Australia: Blackwell Publishing; 2004. 1–230 p.
- [2] Poitras G, Lefrançois G, Cormier G. Optimization of steel floor systems using particle swarm optimization. *J Constr Steel Res*. 2011 Aug;67(8):1225–31.
- [3] Arpini PAT, Loureiro MC, Breda BD, Calenzani AF, Alves ÉC. Optimum design of a composite floor system considering environmental and economic impacts. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*. 2022;15(3).
- [4] Teixeira MO, Alves ÉC, Valle JPS de O, Calenzani AFG. Design of simply supported composite slabs of steel and concrete via metaheuristic optimization algorithm. *Asian Journal of Civil Engineering*. 2023 Jun 30;
- [5] Silva GF, Kripka M, Alves EC. CO2 emission optimization of composite floor systems with cellular beams via metaheuristics algorithms. *Structural Engineering and Mechanics*. 2024;89:1–14.
- [6] Silva CGM, Afonso B V., Silva IOM, Calenzani AFG, Alves E.C. Analysis of CO2 Emissions in the Topological Optimization of Floor Systems Composed by Composite Trusses. In: *XLIV Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*. Porto; 2023.
- [7] Erlacher G, Calenzani AFG, Alves ÉC. Topological optimization of composite trusses considering CO2 emission via metaheuristics algorithms. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*. 2023;16(6).
- [8] Das AK, Pratihari DK. Optimal preventive maintenance interval for a Crankshaft balancing machine under reliability constraint using Bonobo Optimizer. *Mechanisms and Machine Science*. 2019;73:1659–68.
- [9] Das AK, Nikum AK, Krishnan SV, Pratihari DK. Multi-objective Bonobo Optimizer (MOBO): an intelligent heuristic for multi-criteria optimization. *Knowl Inf Syst*. 2020 Nov 1;62(11):4407–44.
- [10] Das AK, Pratihari DK. Bonobo optimizer (BO): an intelligent heuristic with self-adjusting parameters over continuous spaces and its applications to engineering problems. *Applied Intelligence* [Internet]. 2022;52:2942–74. Available from: <https://doi.org/10.1007/s10489-021-02444-w>
- [11] Goodarzimehr V, Topal U, Das AK, Vo-Duy T. Bonobo optimizer algorithm for optimum design of truss structures with static constraints. *Structures*. 2023 Apr 1;50:400–17.
- [12] Santoro JF, Kripka M. Minimizing environmental impact from optimized sizing of reinforced concrete elements. *Computers and Concrete*. 2020;25(2):111–8.
- [13] World Steel Association. Life cycle inventory (LCI) study, 2020 data release [Internet]. 2020 [cited 2023 Nov 13]. Available from: <https://worldsteel.org/wp-content/uploads/Life-cycle-inventory-LCI-study-2020-data-release.pdf>
- [14] Metform. Telha-fôrma (steel deck) [Internet]. 2019 [cited 2023 Nov 13]. Available from: <https://metform.com.br/wp-content/uploads/2022/08/Cata%CC%81logo-Steel-Deck-Ed.-2019.pdf>

Cómo citar: C. Morgner Gomes da Silva, A. F. Grobério Calenzani, y É. C. Alves, «Optimización de sistemas de piso mixto compuestos por cerchas mixta vía algoritmo bonobo», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 74-79. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Estudio de la curva de capacidad idealizada de un muro en mampostería confinada

Autores: Yessica Milena Menza-Calambás ⁽¹⁾, Alejandro Muñoz-Astudillo ⁽²⁾

¹ Docente. Universidad del Cauca. Calle 5 # 4-70, Popayán, 190003, Colombia.

² Egresado. Universidad del Cauca. Calle 5 # 4-70, Popayán, 190003, Colombia.

Resumen

El uso del sistema estructural de muros de mampostería confinada en estructuras de ocupación normal está en constante ascenso, por lo cual, estudiar su comportamiento inelástico resulta ser importante. Con este proyecto se estudió el comportamiento no lineal de muros de mampostería confinada sujetos a carga lateral a partir de un modelo analítico. Se inició realizando una revisión del estado del arte sobre métodos para conformar la curva de capacidad de un muro confinado. Las metodologías estudiadas permitieron evaluar el aporte de los elementos de confinamiento en la rigidez global del sistema a partir del método de la sección transformada.

Como resultado se presentó una curva de capacidad analítica trilineal elaborada a partir del modelo de Flores y Alcocer, y se comparó con los resultados del modelo experimental (M-0-E6) realizado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). Se concluyó que la curva de capacidad obtenida de forma analítica provee valores conservadores respecto a los obtenidos experimentalmente con el modelo M-0-E6. Además, se dio a conocer la contribución de los elementos de confinamiento en la rigidez global del sistema y en la distribución de los esfuerzos en el muro.

Palabras clave: mampostería confinada, rigidez latera, curva de capacidad.

Abstract

The use of the structural system of confined masonry walls in normal occupancy structures is constantly increasing, therefore, studying their inelastic behavior is important.

With this project, the nonlinear behavior of confined masonry walls subjected to lateral loading was studied using an analytical model. It began with a review of the state of the art on methods for forming the capacity curve of a confined wall. The methodologies studied allowed evaluating the contribution of the confining elements in the global stiffness of the system from the transformed section method.

As a result, a trilinear analytical capacity curve based on the Flores and Alcocer model was presented and compared with the results of the experimental model (M-0-E6) developed by the National Center for Disaster Prevention (CENAPRED). It was concluded that the capacity curve obtained analytically provides conservative values with respect to those obtained experimentally with the M-0-E6 model. In addition, the contribution of the confinement elements to the global stiffness of the system and to the stress distribution in the wall was revealed.

Keywords: confined masonry, lateral stiffness, capacity curve.

1. Introducción

Los sistemas de muros de mampostería confinada se usan con mayor frecuencia en la construcción de viviendas de uno y de dos pisos que hacen parte del grupo de ocupación normal. Esta tendencia se relaciona con la facilidad en el proceso constructivo del sistema, la eficiencia en los tiempos de construcción y, sobre todo, por la baja inversión económica comparada con otros sistemas estructurales [1].

Respecto al estudio del comportamiento estructural de este sistema se cuenta con una literatura limitada, debido al comportamiento frágil de sus elementos y a la poca ductilidad que el sistema ofrece [2]. Por lo anterior, los códigos de diseño adoptan factores de seguridad y limitaciones en altura para sistemas estructurales a base de muros en mampostería, restringiendo su uso en zonas de alta e intermedia sismicidad. La importancia del confinamiento del muro por medio de elementos de concreto reforzado, radica en que además de aportar a la resistencia, aumentan significativamente la rigidez elástica del muro y mejoran su capacidad de trabajo en el campo inelástico [3].

Durante este proyecto se estudió el comportamiento inelástico de un muro confinado, iniciando con el cálculo de la rigidez elástica, para posteriormente definir el valor del cortante de agrietamiento y la correspondiente resistencia máxima del muro, así como las distorsiones angulares que permiten definir de forma analítica la ductilidad del muro a través de la curva de capacidad idealizada.

1.1. Rigidez elástica de un muro

Esta propiedad permite relacionar la capacidad que tiene el muro para oponerse a las deformaciones laterales, y es función de los materiales constituyentes, de la geometría y de las condiciones de frontera del muro [4]. Usando los principios de la resistencia de materiales, es posible conformar la *Ec. (1)* para obtener la rigidez lateral de un muro de un piso de sección homogénea, donde H_m , I_w , A_w , E_m y G_m son respectivamente: altura, inercia, área de la sección del muro, módulo de elasticidad y de cortante de la mampostería; el factor k representa una relación de esfuerzos cortantes y β define las condiciones de frontera.

$$K_e = \left[\frac{H_m^3}{\beta E_m I_w} + \frac{k H_m}{A_w G_m} \right]^{-1} \quad (1)$$

En muros confinados, la ecuación analítica resulta ser más compleja que la del muro de sección homogénea, debido a que se tienen materiales constituyentes con diferentes propiedades. Aunque en la práctica se han simplificado los modelos ignorando el aporte de los elementos de confinamiento, en varias investigaciones se ha demostrado que la contribución de las columnetas es significativa; por ejemplo, en un muro con relación de aspecto igual a la unidad ($H/L=1.0$), las columnetas aumentan hasta en un 50% la rigidez total del muro y en muros más esbeltos puede ser superior al 200% [5]. Para considerar este aporte, una opción es usar el método de la sección transformada (*Fig. 1*) convirtiendo el concreto en mampostería por medio de la relación modular, para sumarle a la inercia efectiva del muro en mampostería ($I_w = \frac{e \cdot L_m^3}{12}$), la inercia equivalente de las columnetas obtenida con la *Ec. (2)*. Aunque con este método se puede incluir el aporte del acero de refuerzo, en la práctica es común despreciarlo [5].

$$I_c = n_c \cdot e \left[\frac{h_{c1}^3}{12} + \frac{h_{c2}^3}{12} + \dots + \frac{h_{cn}^3}{12} + h_{c1} d_1^2 + h_{c2} d_2^2 + \dots + h_{cn} d_n^2 \right] \quad (2)$$

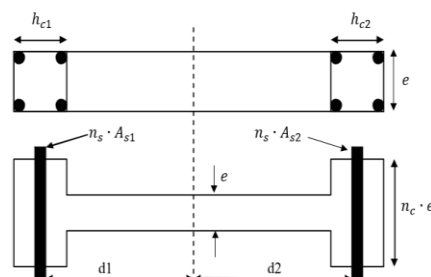


Fig. 1. Sección transformada del muro de mampostería confinada. Fuente: [5]

El método de elementos finitos (MEF) también puede ser usado para obtener la rigidez lateral del muro, dividiendo el elemento en una malla de múltiples elementos conectados en los nudos. A cada elemento se le asignan las propiedades y grados de libertad correspondientes, para posteriormente solucionar el sistema de ecuaciones simultáneas que describen el problema matemáticamente [6]. Para usar este método es indispensable usar un software que agilice la solución del modelo estructural y uno de los más usados en este campo es SAP2000.

1.2. Tipos de fallas

A continuación, se definen los tipos de falla asociadas a la tensión diagonal generada en muros sometidos bajo el efecto de cargas laterales. Estas fallas se identifican por las grietas inclinadas generadas a lo largo de las juntas de la diagonal del muro, generalmente debidas a la debilidad que existe en la interfaz entre la unidad de mampostería y el mortero de pega, o cuando se tienen unidades de mampostería de baja resistencia, las grietas se propagan a través de la misma unidad [7]. Por ejemplo, la falla de cortante por desplazamiento se presenta sobre la junta horizontal de mortero debido a la débil unión entre el ladrillo y el mortero, mientras la falla por corte se caracteriza por el agrietamiento en forma de escalera que sigue la forma de las juntas sobre la diagonal, debido a las tensiones de tracción generadas en el paño del muro. La falla de flexión se presenta en muros esbeltos con la aparición de grietas verticales en la esquina del muro sometida a tracción, y de aplastamiento de la esquina sometida a compresión. La falla de aplastamiento por compresión diagonal se genera en muros confinados debido al efecto del puntal que aparece cuando se separa el paño en mampostería de los elementos de confinamiento. En este tipo de falla se concentran esfuerzos de compresión en las esquinas del muro, aplastando las unidades de mampostería de baja resistencia [8].

1.3. Resistencia al cortante

Esta propiedad de la mampostería es función de la calidad de la pieza en arcilla, del mortero de pega y de la adherencia entre ambos materiales o rugosidad de las piezas. El esfuerzo cortante resistente se puede aproximar a la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mampostería ($v_m = \sqrt{f'_m}$), considerando únicamente una falla por tracción diagonal a través de las piezas. Experimentalmente se ha determinado que para muros en los cuales no se asegura el agrietamiento diagonal a través de las piezas, es recomendable usar solo el 80% de la resistencia a cortante ($v_m = 0.80\sqrt{f'_m}$). Estos resultados experimentales realizados en los años 70 tienen limitaciones estadísticas, y debido a que en la actualidad estudiar este material no es de común interés a diferencia de otros materiales de construcción, la base de datos continúa siendo escasa. Por lo anterior, los códigos de diseño además de restringir su uso en edificaciones de mediana o gran altura, también restringen el valor de la resistencia al cortante con límites relativamente bajos [9]. Sin embargo, existe la posibilidad de tomar valores mayores cuando se realizan pruebas experimentales con

materiales de mayor calidad que justifiquen este incremento; estos ensayos están regulados por normas técnicas y representan un costo adicional en el diseño estructural.

1.4. Curva de capacidad de un muro en mampostería

Esta gráfica representa el comportamiento de un muro sometido al efecto de una carga lateral en términos de cortante y deformación angular. Su forma se puede describir por 3 zonas bien definidas [10]: El estado límite elástico, con comportamiento prácticamente elástico proporcional a la rigidez elástica efectiva K_e y cuyo límite superior indica la generación de la primera grieta significativa en la diagonal. Estando el muro agrietado se identifica la segunda zona, definida por el proceso de degradación de rigidez y caracterizada por una pendiente positiva menor a la elástica inicial. En la última zona, el muro alcanza su máxima resistencia e inicia un proceso de degradación hasta llegar a su resistencia última que indica la falla del muro. El último punto de esta gráfica continúa siendo objeto de estudio debido a la variabilidad de los resultados experimentales [5]. De la literatura se destacan 3 metodologías para elaborar la curva de capacidad idealizada para un muro en mampostería confinada: El modelo idealizado de Flores y Alcocer [11], basado en la envolvente del comportamiento histerético de un muro confinado sometido a la acción de cargas cíclicas. El modelo de Godínez y Sánchez [12] que a partir de un modelo simplificado de un grado de libertad obtiene el desplazamiento lateral en la corona del muro, representando la rigidez del modelo mediante un sistema de resortes en paralelo correspondientes a la rigidez de las columnetas de confinamiento y del paño del muro en mampostería. El modelo de Cornejo y Hernández que, basado en la metodología de Flores y Alcocer, presenta una curva trilineal idealizada a partir de 3 puntos representativos relacionados con estados límites de desempeño del elemento [13].

2. Metodología

Inicialmente se decide realizar un análisis del aporte de los elementos de confinamiento en la rigidez lateral total del muro, con el objetivo de enfatizar sobre su importancia en el comportamiento estructural de todo el elemento. Considerando que este parámetro es la base para caracterizar el estado límite de la curva de capacidad del muro, se analiza un modelo de elementos finitos con y sin el aporte de los elementos de confinamiento para obtener la rigidez lateral y la distribución de esfuerzos en el plano del muro.

Luego, usando la metodología de Flores y Alcocer se elabora la curva de capacidad idealizada para un muro confinado, usando las ecuaciones y consideraciones indicadas en la Tabla 1.

Tabla 1. Parámetros experimentales del modelo de Flores y Alcocer (2001). Fuente: [10].

Mampostería confinada sin refuerzo horizontal	
Cortante	Deformación angular
$V_{agr} = V_{RDF}$	$DI_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_e * H}$
Fuerza cortante resistente de diseño especificada en las NTCM-RCDF (2020) [16]	K_e es la rigidez elástica considerando los elementos de confinamiento con el método de la sección transformada.
$V_{max} = 1.25 * V_{agr}$	$DI_{max} = 0.003$
$V_{ult} = 0.80 * V_{agr}$	$DI_{ult} = 0.005$

Posteriormente con el fin de comparar los resultados, se estudian y resumen los resultados experimentales del modelo M-0-E6 del Centro Nacional de Prevención de Desastres de México (CENAPRED) [14]. Este modelo hace referencia a un muro de mampostería confinada sin refuerzo horizontal, que hace parte de un grupo de 4 especímenes ensayados con el propósito de estudiar el efecto del refuerzo horizontal en la respuesta estructural de un sistema confinado sometido a carga

lateral cíclica. Las medidas del paño del muro al igual que sus elementos de confinamiento se presentan en la Fig. 2, y en la Tabla 2 se presentan sus propiedades mecánicas.

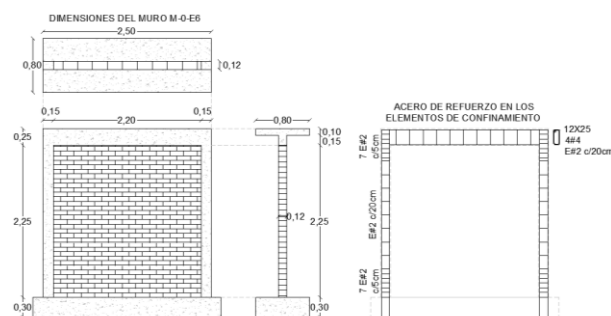


Fig. 2. Modelo del muro M-0-E6. Fuente: [14]

Tabla 2. Propiedades mecánicas de la mampostería espécimen M-0-E6. Fuente: [14]

f'_m MPa $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	v'_m MPa $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	E_m MPa $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$
2.65 (26)	0.255 (2.6)	714.43 (7285)

3. Resultados

Usando un modelo elástico de elementos finitos, se calculó la rigidez lateral de un muro en mampostería con y sin confinamiento (Tabla 3). Se encontraron resultados favorables en el caso del muro confinado, representados en un aumento de la rigidez cercana al 200% y una distribución de los esfuerzos de tensión que favorecen el paño frágil del muro (Fig. 3).

Tabla 3. Resultados de la rigidez del muro simple y confinado.
Método de elementos finitos – MEF

Rigidez sin confinamiento (kN/m)	Espesor del confinamiento (m)	Rigidez confinada (kN/m)	Factor de Rigidez (%)
69313.17	0.30	135802.47	1.96 (196)

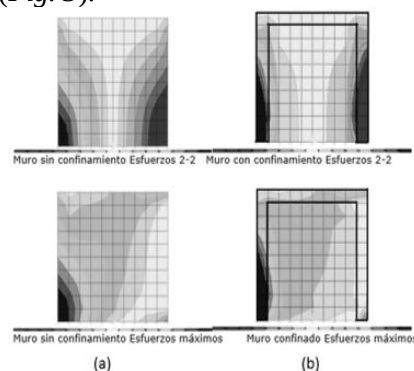


Fig. 3. Distribución de esfuerzos (a) Muro sin confinamiento (b) Muro confinado. Fuente: SAP2000.

Respecto a la curva de capacidad idealizada propuesta por Flores y Alcocer (Resultados analíticos) y usando el método de la sección transformada en el cálculo de la rigidez lateral elástica, para un muro con las mismas dimensiones y propiedades del modelo experimental de CENAPRED (M-0-E6) se obtiene la Fig. 4.

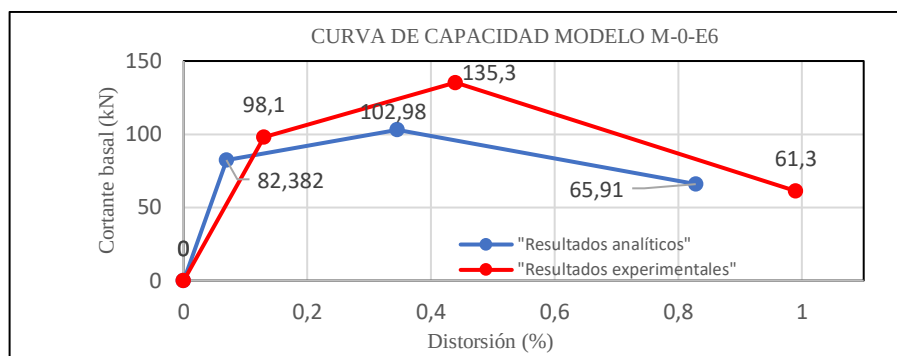


Fig. 4. Curva de capacidad idealizada – Analítica y Experimental

Según la figura anterior, el modelo analítico para construir la curva idealizada consiste en un primer tramo ascendente con pendiente positiva igual a la rigidez elástica del muro. Cuando se genera en el muro el primer agrietamiento, inicia la segunda etapa con rigidez menor debido al deterioro de sus materiales. En esta etapa se llega al cortante máximo que resiste el muro. Después de alcanzar la máxima resistencia, la curva envolvente desciende con una pendiente negativa hasta llegar a su deformación última. Con estos resultados es posible concluir, que para este caso y usando la metodología generada por Flores y Alcocer que permite considerar el aporte de los elementos de confinamiento en el cálculo de la rigidez, los resultados son conservadores respecto a la envolvente de respuesta del muro M-0-E6 ensayado por el CENAPRED.

4. Conclusiones

Aunque en los diseños estructurales del sistema de muros confinados es usual despreciar el aporte de los elementos de confinamiento en el cálculo de la rigidez, con los resultados presentados es evidente que su aporte es significativo y que, además generan una distribución favorable de los esfuerzos de tensión máximos en la frontera entre el paño del muro y el elemento de confinamiento, disminuyendo el efecto del sismo en el paño central que es usualmente frágil.

En la actualidad, la mampostería sigue siendo estudiada con menos frecuencia que otros sistemas estructurales, por lo cual, aún no se definen ni estandarizan parámetros característicos para elaborar una curva de capacidad idealizada que permita estudiar el comportamiento inelástico de este sistema estructural. Además, la variación en los resultados experimentales, sobre todo en la deformación angular última, dificultan una conclusión generalizada sobre su comportamiento inelástico. Sin embargo, contar con una curva de capacidad idealizada conservadora respecto a los resultados de resistencia máxima experimentales, permite iniciar con estudios analíticos del sistema que son más accesibles y económicos respecto a ensayos en laboratorios. Debido a lo anterior, mientras no se avance en estos estudios experimentales, los diseños de sistemas de muros confinados regidos por los códigos de diseño seguirán siendo conservadores, restringiendo la capacidad real de los materiales constituyentes. Es importante mencionar que, según las metodologías estudiadas, existe una amplia sensibilidad en los resultados medidos respecto a las propiedades mecánicas del elemento, las cuales varían de acuerdo a las características de los materiales locales de cada región.

5. Referencias

- [1] F. J. Crisafulli, C. Genatios y M. Lafuente, *Vivienda de interés social en América Latina*, Caracas: CAF-Banco de Desarrollo de América Latina, 2016.
- [2] G. F. Orozco Orozco, *Análisis de vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería confinada, mediante análisis no lineal de cargas laterales incrementales en Guatemala*. Universidad de San Carlos de Guatemala, 2019.
- [3] M. Astroza I. y A. Schmidt A., «Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño,» *Revista de Ingeniería Sísmica*, n° 70, pp. 59-75, 2004.
- [4] J. M. Gere y B. J. Goodno, *Mecánica de materiales*, Ciudad de México: Cengage Learning Editores, S.A. de C.V., 2009.
- [5] D. Calderón Ardila, *Modelación inelástica de mampostería confinada ante carga lateral*. Universidad de los Andes, 2005.

- [6] M. A. Taveras Montero, *Revisión de las recomendaciones para modelar y analizar estructuras de mampostería confinada ante carga lateral*. Universidad Nacional Autónoma de México, 2008.
- [7] A. Tena y E. Miranda, «Capítulo 4: Comportamiento mecánico de la mampostería,» de *Edificaciones de mampostería para la vivienda*, México, Fundación ICA, 202, pp. 103-132.
- [8] D. F. Páez Moreno, S. X. Parra Rojas y C. A. Montaña Gutiérrez, «Alternativa estructural de refuerzo horizontal en muros de mampostería,» *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, vol. 8, n° 14, pp. 51-69, 2009.
- [9] Secretaría de obras y servicios de México, Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2020, 19 de octubre.
- [10] O. Zúñiga Cuevas y A. Terán Gilmore, «Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada,» *Revista de Ingeniería Sísmica*, n° 79, pp. 25-48, 2008.
- [11] L. E. Flores y S. M. Alcocer, «Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada,» México, 2001.
- [12] V. M. Godínez Baltazar y T. Sulpicio Sánchez, «Cálculo simplificado de la curva de capacidad basal carga-distorsión en edificaciones de baja altura elaboradas con mampostería confinada y ubicadas en zonas de alto peligro sísmico,» *Informes de la Construcción*, p. 74(566): e441., 2022.
- [13] T. Cornejo Vázquez y H. Hernández Barrios, «Resistencia lateral de estructuras de mampostería confinada,» *Ingeniería–Revista Académica*, vol. 17, n° 3, pp. 179-190, 2013.
- [14] G. Aguilar Ramos, *Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante cargas laterales*. Universidad Nacional Autónoma de México, 1997.

Cómo citar: Y. M. Menza-Calambás y A. Muñoz-Astudillo, «Estudio de la curva de capacidad idealizada de un muro en mampostería confinada», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 80-86. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Finite element models of recycled rubber isolators

Autores: Katherin Acosta-Gutiérrez ⁽¹⁾, Felipe Guerrero ⁽¹⁾, Albert R. Ortiz, Ph.D. ⁽¹⁾, Peter Thomson, Ph.D. ⁽¹⁾, Johannio Marulanda, Ph.D. ⁽¹⁾

¹ Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Universidad del Valle, Cali, 760042, Colombia.

Resumen

Los aisladores sísmicos son dispositivos que buscan reducir daños por causados por sismos. A pesar de las ventajas que se obtienen al usar aisladores, su utilización es limitada por el alto costo de materiales como plomo, acero y caucho, investigaciones recientes buscan reducir los costos para proyectos de ingresos medios y bajos. Nuevas tendencias emplean caucho reciclado y capas de fibra en lugar de acero, prometiendo mayor eficiencia costo-rendimiento. Estos materiales en desarrollo requieren validación experimental y numérica. La validación experimental requiere someter los materiales bajo diversas deformaciones, lo que conlleva a ensayos costosos y prolongados. Por otra parte, la validación numérica por medio de ensayos finitos no presenta estas desventajas y en cambio permite predecir comportamientos más allá de los ensayados. Este estudio presenta modelos de elementos finitos de aisladores elastoméricos reforzados con fibras de caucho reciclado (RR-UFREIs) en un software de elementos finitos. El caucho se modela como hiperelástico e incompresible, mientras que la fibra se modela como elastoplástica. Los resultados obtenidos en la modelación en elementos finitos se validan con datos experimentales.

Palabras clave: Modelos de elementos finitos, aisladores sísmicos, caucho reciclado, fibra.

Abstract

Seismic isolators are devices that seek to reduce damage caused by earthquakes. Despite the advantages of using isolators, their use is limited by the high cost of materials such as lead, steel and rubber. Recent research seeks to reduce costs for middle- and low-income projects. New trends employ recycled rubber and fiber layers instead of steel, promising greater cost-performance efficiency. These materials under development require experimental and numerical validation.

Experimental validation requires subjecting the materials to various deformations, which leads to costly and time-consuming tests. On the other hand, numerical validation by means of finite tests does not present these disadvantages and instead allows predicting behaviors beyond those tested. This study presents finite element models of recycled rubber fiber reinforced elastomeric insulators (RR-UFREIs) in finite element software. The rubber is modeled as hyperelastic and incompressible, while the fiber is modeled as elastoplastic. The results obtained in the finite element modeling are validated with experimental data.

Keywords: Finite element models, seismic isolators, recycled rubber, fiber-reinforced.

1. Introducción

Los aisladores sísmicos son elementos de disipación de energía sísmica en distintas estructuras. Se dividen en dos tipos: aisladores elastoméricos y aisladores de fricción, de acuerdo con el principio de disipación de energía que utilicen. Los aisladores elastoméricos están hechos de láminas de caucho con refuerzos metálicos o de fibra, y en casos particulares con núcleos de plomo para mejorar su capacidad de disipación de energía. Los aisladores de fricción pueden ser cojinetes deslizantes o de tipo péndulo [1].

El costo de utilizar aisladores sísmicos suele suponer un incremento en el precio final de la construcción de entre el 23% y el 56% en términos de costo directo. En los estudios realizados, un sistema de aislamiento sísmico puede costar entre 30 y 50 dólares por metro cuadrado, lo que supone entre un 5% y un 10% del coste total de la construcción [2], [3]. En cambio, el uso de aisladores sísmicos puede disminuir costos de reparación de la estructura o reposición de elementos afectados luego de un evento sísmico. La inversión inicial puede ahorrar un 20% en costes de reparación tras un evento sísmico [2], [4].

Una forma de reducir los costos de implantación de aisladores sísmicos es usando de materiales innovadores, como el caucho reciclado, que también contribuye en términos medioambientales. Además, la utilización de fibra de poliéster bidireccional de origen nacional también tiene influencia en la reducción de costos, al reemplazar las platinas de acero. Sin embargo, la validación experimental es necesaria para la implementación de aisladores sísmicos con caucho reciclable. Para esta validación experimental, se requieren pruebas bajo diferentes estados de tensión-deformación. Los ensayos de compresión, corte-compresión, tracción y adherencia son los más comunes, todos ellos necesarios para estudiar el comportamiento de los aislantes en condiciones reales. Sin embargo, en la vida real, estos ensayos son costosos y tienen la inclusión de muchas variables a estudiar, haciendo inviable ensayar bajo todas las condiciones posibles. Por ello, es necesario utilizar modelos actualizados de elementos finitos para determinar el comportamiento esperado de los aisladores antes de su construcción. Los modelos de elementos finitos no están desarrollados de forma generalizada para cualquier tipo de aislador. Por esta razón, es esencial disponer de modelos de elementos finitos que se centren en la evaluación del comportamiento de la estructura bajo diferentes condiciones de carga y su interacción con los elementos estructurales.

En este trabajo se presenta un conjunto de modelos de elementos finitos de aisladores elastoméricos desconectados de caucho reciclado reforzados con fibra de origen natural (RR-UFREIS) denominados "ECO-Aisladores". El caucho se modela utilizando un modelo Ogden para materiales hiperelásticos. Este modelo define el caucho como un material incompresible, y los parámetros se actualizaron a partir de ensayos de compresión última del caucho. La fibra se modela en ABAQUS®, utilizando material elástico con propiedades de tensión de falla. Las propiedades de las fibras se actualizaron a partir de ensayos de tracción.

2. Modelos de elementos finitos para el material

Con la finalidad de modelar el comportamiento de aisladores sísmicos desconectados de caucho reciclado reforzados con fibra de origen natural (R-UFREIS), se definen dos tipologías de modelos: modelos de caracterización del material basados en ensayos experimentales y modelos del aislador a escala reducida. Estos aisladores se componen de dos materiales: caucho que se obtienen de la trituration de llantas de camión [5], que conforma una matriz de caucho al mezclarse con un aglomerante que se activa en caliente junto con una mezcla de granos finos y medianos y la fibra bidireccional, de origen nacional.

2.1. Matriz de caucho reciclado

La matriz de caucho reciclado se compone de caucho de llanta reciclado granular y aglomerante que se activa en caliente. Para su modelación en elementos finitos se define como un material hiperelástico Ogden, cuya ecuación de energía potencial es de la forma descrita en la Ec (1), donde el valor de N es el orden de modelo (usualmente entre 1 y 3) y los valores de μ_i y α_i , son las constantes que describen el comportamiento del material. Adicionalmente el valor de D_i representa la incompresibilidad del material [6].

$$U = \sum_{i=1}^N \frac{2\mu_i}{\alpha_i^2} (\lambda_1^{-\alpha_i} + \lambda_2^{-\alpha_i} + \lambda_3^{-\alpha_i} + 3) + \sum_{i=1}^N \frac{1}{D_i} (J_{el} - 1)^{2i} \quad \text{Ec (1)}$$

Para el caso de estudio, inicialmente se ajustaron distintos modelos hiperelásticos, como se muestra en la Fig 1. , basados en ensayos de tensión, en probetas tipo corbatín realizados en la Universidad del Valle. Adicionalmente, se deben incluir parámetros que definan el comportamiento del material en la parte viscoelástica, los cuales se definen con los siguientes parámetros, los cuales se muestran en la Fig 1.

1. S: Factor de escala de esfuerzo
2. M: exponente positivo, que define la tensión efectiva y su relación con la velocidad de deformación
3. C: dependencia de la deformación por fluencia de la velocidad ad de deformación por fluencia
4. A: tasa efectiva de deformación por fluencia.

Posteriormente, se realiza un modelo a tensión del material para validar el uso del material, como se muestra en la Fig 1, obteniendo la comparación que se muestra en la Fig 2, donde el mejor ajuste se presentó con el modelo Ogden con un orden de $N = 1$. La probeta se modela con dimensiones de acuerdo con la norma ASTM D412. En el modelo se tienen restricciones en la base donde se restringe completamente movimiento y rotación ($U_1=U_2=U_3=0$, $UR_1=UR_2=UR_3=0$), en la parte superior se restringen los movimientos en el sentido X y Z ($U_1=U_3=0$) y todas las rotaciones ($UR_1=UR_2=UR_3=0$), y en este mismo punto se ejerce un desplazamiento de 33 mm, con el cual se genera tensión en la probeta.

Tabla 1. Caracterización de la matriz de caucho

Propiedades del caucho			Propiedades de la fibra	
Composición de matriz de caucho	Modelo hiperelástico	Parámetros histeréticos	Modelo Elástico	Modelo Plástico
Granulometría 75 % fina (100 μm) 25 % mediano (1 – 2 m) Densidad: 0.99 gr/cm ³	Ogden N = 1 μ_1 : 4.49290174 α_1 : 0.0245 D_1 : 0 R^2 : 0.86	S: 1.6 m: 0.5555 C: 4 A: -1	E = 115.06 MPa ν = 0.3 G = 44.5 MPa	$\sigma = 13.494 \text{ MPa}$; $\varepsilon = 0$ $\sigma_{\text{max}} = 200.912 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{\text{max}} = 0.11$

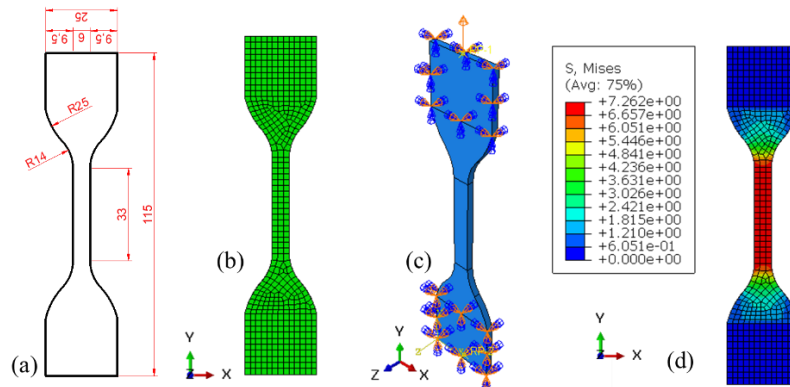


Fig 1. (a) Probeta según ASTM D412, (b) mallado de probeta con tamaño de 0.5 mm, (c) condiciones de borde, (d) resultados de esfuerzos de Von Mises

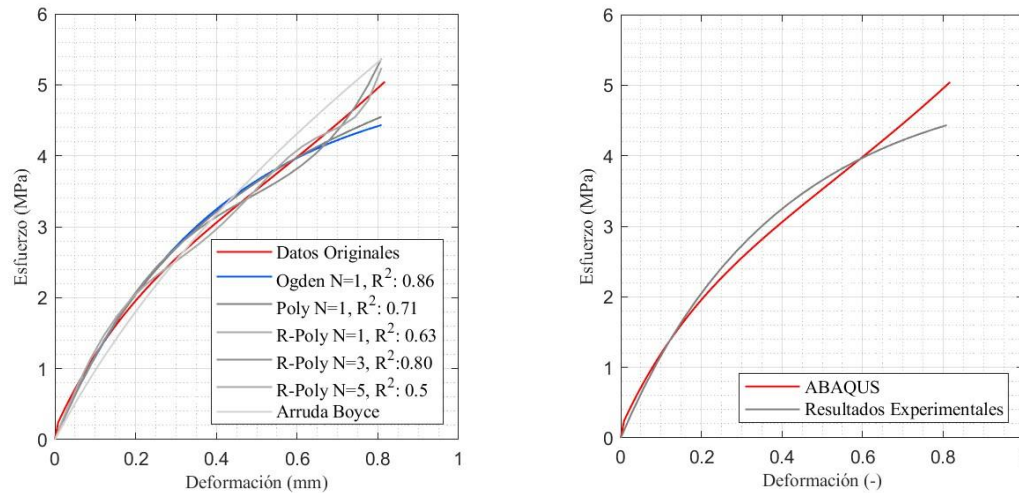


Fig 2. (a) Modelo a tensión de caucho, (b) comparación de datos de ensayo experimental con datos obtenido de ABAQUS®

Para verificar que el material de caucho produzca el efecto histerético buscado, se realiza un modelo a cortante de un cilindro de caucho con dos platinas que simulan las superficies de contacto, donde solo se tienen fricción, simulando una probeta desconectada, del mismo modo en el que funcionan los aisladores estudiados. La probeta de caucho tiene las siguientes dimensiones: diámetro de 28.6 mm, y altura de 9.8 mm. En la Fig 3(b), se muestra las condiciones de borde que tiene este modelo, las cuales son una condición en la base de completa restricción de movimiento y rotación, y en la parte superior no se permite ninguna rotación para generar que el desplazamiento inducido no genere rotaciones en el sistema. Es importante, anotar que entre la probeta de caucho y las placas definidas el contacto se define por medio de fricción, es decir esta desconectado del sistema. El desplazamiento inducido está en relación con la altura de la probeta de caucho, en este caso se aplico un desplazamiento de 1.96 mm (20%), de manera cíclica, durante 20 segundos.

En la Fig 3(c), se muestra el resultado obtenido de este modelo, donde se puede notar el comportamiento histerético del material, que es el necesario para la modelación adecuada de los aisladores sísmicos.

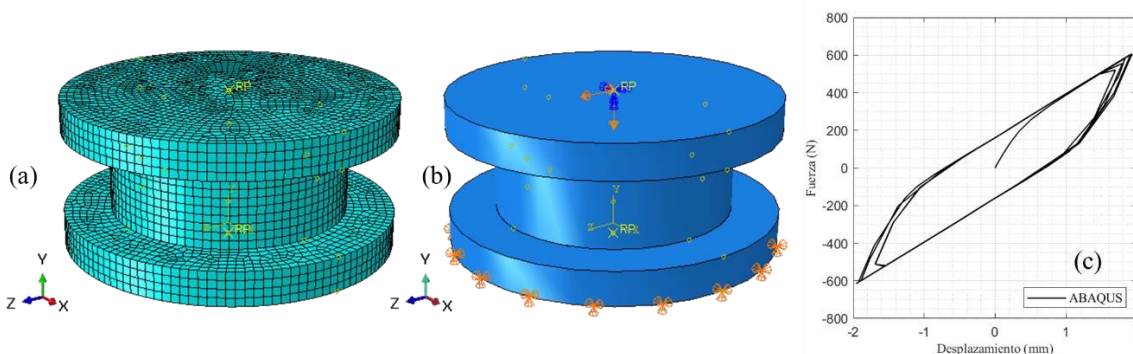


Fig 3. Modelo de ensayo a cortante en material: (a) Mallado, (b) condiciones de borde, (c) grafica de fuerza vs desplazamiento

2.2. Fibra bidireccional

Para la modelación de la fibra, se utilizaron ensayos a tensión, los cuales mostraron los resultados que se muestran en la Fig 4(d). La fibra dentro del modelo tiene una longitud de 600 mm, con un ancho de 95 mm y espesor de 1.1mm.- Las restricciones aplicadas son en la parte inferior una restricción total de desplazamiento y rotación, y a lo largo de la fibra una restricción de rotación

para evitar torsión en la fibra (ver Fig 4(b)). Finalmente, la fibra se aplica un desplazamiento de 73 mm de manera constante.

El modelo que define como un material isotrópico transversal para la parte elástica, es decir, es un material que tiene propiedades mecánicas iguales en el sentido plano pero distintas en el eje normal al plano. En ABAQUS® se modela por medio de constantes ingenieriles, donde se definen dos módulos de Young, dos relaciones de Poisson y dos módulo de cortante. Para la parte elástica se conforma por un esfuerzo y deformación de fluencia, como se muestra en la Fig 4.

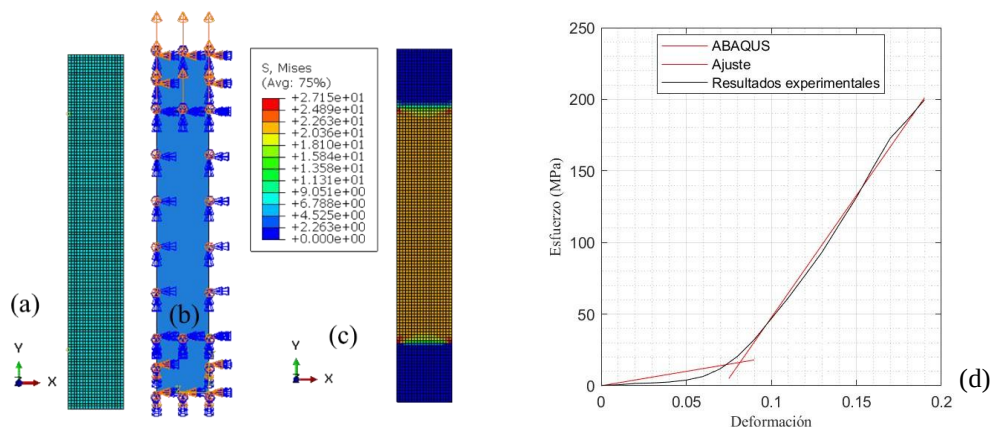


Fig 4. Ensayo a tensión de fibra (a) mallado (b) condiciones de borde, (c) distribución de esfuerzos, (d) comparación de resultados experimentales y ABAQUS.

3. Modelos de elementos finitos para aisladores

El modelo del aislador se basa en un aislador a escala reducida, presentado por la investigación de Ortega et al [5] en 2021. En estudios preliminares realizados en la Universidad del Valle, los aisladores fueron evaluados mediante ensayos de compresión monotónica y se encontró que eran adecuados para su uso en edificios de baja altura [5]. En una investigación similar realizada por Tan et al [7], se llevaron a cabo ensayos de compresión y cortante para evaluar el rendimiento de los aisladores, junto con su capacidad de amortiguación y propiedades últimas. Además, estos aisladores fueron modelados en el software ABAQUS y calibrados con datos experimentales [7].

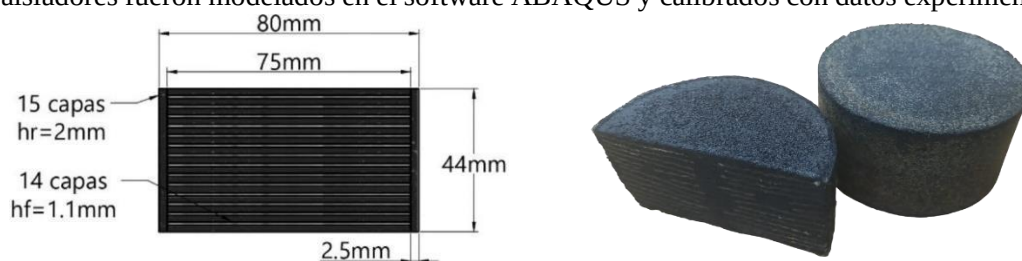


Fig 5. Dimensiones del aislador

El modelo del aislador tiene por 80 mm de diámetro con una altura de 44 mm. Está formado por 15 capas de caucho de 2 mm de espesor y 14 capas de fibra de poliéster bidireccional (Fig 5). Además del aislador, el modelo tiene dos elementos en las superficies inferior y superior que funcionan como placas que transmitirán las cargas o desplazamientos aplicados. Estos elementos son necesarios porque los RR-UFREIs son desconectados, lo que significa que no tienen unión con elementos estructurales, teniendo la posibilidad de desprenderse de los apoyos. La interacción entre las fibras y el caucho se toma como de tipo Tie, indicando que no existe movimiento relativo entre ambas instancias. La interacción entre el aislador y las placas base se asume como friccional. Las cargas y desplazamientos se aplicaron gradualmente mediante escalones evitando grandes desplazamientos iniciales.

Se realiza un modelo a compresión del aislador para verificar el modo de deformación del aislador, como se muestra en la Fig 6, donde podemos observar que las capas de caucho tienen un abultamiento, que es limitado por las capas de fibra que no lo tienen. En este modelo se aplicó una carga vertical constante de 19 kN. En el modelo a cortante del aislador se aplicó un desplazamiento cortante cíclico, para simular el protocolo presentado por la FEMA [8], con un desplazamiento máximo de 15 mm, además de una carga vertical de 19 kN. Ese modelo tiene restringido el movimiento en la base inferior ($U_1=U_2=U_3=0$, $UR_1=UR_2=UR_3=0$), en la parte superior se restringen los movimientos en el sentido Z ($U_3=0$) y todas las rotaciones ($UR_1=UR_2=UR_3=0$) (ver Fig 7(a)). En la Fig 7, podemos verificar la validez de los resultados obtenidos por medio de la modelación en elementos finitos, al comparar con los resultados experimentales obtenidos por Ortega et al [5], al simular un ensayo de cortante aplicando un protocolo de desplazamiento, con un error de aproximadamente el 17%.

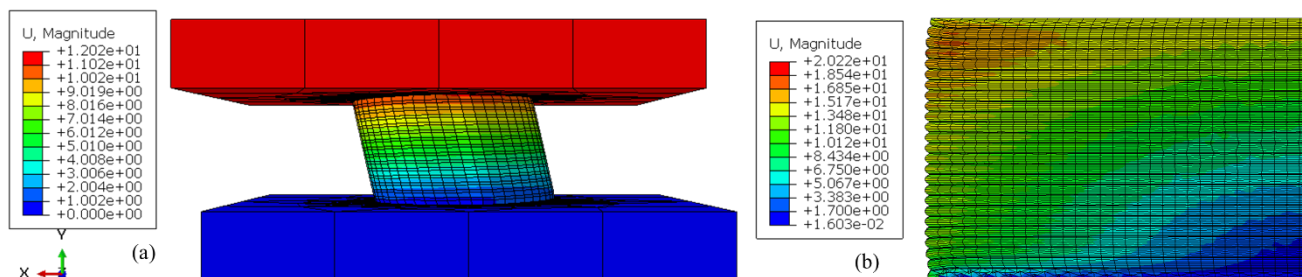


Fig 6. (a) Modelo a cortante, (b) modelo a compresión, del aislador. Desplazamiento inducido.

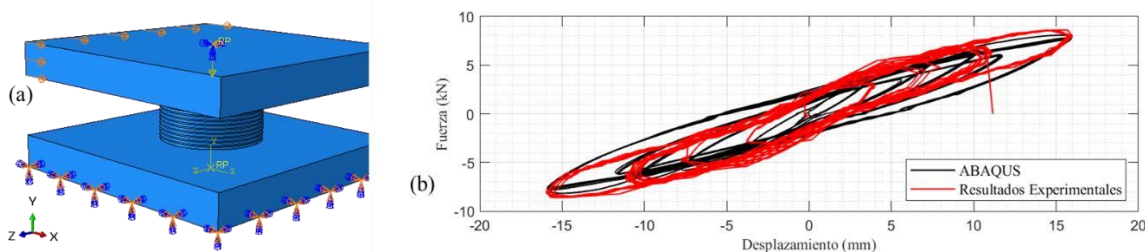


Fig 7. Modelo cortante (a) condiciones de borde, (b) grafica fuerza vs desplazamiento comparación con resultados experimentales.

4. Conclusiones y recomendaciones

La comparación de resultados demuestra que los modelos, presentan un comportamiento similar al observado de manera experimental, y pueden ser usados para validar de manera computacional los aisladores sísmicos. Para el material de la matriz de caucho reciclado, el modelo de Ogden tiene mejor ajuste en comparación con otros modelos evaluados. De igual forma, la fibra se modela mediante un modelo isotrópico transversal, lo que representa que su comportamiento mecánico es igual en todas las direcciones del plano, pero diferente en el eje perpendicular a la fibra.

En un trabajo futuro, se modelará el comportamiento de aisladores a escala real, para validar que su comportamiento sea equivalente a su contraparte a escala reducida. Además, se optimizarán parámetros para validar el comportamiento a compresión del aislador.

5. Agradecimientos

Agradecemos a la Universidad del Valle, y al proyecto de convocatoria interna “Modelación en Elementos Finitos de Aisladores Sísmicos con Matriz de Caucho Reciclado (CI: 21234).

6. Referencias

- [1] Oviedo, J. A., & Duque, M. del P. Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. Revista EIA, 2006, 6, 105–120.

- [2] Habieb, A. B., Valente, M., & Milani, G. Implementation of a simple novel Abaqus user element to predict the behavior of unbonded fiber reinforced elastomeric isolators in macro-scale computations. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2019,17(5), 2741–2766.
- [3] Bendix, A. A critical “base isolation” system could keep California buildings from crumbling during an earthquake, but few structures have it. *Insider*.
- [4] Kilar, V., Petrovčič, S., Koren, D., & Šilih, S. Cost viability of a base isolation system for the seismic protection of a steel high-rack structure. *International Journal of Steel Structures*, 2013, 13(2), 253–263.
- [5] Ortega Escobar, L. F., “Prototipos de aisladores sísmicos con matriz de caucho reciclado para la mitigación de riesgo en estructuras,” Universidad del Valle, 2022.
- [6] D. Dassault Systèmes Simulia Corp., “Abaqus Analysis User’s Manual” *Abaqus Analysis. User’s Manual*, 2016, vol. 2.
- [7] Tan, K. Xu, B. Wang, C. Chang, H. Liu, F. Zhou, Development and performance evaluation of an innovative low-cost seismic isolator, *Science China Technological Sciences*, 2014, 57 (10), 2050–2061.

Cómo citar: K. Acosta-Gutiérrez, F. Guerrero, A. R. Ortiz, P. Thomson, y J. Marulanda, «Finite element models of recycled rubber isolators», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 87-93. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Estudio de caso: Levantamiento del puente peatonal estación del metro Sabaneta, mediante tecnología láser 3D y modelación numérica del mismo (MEF) para el control de vibraciones por medio de amortiguadores de masa sintonizada (TMD)

Autores: Jorge Eliécer Campuzano Carmona ⁽¹⁾, Camilo Andrés Jiménez Maldonado ⁽²⁾, Giovanni Martínez Martínez ⁽³⁾

¹ Docente Ocasional, Ph.D., M.Sc. Politécnico Jaime Isaza Cadavid. Carrera 48 No 7-152, Medellín, 050021, Colombia.

² Estudiante Ingeniería Civil, Politécnico Jaime Isaza Cadavid. Carrera 48 No 7-152, Medellín, 050021, Colombia.

³ Docente Asociado, M.Sc, Ph.D. (c), Politécnico Jaime Isaza Cadavid. Carrera 48 No 7-152, Medellín, 050021, Colombia.

Resumen

El objetivo del estudio de caso del puente peatonal de la estación del metro de sabaneta, es realizar un levantamiento topográfico con tecnología escáner laser 3D y posteriormente realizar un modelo computacional encontrando las frecuencias y modos de vibración asociados al puente. Lo anterior tiene como objetivo final la localización de amortiguadores de masa sintonizada TMD (Tuned Mass Damper) para atenuar las vibraciones verticales producidas por los peatones usuarios del puente. Se adopta una metodología cuantitativa de análisis comparativo y modelación matemática basada en principios científicos de la dinámica estructural y sistemas de control. Se realizan varios modelos con el software de elementos finitos SAP2000 comparando las aceleraciones y desplazamientos del puente en puntos estratégicos con TMD y sin TMD. De todos los modelos se escoge aquel que de mejor comportamiento en la reducción de los desplazamientos verticales y aceleraciones que afectan el estado límite de servicio y operación de la estructura bajo cargas de excitación de pedestres.

Palabras clave: Escáner Láser 3D, AMS, MEF, Excitación pedestres, puente peatonal, vibraciones.

Abstract

The objective of the case study of the pedestrian bridge at the Sabaneta metro station is to carry out a topographic survey with 3D laser scanning technology and subsequently carry out a computational model finding the frequencies and modes of vibration associated with the bridge. The final objective of the above is to locate TMD (Tuned Mass Damper) tuned mass dampers to attenuate the vertical vibrations produced by pedestrians using the bridge. A quantitative methodology of comparative analysis and mathematical modeling is adopted based on scientific principles of structural dynamics and control systems. Several models are made with the SAP2000 finite element software comparing the accelerations and displacements of the bridge at strategic points with TMD and without TMD. Of all the models, the one that performs best in reducing vertical displacements and accelerations that affect the service and operation limit state of the structure under pedestrian excitation loads is chosen.

Palabras clave: 3D laser scanner, TMD, FEM, pedestrian excitement, Pedestrian bridge, vibrations.

Cómo citar: J. E. Campuzano Carmona, C. A. Jiménez Maldonado, y G. Martínez Martínez, «Estudio de caso: Levantamiento del puente peatonal estación del metro Sabaneta, mediante tecnología láser 3D y modelación numérica del mismo (MEF) para el control de vibraciones por medio de amortiguadores de masa sintonizada (TMD)», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 94-99. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

1. Introducción

Se utiliza tecnología láser escáner 3D realizando el levantamiento tridimensional, detallado y preciso del puente peatonal de la estación del metro de Sabaneta. Este levantamiento sirve como base para el modelado del puente por el método de elementos finitos con el programa SAP2000, logrando identificar las formas modales del mismo. Lo anterior con la finalidad de observar los puntos críticos de mayores aceleraciones y desplazamientos en el modelo y posteriormente plantear soluciones a las vibraciones del puente provenientes de las excitaciones de los peatones usuarios del mismo, dichas soluciones son los amortiguadores de masa sintonizada los cuales ayudan a mitigar las vibraciones, mejorando el desempeño en condiciones de servicio.

2. Metodología adoptada en la investigación.

2.1 Revisión del estado del arte.

Se realiza un estudio previo, de puentes peatonales con problemas de vibraciones excesivas debidas a excitaciones de los pedestres, los cuales se muestran en las siguientes referencias bibliográficas [1], [2], [3], [4], [5], [6], [7], [8], [9], [10], [11], [12], [13], [14], [15], [16], [17], [18] y [19].

2.2 Procedimiento de campo en el levantamiento topográfico del puente peatonal.

Se establecieron en el equipo los parámetros de escaneo, en diferentes posiciones estratégicas para capturar datos desde múltiples ángulos. Durante este proceso, el escáner emite pulsos laser hacia la superficie de la estructura, los cuales rebotan y son registrados por el sensor del escáner. Estos datos se recopilan y se procesan para crear una nube de puntos tridimensional que representa con precisión la geometría de la estructura escaneada. Las diferentes posiciones de escaneo tanto en la parte inferior como en la parte superior del puente en que se tomaron los datos, se muestran en la *Fig 1*, *Fig 2* y *Fig 3*

2.3 Software utilizado para procesar los datos obtenidos y generar el modelo.

Una vez que se ha completado el levantamiento, los datos capturados se procesan utilizando el software especializado de modelado 3D. Este software permite convertir la nube de puntos en un modelo tridimensional detallado de la estructura escaneada. Terminado este proceso se pudo utilizar este modelo para tomar las dimensiones de la geometría del puente. El modelo tridimensional con su geometría se muestra en la *Fig 4* y *Fig 5*. El modelado del puente es especialmente útil, para tomar las distancias de vano entre los apoyos. El puente peatonal cuenta con 5 luces de vano, siendo 4 principales por sus distancias. Las dimensiones de los 5 vanos son: 3.398m, 22.423m, 11.004m, 21.103m y 22.245m. El ancho de calzada del puente es de aproximadamente 2.97m. La sección del puente es mixta, la losa es de hormigón y la viga cajón es metálica, la cual se apoya sobre una base elastómera y esta a su vez en un ábaco de una columna de hormigón. La viga cajón del puente se muestra en la *Fig 6*. Debido a la sección mixta del puente de poca rigidez y a los vanos tan prolongados del puente, en este se perciben muy fácil las vibraciones verticales producidas por la excitación de los pedestres al caminar.



Fig 1. Escaneo puente parte inferior.



Fig 2. Escaneo puente parte inferior.



Fig 3. Escaneo puente parte superior.

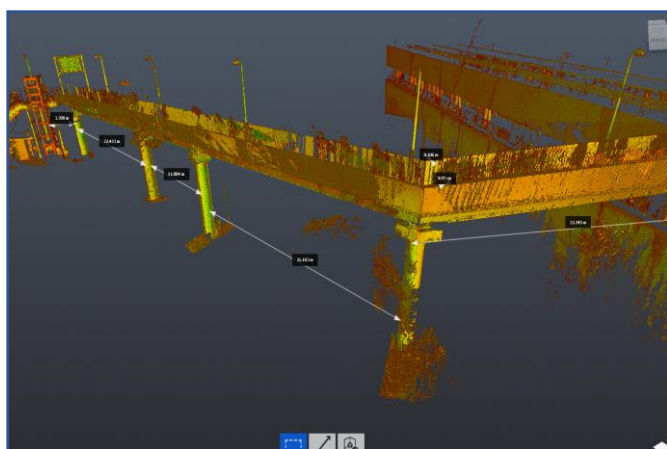


Fig 4. Modelo procesado con dimensiones de los vanos.

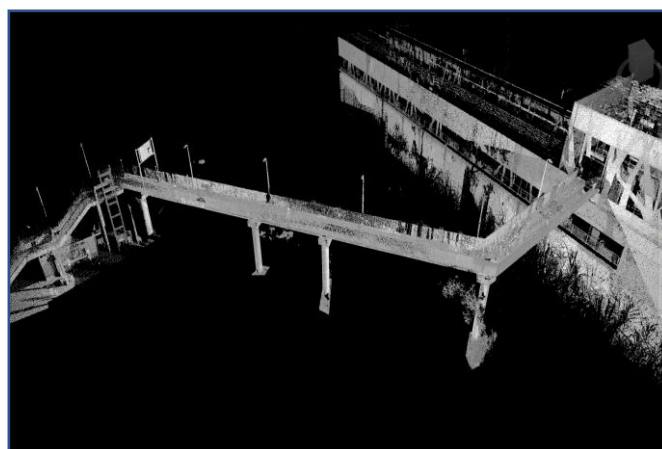


Fig 5. Modelo procesado vista superior.

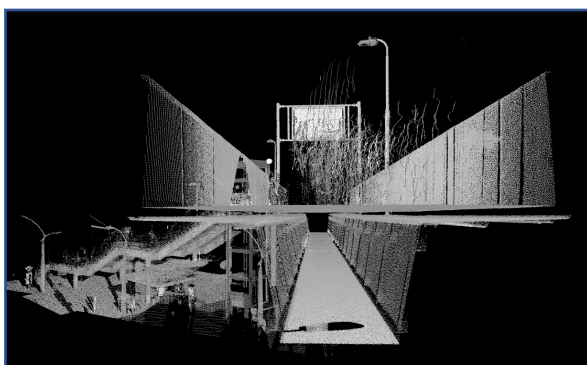


Fig 6. Sección de viga cajón del puente peatonal.

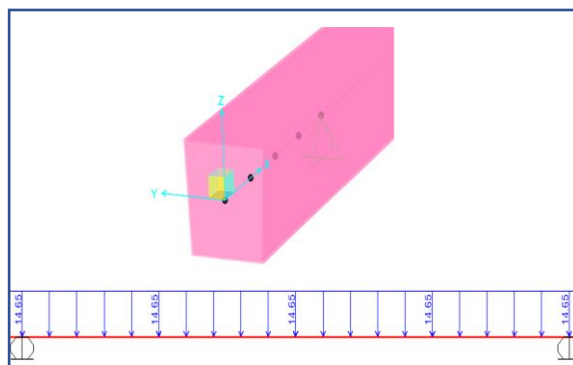


Fig 7. Sección de viga cajón del puente peatonal, modelo SAP2000

2.4 Modelado del puente mediante software de elementos finitos MEF.

Se utilizó la herramienta de section designer del programa SAP2000, para modelar la viga cajón de sección trapezoidal que se ve en la Fig 6. La viga cajón fue modelada con un material de acero de 50ksi. Para obtener las frecuencias naturales del puente y sus modos de vibración asociados a dichas frecuencias, la viga cajón se modeló como un elemento tipo frame, la cual a su vez fue cargada verticalmente con una carga muerta de 14.65 kN, correspondiente a la losa de hormigón y pantallas laterales de concreto que tiene el puente. Cada tramo de viga se dividió en elementos finitos del mismo tamaño. La sección de viga y la viga cargada se muestra en la Fig 7. En se figura se puede ver que las vigas se modelaron con apoyos de primer genero debido a los apoyos elastómeros del puente. Los efectos de aceleraciones inducidas verticales fueron obtenidos debido a los pasos de un peatón

individual, desplazándose a lo largo del puente, esto se logró aplicando una carga puntual en la misma posición donde el paso actúa sobre el puente. En total fueron 137 pasos, cercano de una distancia de 0.60m. Para el modelo se tomó una persona de aproximadamente 0.75 kN de peso corporal, con una frecuencia de paso aproximada de 2 Hz (2 pasos por segundo). La fuerza que genera el peso del pie en cada paso fue modelada como se muestra en la Fig 8 a través de una función de tiempo historia. Para la función tiempo historia llamada “Fuerzapie” que agrupa los 137 pasos, se tomó que el paso 1 comenzaba en un tiempo cero y el paso 137 terminaba a los 67.5 segundos. Se adoptó una razón de amortiguamiento crítico del 2%. En la Fig 9 se observa la asignación de los pasos.

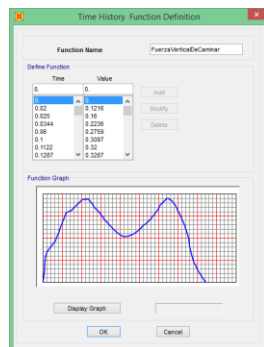


Fig 8. Fuerza que genera el pie en cada paso

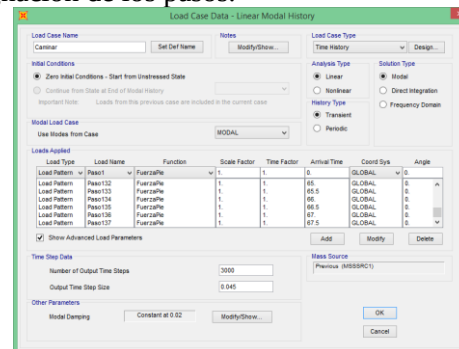


Fig 9. Caso de carga con la función FuerzaPie

Después de realizar el estudio numérico se pudo observar que el puente peatonal tiene las siguientes frecuencias de vibración: frecuencia 1 (0.42171Hz), frecuencia 2 (1.68521Hz), frecuencia 3 (3.80083Hz), frecuencia 4 (6.04804Hz). Las formas modales del puente y sus frecuencias se muestran en la Fig 10.



Fig 10. Formas modales del puente con sus frecuencias asociadas a cada modo.

Propuesta de amortiguador de masa sintonizado para atenuar vibraciones en puente.

Del análisis numérico se observaron los nudos más críticos los cuales presentaban mayores aceleraciones verticales, los cuales son: nudo 135 (mitad del tramo de 22.245m) acel max 0.0939m/s^2 , nudo 101 (mitad del tramo de 21.103m) acel max 0.0562m/s^2 , nudo 71 (mitad del tramo de 11.004m) acel max 0.01284m/s^2 , nudo 42 (mitad del tramo de 22.423m) acel max 0.0270m/s^2 . La aceleración más desfavorable se da en el nudo 135, en un tiempo de 60 segundos. Los segundos son tomados desde el paso 1 $t=0\text{s}$ en el primer tramo hasta el fin del puente paso 137 $t=67.5\text{s}$. Para los análisis se tomó una razón de amortiguamiento crítico del puente de 2%. En la Fig 11 se compara las aceleraciones del puente contra las máximas aceleraciones propuestas por el código de vibraciones [20]. Para mejorar el estado límite de servicio del puente son propuestos amortiguadores de masa sintonizada TMD, en los nudos anteriores. En la Fig 12 se presenta el TMD acoplado en el puente en nudo 135.

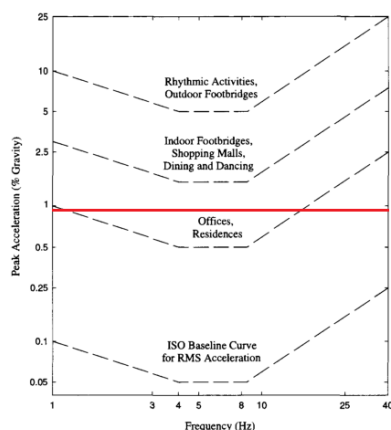


Fig 11. Máximas aceleraciones derivadas de actividades humanas.

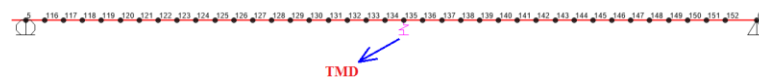


Fig 12. TMD propuesto y acoplado en el nudo 135 del puente

Se realiza un estudio paramétrico del TMD, variando la masa, la rigidez y el amortiguamiento del dispositivo. Los resultados son satisfactorios observando reducciones de aceleraciones verticales de hasta un 82.21%. La Fig 13 muestra las aceleraciones del nudo 135 y Fig 14 muestra los gráficos de las aceleraciones en el nudo 135, con amortiguador y sin amortiguador. La Tabla 1 muestra la variación de los parámetros del TMD

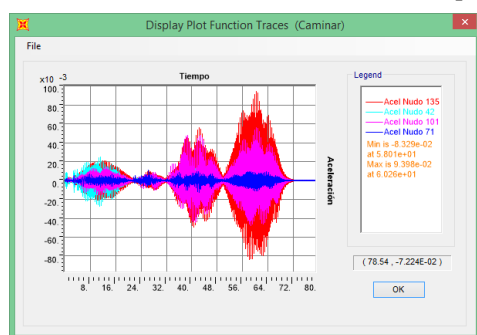


Fig 13. TMD propuesto en nudo 135.

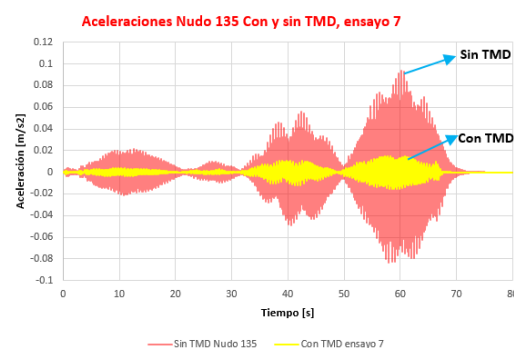


Fig 14. TMD propuesto en nudo 135.

Tabla 1 - Estudio paramétrico del amortiguador de masa sintonizado, donde se proponen varios TMD.

Variables	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7
Masa [kN*s ² /m]	1.00	1.50	1.70	1.90	2.50	3.50	3.80
Peso [kN]	9.810	14.715	16.677	18.639	24.525	34.335	37.278
Rigidez [kN/m]	10	10	15	20	20	20	25
Amortiguamiento	5%	5%	8%	8%	8%	10%	10%
Aceleración máxima [m/s ²]	0.0501	0.0351	0.0311	0.0283	0.0222	0.0168	0.0157
Reducción de aceleración	46.7%	62.6%	66.9%	69.8%	76.3%	82.1%	83.2%

3 Conclusiones.

La tecnología láser 3d resulto precisa para el levantamiento del puente. Con la ayuda de dispositivos de control las estructuras de ingeniería civil que presentan problemas de vibraciones excesivas, pueden mejorar el comportamiento para condiciones de servicio con el acoplamiento de amortiguadores pasivos como es el caso del TMD. Para el caso 7 del estudio del puente

peatonal, el TMD propuesto puede mejorar el comportamiento ante excitaciones de peatones. Lo anterior localizándolo en puntos estratégicos donde se presenten las máximas aceleraciones y sintonizando el mismo en la frecuencia de vibración del puente. Se observó en el caso 7 una reducción considerable de 83.2% en las aceleraciones. También fueron reducidos los desplazamientos verticales con la ayuda del TMD propuesto.

4 Agradecimientos

Se da un agradecimiento especial a la empresa Ingeniería y Topografía de Colombia S.A.S, por contribuir con el levantamiento topográfico del puente peatonal de la estación del metro de Sabaneta. También los autores agradecen al Politécnico Colombiano Jaime Isaza Cadavid por su patrocinio.

5 Referencias

- [1] Roberts, T. M., Lateral Pedestrian Excitation of Footbridges, *Journal of Bridge Engineering*, Vol 10, No 1, January 1, 2005.
- [2] Fiebig, W. Reduction of vibrations of pedestrian Bridges Using Tuned Mass Dampers (TMD). Wroclaw University of Technology, Institute of Machine Design. 2010. pp 165-174.
- [3] Warburton, G. Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters. *Earthquake engineering and structural*, vol 10, 1982, pp.381-440
- [4] Villaverde, R. Reduction in Seismic response with heavily-damped vibration absorbers. *Earthquake Engineering and structural dynamics*, vol 13, 1985, pp. 33-42
- [5] Fujino, Y., Abe, M. Design Formulas for Tuned Mass Dampers Based on a Perturbation Technique *Earthquake Engineering and structural dynamics*, vol 22, 1993, pp. 833-854
- [6] Feng, M., Mita, A. Vibration control of tall buildings using mega sub configuration. *Journal of engineering Mechanics*. Vol 10, 1995, pp. 1082-1088.
- [7] Sadek, F., Mohraz, B., Taylor, A. W., Chung, R. M. A method of estimating the parameters of Tuned Mass Dampers for seismic application. *Earthquake engineering and structural dynamics*. Vol 26, 1997, pp. 617-635.
- [8] Rudinger, F. Optimal absorber with Nonlinear viscous power law damping and white noise excitation. *Journal of engineering mechanics*, ASCE, Vol. 132, No 1, 2006. pp. 46-53.
- [9] Krenk, S. Hogsberg, J. Tuned Mass Absorbers on damped structures under random load. *Probabilistic engineering mechanics*, vol 23, 2008, pp.408-415.
- [10] Hoang, N., Fujino, Y., Wamitchai, P. Optimal Tuned Mass Damper for seismic applications and practical formulas. *Engineering Structures*, vol 30, 2008, pp. 707-715.
- [11] Gutierrez, M. Investigation of Passive control of irregular building structures using bidirectional Tuned Mass Damper. Ms Dissertation. The Ohio State University, 2012.
- [12] Carmona, J. E. C., Avila S. M., Doz G. Proposal of a Tuned Mass Damper with friction damping to control excessive floor vibrations. *Engineering structures*, Vol 148. 2017, pp 81-100.
- [13] Magdaleno, A. Iban. N, Cacho-Pérez, Cara, F.J., Diaz, I.M., Lorenzana, A., Pereira. E. A new procedure based on time domain indicators for optimal TMD tuning on footbridges. *X international Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2017*.
- [14] Rendo, Carlos M. C., Diaz, Ivan M. Soria, José M., Palacios Jaime G. Designing a footbridge with an integrated TMD: Improvement assessment. *Congresso de metodos numericos em Engenharia*. Gimaraes, Portugal. Universidad do Minho, 2019.
- [15] Mohammad A. Alhassan., Rajai Z. Al-Rousan., Shatha I. Al-Khaswneh. Control of vibrations of common pedestrian bridges in Jordan using Tuned Mass Dampers. *1st International conference on optimization driven architectural design (OPTARCH 2019)*.
- [16] Krzysztof Zoltowski, Anna Banas., Mikolaj Binczyk., Przemyslaw Kalitowski. Control of the bridge span vibration with high coefficient passive damper. *Theoretical consideration and application. Engineering Structures* 254 (2022) 113781
- [17] Rezende, F., Brunet, O., Diniz Varela, W. Pereira, A., Carvalho E. Evaluation of TMD performance in Footbridges using human walking probabilistic models. *Vibration* 2021, 4, 323-340
- [18] Sanz. J. S., Tesis doctoral: Análisis del estado límite de servicio y control de vibraciones en pasarelas peatonales. Universidad de Valladolid. Escuela de ingenierías Industriales. 2012
- [19] Klauss Livens, Geert Lombaert, Guido de Roeck, Peter Van den Broeck. Comparison of TMD designs for a footbridge subjected to human induced vibrations accounting for structural and load uncertainties. *X International conference on structural dynamics, EURODYN 2017. Procedia Engineering* 199 (2017) 1713-1718.
- [20] Murray, T.M, Allen,D.E, Ungar, E.E. Floor Vibration due to Human Activity, *American Institute of Steel Construction (AISC-CISC)*, 2003.

Criterios para el análisis estructural de edificios empleando programas de cómputo

Autores: John Jairo Blandón-Valencia ⁽¹⁾, Fredy Antonio Castañeda-López ⁽²⁾

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Minas Universidad Nacional de Colombia,
Sede Medellín, calle 65 #78-28, oficina M1-201, Medellín, Colombia.

² Castañeda Muñoz Ingeniería Civil SAS, calle 50 #43-91, oficina 404, Medellín, 050012,
Colombia.

Resumen

Este trabajo pretende mostrar algunos ejemplos típicos que se han recopilado al revisar las memorias de cálculos de diferentes proyectos estructurales, por lo cual se pretende presentarlos para dar a conocer algunos criterios erróneos al momento de realizar los modelos estructurales.

Se han realizado análisis de algunas memorias de cálculo y se han identificado casos como mal uso del concepto de diafragma rígido, confusión al momento de emplear los elementos finitos, confusión entre el uso de un elemento para columna o muro, uso erróneo de los elementos para las losas y forma de transmitir las cargas verticales.

La tecnología ha facilitado la realización de los procedimientos de análisis y diseño, así como de simulaciones virtuales que permiten a los ingenieros estructurales visualizar y analizar las características de un proyecto antes de su construcción de una forma apropiada. Esto ayuda a optimizar los diseños y a identificar posibles problemas o mejoras, ahorrando tiempo y recursos. Sin embargo, si estas herramientas no se emplean de una manera eficiente va a generar diseños que suelen estar del lado de la inseguridad

Palabras clave: Análisis estructural, simulación, diafragma, Modelado digital, Diseño estructural.

Abstract

This work aims to showcase some typical examples that have been compiled by reviewing the calculation reports of various structural projects, with the intention of presenting them to highlight certain erroneous criteria when creating structural models.

Analyses of several calculation reports have been conducted, revealing instances such as misuse of the rigid diaphragm concept, confusion in employing finite elements, ambiguity between using an element for a column or a wall, incorrect usage of elements for slabs, and the method of transmitting vertical loads.

Technology has facilitated the execution of analysis and design procedures, as well as virtual simulations, enabling structural engineers to visualize and analyze project characteristics before construction in an appropriate manner. This aids in optimizing designs and identifying potential issues or improvements, thereby saving time and resources. However, if these tools are not utilized efficiently, they may result in designs that tend to lean towards insecurity.

Palabras clave: Structural analysis, simulation, diaphragm, digital modeling, structural design.

1.Introducción

El análisis y diseño estructural es un proceso que consiste en crear una estructura segura y funcional bajo cualquier estado de cargas que pueda experimentar. La etapa de desarrollo de un proyecto de construcción inicia con el concepto arquitectónico y posteriormente se realiza el análisis y diseño de las estructuras que lo integrarán para determinar la estabilidad, la resistencia y la rigidez de ellas.

Dicha fase de análisis estructural puede desarrollarse de numerosas formas. En la actualidad se cuenta con herramientas de software que permiten agilizar los cálculos de manera formidable. Realizar el análisis y diseño estructural de un edificio por medio de los métodos tradicionales y manuales, es invertir una gran cantidad de tiempo. Es por ello que los programas de cómputo han permitido disminuir ese tiempo y obtener la misma fiabilidad en los resultados como lo tienen los métodos clásicos de análisis estructural. [1]

El objetivo básico en el diseño y análisis estructural es generar una estructura capaz de resistir todas las cargas aplicadas sin fallar durante su vida útil prevista, para ello existen principalmente 5 pasos que son: (1) modelado en el que se definen los elementos estructurales y los no estructurales y se definen los diagramas de cuerpo libre, (2) análisis de cargas en las que se establece cuáles son las posibles cargas o acciones que la estructura puede experimentar durante su vida útil y se definen los tipos de cargas como muertas, vivas, dinámicas y transitorias, (3) análisis estructural con el cual se evalúa el comportamiento del modelo estructural con las diferentes combinaciones de cargas realizadas, adicionalmente se obtienen las fuerzas internas de los elementos y los desplazamientos. (4) diseño estructural en el que se trata de dimensionar las diferentes partes de la estructura con base en los resultados del análisis. Las dimensiones estimadas inicialmente se verifican para los requisitos de durabilidad, estabilidad, resistencia y rigidez (rigidez/deformación). Estos requisitos se pueden encontrar en las normas de diseño y (5) detallado en donde se especifican las características de construcción con base en el material elegido. Por ello debe existir una coherencia entre el modelo estructural, el diseño estructural y el detallado, para definir correctamente las uniones, traslapes o conexiones entre los elementos. [2]

2. Revisión estructural

La revisión estructural es un proceso importante en la ingeniería estructural que se realiza para garantizar la seguridad, la estabilidad y evitar errores de criterio inadecuados para la estructura. Sirve para varios propósitos importantes:

- Seguridad: Se busca identificar posibles debilidades o deficiencias que puedan comprometer la integridad estructural y causar daños posteriores.
- Cumplimiento normativo: Las estructuras deben cumplir con los códigos de construcción y las normativas de seguridad establecidas por las autoridades locales, regionales o nacionales. La revisión estructural asegura que la estructura esté diseñada y construida de acuerdo con estos estándares y regulaciones.
- Optimización del diseño: La revisión estructural también puede ayudar a identificar oportunidades para mejorar la eficiencia y la economía del diseño. Esto puede incluir la optimización de la cantidad de material utilizado, la reducción de costos de construcción o el aumento de la durabilidad de la estructura.
- Identificación de problemas: Durante la revisión estructural, se pueden identificar problemas potenciales, como errores de diseño, deficiencias en la construcción, daños por corrosión u otros factores que podrían afectar la integridad estructural a lo largo del tiempo. Identificar estos problemas temprano puede ayudar a prevenir costosas reparaciones o incluso colapsos en el futuro.
- Garantía de calidad: La revisión estructural es parte del proceso de garantía de calidad en la construcción. Ayuda a asegurar que los materiales se utilicen adecuadamente, que los estándares de construcción se cumplan y que el trabajo se realice de acuerdo con los planos y especificaciones del diseño.
- Responsabilidad profesional: Para ingenieros civiles y arquitectos, la revisión estructural es una parte crucial de su responsabilidad profesional. Garantiza que cumplan con los

estándares éticos y profesionales al diseñar y supervisar la construcción de estructuras seguras y confiables.

Los aspectos mencionados son los que se asocian con el literal A.3.3.2 de la NSR-10, que dice “A.3.3.2 — *DEFINICIÓN DE LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL* — *Se entiende por configuración estructural de la edificación, no solamente la forma exterior de ella y su tamaño, sino la naturaleza, las dimensiones y la localización de los elementos estructurales, y no estructurales, que afecten el comportamiento de la edificación ante las solicitaciones sísmicas*”. Por lo anterior el revisor estructural debe estar en capacidad de identificar aspectos que no brinden seguridad en el diseño.

En resumen, la revisión estructural es esencial para garantizar la seguridad, la calidad y el cumplimiento normativo de las estructuras construidas. Ayuda a proteger la vida y la propiedad, a optimizar el diseño y a garantizar la responsabilidad profesional en la industria de la construcción.

Aunque los programas de cómputo han permitido optimizar el tiempo de análisis y diseño, la revisión estructural sigue teniendo un papel importante dado que en ocasiones los criterios de modelización son incorrectos, por lo que se podrían diseñar estructuras que no cumplan con los requisitos de seguridad. A continuación, se presentan algunos ejemplos de diseños reales y lo que se busca con este trabajo es aclarar los aspectos encontrados.

2.1. Diafragma de piso

Un aspecto que presenta criterios erróneos es la consideración del diafragma para los sistemas de pisos. Un diafragma (o membrana) es un elemento estructural tridimensional con dos de sus dimensiones mucho mayores que la restante, motivo por el cual se lo aproxima a una superficie bidimensional. Estos elementos son capaces de transmitir fuerzas que actúan en su plano a otros elementos dependiendo de su rigidez, de tal manera que formen un conjunto. Esta labor de transferencia debe ser en forma efectiva a los elementos concebidos para la resistencia y transferencia de cargas horizontales, es por ello que las fuerzas por compatibilidad que se generan cuando se producen deformaciones importantes en la zona de unión entre el sistema de piso y la estructura resistente a la carga lateral son relevantes y al no reforzarlos adecuadamente se presentarían daños importantes en el sistema de piso, y se generaría una redistribución de fuerzas en los muros y columnas.

La NSR-10 en el artículo A.3.6.1.2 especifica que “...*los elementos estructurales que no formen parte del sistema estructural de resistencia sísmica, deben investigarse con el fin de determinar si pueden mantener su capacidad de resistir cargas verticales cuando se ven sometidos a los desplazamientos horizontales y a las derivas, causados por los movimientos sísmicos de diseño...*”. Adicionalmente en el artículo A.3.6.5 indica que “...*deben proveerse elementos colectores capaces de transferir las fuerzas sísmicas que se originan en otras partes de la edificación hasta el elemento vertical del sistema de resistencia sísmica que resiste esas fuerzas*”.

Es común que se considere al momento de realizar el análisis estructura que los sistemas de piso se definan como diafragmas rígidos, situación que se hacía anteriormente cuando no se contaban con las herramientas de cómputo de hoy día con la finalidad de reducir el número de ecuaciones por nivel, por lo tanto, se asume que solamente experimentan desplazamientos y rotación en su plano, generando desplazamientos iguales en los elementos verticales que lo sostienen. De esta manera, las fuerzas laterales se distribuyen en los elementos sostén de acuerdo con las rigideces de los mismos.

La suposición de diafragma rígido es válida hoy en día, sin embargo, es necesario realizar las verificaciones pertinentes y usar dicho criterio en forma conveniente. En la Fig. 1 se

muestra unas imágenes de la planta de un edificio a la altura de la cimentación, tomadas del modelo usado en uno programa de análisis y así como una vista en 3D. Allí se muestra que, para la definición del diafragma de piso, se tomaron todos los elementos que están en un mismo nivel, independiente si están o no unidos por una losa o algún elemento horizontal. La Fig. 2 muestra uno de los niveles de otro edificio donde se asignó el criterio de diafragma rígido, independiente de la longitud del mismo, y en ningún caso se verificó que se cumpliera con ese requisito.

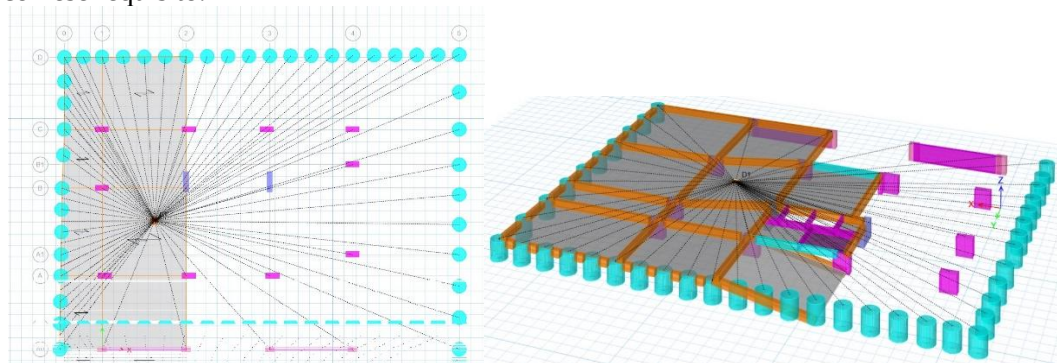


Fig. 1 – Edificio 1. Concepto equivocado de diafragma rígido

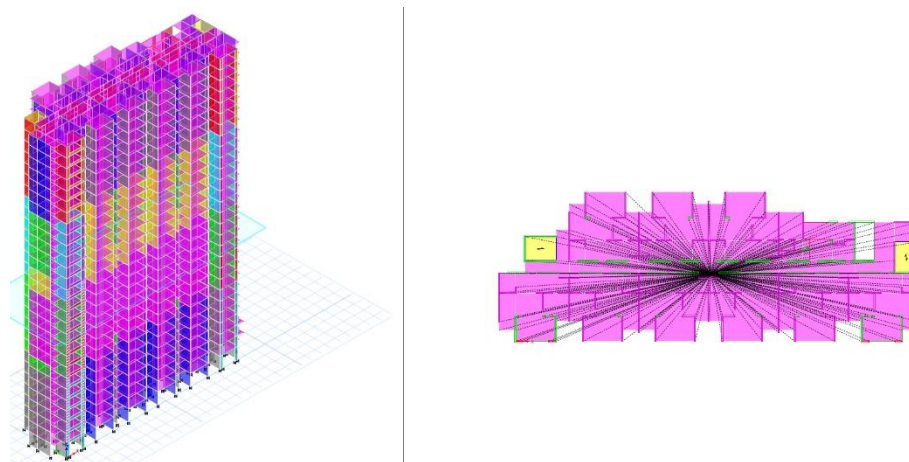


Fig. 2 – Edificio 2. Concepto equivocado de diafragma rígido

2.2. Estructuración

La NSR-10, en el artículo A.3.1.2 hace énfasis en las características de estructuración para todos los elementos que conforman la edificación, no solo para los elementos verticales de resistencia sísmica, sino que también hace énfasis en los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y de elementos no estructurales. También especifica en el A.3.2.4.4 lo siguiente “*Estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez — Este tipo de combinación de sistemas estructurales en la altura presenta inconvenientes en su comportamiento sísmico, por lo que para este Reglamento no es un sistema estructural aceptable*”.

La Fig. 3 muestra la planta y la elevación de un edificio de 27 pisos destinado a vivienda, con un sistema de pórtico resistente a momentos en zona de plataforma (parqueaderos), con altura promedio de 2.8m y de muros de concreto en zona de vivienda, con altura promedio de 2.4m, y con una resistencia del concreto de 28Mpa y 35 MPa. La estructura corresponde a dos torres conectadas por la plataforma sin juntas de dilatación, sin embargo, el modelo estructural planteado es el de la mitad de la estructura, lo que influye en el comportamiento de la edificación. Adicionalmente no tuvo presente los desniveles de la rampa. El diseñador realizó un segundo modelo el cual se presenta en la Fig. 4, en este se incluyen las dos torres

y la plataforma, sin embargo, aún persisten inconvenientes como no tomar en cuenta los desniveles de la rampa, considera diafragma rígido, el diafragma conecta elementos de rampa que no están el mismo nivel, no toma en cuenta la pérdida de rigidez por los vacíos en el sistema de piso. La Fig. 5, muestra la elevación de uno de los ejes del edificio 3, en el cual se observa la combinación de muros y columnas en altura, algo que no es recomendable y que no se observó en los efectos de modificación del factor R. En la misma figura se observa que debido al desnivel del terreno, se pusieron puntos de apoyos empotrados, por lo que no se cuenta con único nivel para transferir el cortante basal.

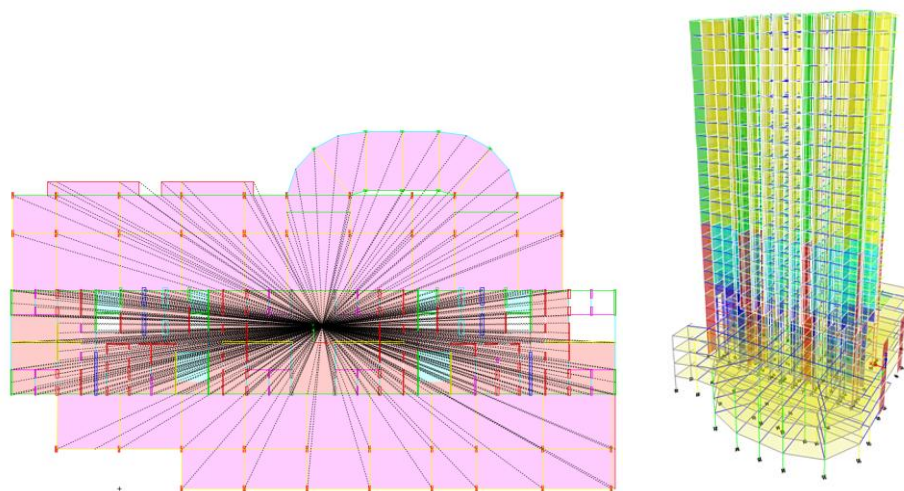


Fig. 3 – Edificio 3. Concepto equivocado de diafragma rígido y estructuración de la mitad del edificio

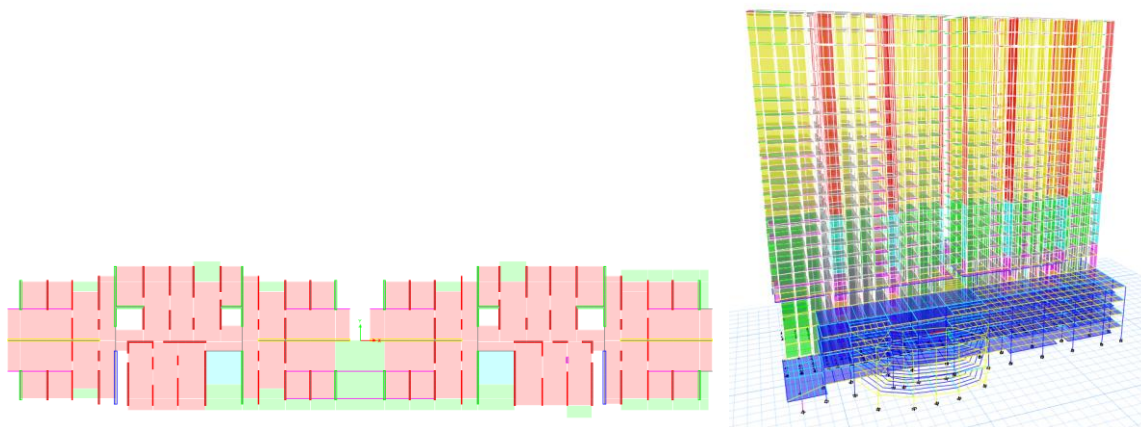


Fig. 4 – Edificio 3. Concepto equivocado de diafragma rígido y estructuración total del edificio

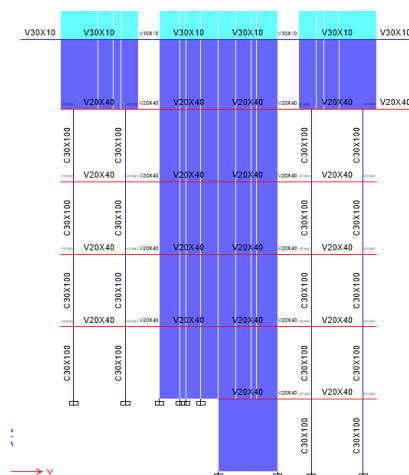


Fig. 5 – Edificio 3. Combinación de columnas y muros en altura, apoyos en diferentes alturas

3. Análisis de resultados

En los edificios analizados se encontraron algunos criterios equivocados que motivaron a realizar comentarios al ingeniero estructural. Algunos de los errores encontrados fueron:

- Uso inadecuado del concepto de diafragma rígido debido a que se conectaron elementos que no tenían ningún tipo de unión física con la losa, se conectaban elementos en diferentes alturas y no se consideraba la flexibilidad en un sistema de piso alargado. Esto genera que las fuerzas que se distribuyen a los elementos de resistencia lateral no sean las que se deben tener en cuenta al momento del sismo de diseño, lo cual genera que la estructura esté del lado de la inseguridad
- Combinación de un sistema rígido sobre uno flexible, lo cual no es recomendable y así lo especifica la NSR-10. Esto debido a que se puede introducir complejidades en el comportamiento estructural y respuesta ante cargas externas, dado que el sistema rígido puede transferir las cargas en una forma diferente hacia los mas flexibles, lo que no permite garantizar la seguridad y funcionalidad de la edificación.

4. Conclusiones

- Hacer un buen uso de los programas de computación para análisis y diseño estructural es esencial para garantizar la seguridad, eficiencia y cumplimiento normativo de las estructuras construidas. Estas herramientas proporcionan a los ingenieros las capacidades necesarias para realizar análisis detallados, optimizar diseños y tomar decisiones informadas durante todo el proceso de diseño y construcción.
- La revisión estructural es esencial para garantizar la seguridad, la calidad y el cumplimiento normativo de las estructuras construidas. Ayuda a proteger la vida y la propiedad, a optimizar el diseño y a garantizar la responsabilidad profesional en la industria de la construcción.
- No hacer un buen uso del concepto de diafragma rígido en el análisis estructural puede tener graves implicaciones para la seguridad, la estabilidad y la eficiencia de una estructura. Es fundamental que se comprenda y aplique correctamente este concepto en el diseño y análisis de edificios y estructuras para garantizar su seguridad y rendimiento adecuados.
- Comprender las trayectorias de fuerzas en un sistema estructural es esencial para el diseño, análisis y rendimiento adecuado de una estructura. Permite garantizar la

estabilidad, eficiencia y seguridad de la estructura, así como realizar ajustes y mejoras para optimizar su diseño y rendimiento.

5. Referencias

- [1] Naeim, Farzad. *The seismic design handbook*. 2nd ed. Springer Science+Business Media New York; 2003. DOI 10.1007/978-1-4615-1693-4
- [2] Amin Ghali, Adam M. Neville, T. G. Brown. *Structural Analysis: A Unified Classical and Matrix Approach*. 7th ed. CRC Press, Taylor & Francis Group, 2017
- [3] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE, NSR-10. Bogotá: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.

Cómo citar: J. J. Blandón-Valencia y F. A. Castañeda-López, «Criterios para el análisis estructural de edificios empleando programas de cómputo», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 100-106. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Efecto de las aberturas en el comportamiento de muros de albañilería armada parcialmente rellena: análisis experimental y numérico

Autores: Laura Vargas ^(1,2), Cristián Sandoval ⁽³⁾, Elisa Bertolesi ⁽⁴⁾, Nicola Tarque ⁽⁵⁾, Sebastián Calderón ⁽⁶⁾

¹Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, 7820436, Chile.

²Escuela de Ingeniería Civil-Grupo INME, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, 680002, Colombia.

³Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, 7820436, Chile.

⁴Escuela de Ingeniería, Cardiff University, Cardiff, CF24 3AA, Reino Unido.

⁵Grupo de Mecánica Computacional, E.T.S. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 28040, España.

⁶Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Concepción, Concepción, 4070386, Chile.

Resumen

Este artículo investiga el efecto de las aberturas en el comportamiento en el plano de muros de albañilería armada parcialmente rellena (PG-RM). El efecto de las aberturas se analiza a partir de la capacidad a corte y modo de falla de tres muros tipo fachada ensayados ante cargas laterales cíclicas. Además, se realiza un análisis de sensibilidad para estudiar el efecto de diferentes tamaños de aberturas en configuraciones asimétricas de fachada, a partir de un macromodelo de elementos finitos validado con los resultados experimentales. Los resultados experimentales indican que las aberturas afectan significativamente los patrones de daño de los muros PG-RM. El análisis de sensibilidad concluye que aumentar la altura o el ancho de las aberturas reduce la capacidad a corte del muro, en configuraciones de aberturas asimétricas. Esta reducción puede atribuirse a una reducción en el área de la sección transversal del muro y al incremento de la relación de aspecto de los segmentos adyacentes a las aberturas debido a variaciones en el tamaño de estas.

Palabras clave: Albañilería armada, Efecto de aberturas, Ensayos en el plano, Macromodelación.

Abstract

This paper investigates the effect of openings on the in-plane behavior of partially grouted reinforced masonry (PG-RM) walls. The effect of the openings is analyzed based on the shear capacity and failure mode of three façade-type walls tested under lateral cyclic loading. In addition, a sensitivity analysis is conducted to study the effect of different sizes of openings in asymmetrical façade configurations, using a finite element macro model validated against the experimental results. The experimental results indicate that openings significantly affect the damage patterns of PG-RM walls. The sensitivity analysis concludes that increasing the openings' height or width reduces the walls' shear capacity in asymmetrical opening configurations. This reduction can be attributed to a reduction in the cross-sectional area of the wall and an increase in the aspect ratio of the segments adjacent to the openings due to variations in their size.

Keywords: Reinforced masonry, Opening effect, Macro-modeling, In-plane testing.

1. Introducción

El sistema estructural de albañilería armada parcialmente rellena (PG-RM, por sus siglas en inglés) se utiliza con frecuencia para la construcción de viviendas en regiones con actividad sísmica alta a media. Los muros PGRM se construyen con unidades de perforación vertical (ladrillos de arcilla o bloques de hormigón) y sólo las celdas que contienen refuerzo vertical se rellenan con grout. Los muros estructurales, particularmente en las fachadas,

frecuentemente presentan aberturas para ventanas o puertas, dando lugar a muros compuestos por segmentos con diferentes geometrías. Si bien se sabe que estas irregularidades afectan la respuesta sísmica del muro, la mayoría de las investigaciones experimentales y numéricas sobre este sistema se han centrado en muros sin aberturas (sólidos) o muros de fachada con aberturas simétricas.

Desde un punto de vista experimental, Voon & Ingham [1] encontraron que la resistencia al corte disminuye cuando la altura de las aberturas aumenta en muros tipo fachada con dos aberturas. Por el contrario, Calderón et al. [2] y Fortes et al. [3] informaron variaciones en la capacidad de desplazamiento de los muros, pero no en su resistencia al corte. Esto indica que el efecto de la geometría de las aberturas en los muros PG-RM no es concluyente y más evidencia experimental proporcionará información valiosa sobre los efectos de las aberturas en esta tipología.

Además de los ensayos experimentales, las simulaciones numéricas son una estrategia complementaria de menor costo económico y requisitos logísticos para estudiar el comportamiento en plano de muros PG-RM con aberturas. Las estrategias disponibles para modelar el comportamiento no lineal de los muros PG-RM varían desde micro modelación, las cuales caracterizan la heterogeneidad total de los componentes de albañilería [2,4,5], enfoques de macroelementos basados en resortes [6] y estrategias de macro modelación, que representan la albañilería como un continuo [7–9]. Aunque la micro modelación detallada puede capturar con precisión la respuesta sísmica de los muros PG-RM con aberturas, el enfoque requiere conocer muchos parámetros de entrada para reproducir el comportamiento mecánico de los materiales y mayores requerimientos computacionales en comparación con estrategias menos refinadas, lo que limita su aplicación a grandes estructuras en la práctica de diseño común.

En este contexto, este artículo investiga cómo las aberturas afectan la respuesta en el plano de los muros PGRM. Para este propósito, se ensayaron tres muros PG-RM a escala real con diferentes tamaños de abertura bajo compresión axial constante y carga lateral cíclica en el plano. Se estudió el efecto de las aberturas sobre la capacidad de corte y el modo de falla. Además, se realizó un análisis de sensibilidad para estudiar el efecto de diferentes tamaños de aberturas en configuraciones asimétricas de fachada, a partir de un macro modelo de elementos finitos validado con resultados experimentales.

2. Ensayos experimentales en el plano

2.1. Descripción general

Tres muros PG-RM a escala real fueron ensayados bajo compresión axial constante y carga lateral cíclica en el plano. Los tres muros se construyeron con bloques huecos de hormigón de 390x190x140 mm³, juntas de mortero de 15 mm de espesor y con dimensiones exteriores iguales de 4260x2270x140 mm³. El refuerzo horizontal consistió en dos barras de 4,2 mm de diámetro colocadas en una configuración tipo escalerilla y embebida en cada junta de mortero para cumplir con la relación mínima de refuerzo horizontal ($\rho_h=0,06\%$) especificada en la norma chilena NCh1928 para el diseño de estructuras de albañilería armada [10]. La cuantía de refuerzo vertical (ρ_v) fue diseñada para garantizar un modo de falla por corte. La Fig. 1 muestra la geometría y refuerzo de los muros y la relación de aspecto (razón altura-profundidad) de los segmentos de muro a cada lado de las aberturas, calculada en función de la altura más pequeña de la abertura adyacente. Dichos segmentos de muro serán llamados *piers* en adelante.

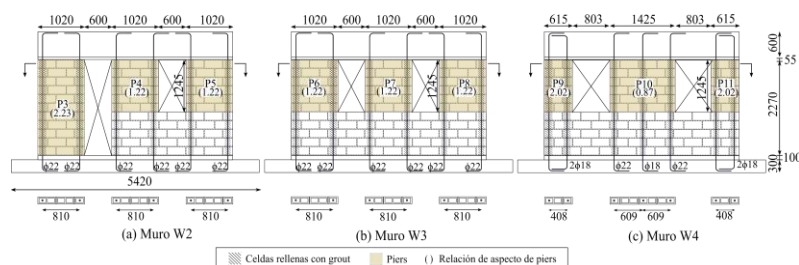


Fig. 1 – Geometría y detalles del refuerzo del (a) muro W2, (b) muro W3 y (c) muro W4 (dimensiones en mm).

La secuencia de carga para los tres muros implicó la acción combinada de carga de compresión axial constante y desplazamiento lateral cíclico en el plano. Primero, se aplicó una carga de compresión de aproximadamente 5% de la resistencia a la compresión promedio de la mampostería (f_{mt}) multiplicada por el área transversal bruta mínima de cada muro y se mantuvo constante usando cuatro gatos hidráulicos verticales, ubicados equidistantemente en la parte superior de una viga superior de hormigón reforzado (CR). El área de la sección transversal considerada se muestra en la Fig. 1 debajo de la vista frontal de cada muro. Luego, un actuador horizontal impartió cíclicamente el protocolo incremental de desplazamiento lateral en el plano, el cual fue igual para todos los muros y fue definido en base a lo sugerido en FEMA 461 [11]. El desplazamiento horizontal total de cada muro se midió con un transductor de desplazamiento lineal variable (LVDT) ubicado en la parte superior central de cada muro, en su superficie posterior. Además, se implementó un sistema de correlación digital de imágenes (DIC) 2D para rastrear el campo de deformación de la superficie de cada muro. Para una descripción completa del programa experimental, se remite al lector a Vargas et al. [12].

2.2. Resultados experimentales

La Fig. 2 presenta la respuesta histerética y las curvas envolventes de los tres muros, en función del desplazamiento medido en la parte superior central de cada muro. Además, se identifica la fuerza lateral máxima alcanzada (V_{max}) para ambas direcciones de carga y su correspondiente desplazamiento ($\delta_{V_{max}}$). En general, todos los muros desarrollaron una fuerza lateral de corte mayor en la dirección de carga de empuje (de izquierda a derecha) que en la dirección de carga inversa. Esto podría atribuirse al daño acumulado que experimentan los muros cuando se ejerce un desplazamiento en la dirección de empuje, lo que provoca una ligera disminución en la fuerza lateral medida en la dirección opuesta.

Los resultados muestran una reducción en la fuerza cortante con el aumento en la altura y el ancho de las aberturas. Las curvas de los muros W2 y W3 (Fig. 2b) muestran que al aumentar la altura de la abertura un 82% (de 1245 a 2270mm), la fuerza cortante disminuye un 15%. Mientras que, la Fig. 2c, indica que aumentar el ancho de la abertura en 34% (de 600 a 803mm), genera una disminución en la fuerza de corte de 15%. Las variaciones en la fuerza cortante están relacionadas con las variaciones en la relación de aspecto de los *piers* adyacentes a las aberturas. Se puede observar que a medida que la relación de aspecto de los *piers* adyacentes a la abertura aumenta, la rigidez al corte disminuye, lo cual resulta en una disminución en la capacidad de corte del muro.

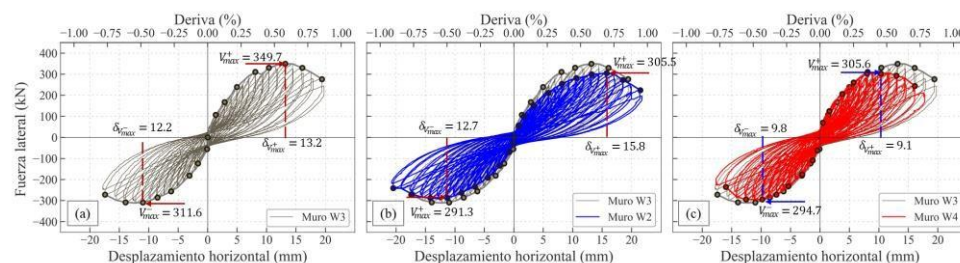


Fig. 2 – Respuesta histerética y curvas envolventes del (a) muro W3, (b) muro W2 y W3 con variación en altura de abertura y (c) muro W3 y W4 con variación en ancho de abertura.

La Fig. 3 presenta el patrón de daño en la superficie de cada muro, en términos del campo de deformación principal mayor (ϵ_1) derivado del procedimiento DIC, en el desplazamiento asociado a la fuerza máxima, en ambas direcciones de carga. En general, en los tres muros se observó un patrón de grietas diagonal, característico de un mecanismo de falla por corte. Las zonas en las que se concentró el daño se ubicaron principalmente en la diagonal de los piers debido al modo de falla por corte que exhiben dichas zonas.

La comparación de los mapas de deformación muestra que las aberturas afectan significativamente los patrones de daño de los muros PG-RM. Este efecto se puede observar tanto en las zonas de concentración de deformaciones como en su extensión. Aunque el daño se concentró principalmente en los segmentos de muro adyacentes a las aberturas, la altura a lo largo de la cual se extienden las grietas varía según la dirección de la fuerza. Por ejemplo, cuando la fuerza se ejerció de izquierda a derecha (V^+), el daño se extendió bajo los segmentos de muro identificados como P5, P8 y P11 (ver identificación de piers en Fig. 1), lo que podría estar relacionado con el borde lateral derecho del pier (igual a la altura del muro) en la misma dirección de carga. De manera similar, en la dirección de carga opuesta (V^-), el daño se extendió bajo los piers P4, P6 y P9, en función del borde lateral izquierdo del pier. En el pier P4 (Muro W2), este borde correspondió a la altura de la abertura tipo puerta, y en el pier P6 (Muro W3) y P9 (Muro W4) al borde lateral externo del muro. Estos resultados muestran que los segmentos de muro donde la no linealidad se concentra, podrían identificarse con mayor precisión basándose en una altura efectiva que tenga en cuenta la altura en la que se extiende el daño en vez de sólo definirlos por la altura de la abertura adyacente.

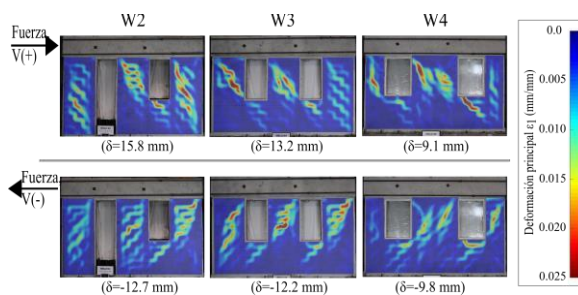


Fig. 3 – Deformaciones principales en el desplazamiento asociado a la fuerza máxima.

3. Análisis paramétrico

A partir de los resultados experimentales, se validó un modelo bidimensional de elementos finitos (FE), cuya implementación y validación es presentada en Vargas et al. [13]. La respuesta no lineal de la albañilería se simuló utilizando el modelo constitutivo de daño plástico (*Concrete Damage Plasticity-CDP*) implementado en el software ABAQUS [14]. Con la metodología numérica validada se llevó a cabo un análisis de sensibilidad para estudiar el efecto de diferentes tamaños de aberturas en configuraciones asimétricas tipo fachada. Las geometrías de los muros para este

análisis fueron determinadas a partir de una revisión de características típicas de viviendas PG-RM en Chile. La Fig. 4 muestra la geometría y refuerzo de seis muros determinados para el análisis. Sus dimensiones exteriores son $7500 \times 2270 \times 140 \text{ mm}^3$. Las celdas rellenas con grout se distribuyeron equidistantemente de acuerdo con el espaciamiento horizontal máximo permitido por la norma chilena NCh1928. Of1993 Mod.2009 [10] (seis veces el espesor del muro). El refuerzo horizontal consistió en dos barras de 4,2 mm de diámetro colocadas en una configuración tipo escalerilla y embebidas en cada junta de mortero, al igual que en los casos ensayados. Para más detalles acerca del análisis paramétrico, se refiere al lector a Vargas et al. [13].

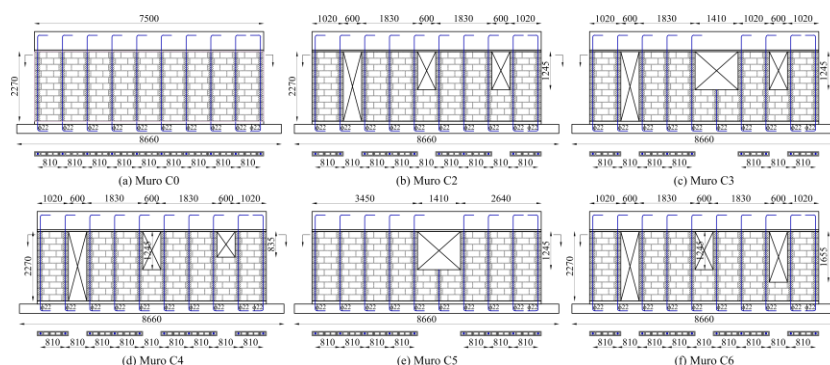


Fig. 4 – Geometría y detalles del refuerzo de los muros del análisis paramétrico (dimensiones en mm).

3.1. Resultados del análisis paramétrico

La Fig. 5a compara las curvas fuerza-desplazamiento de los muros C2, C4 y C6 para evaluar el efecto de la variación de la altura de la abertura y la Fig. 5b compara las curvas fuerza-desplazamiento de los muros C2 y C3 con variación en el ancho de la abertura. Asimismo, se presenta la resistencia lateral máxima obtenida de las simulaciones ($V_{\text{numérico}}$) y la relación entre el área total de aberturas (A_o) y el área del muro sin aberturas (A_p). En general, se observó una reducción en la capacidad a corte del muro a medida que aumentó la altura o el ancho de la abertura. Esta tendencia es consistente con investigaciones anteriores en configuraciones simétricas [1,4,7,12].

Varias investigaciones previas en otras tipologías de albañilería [e. g., 15–17] han propuesto una correlación entre la relación de área de aberturas y área de muro (A_o/A_p) y su resistencia al corte para muros con una abertura central. Sin embargo, el análisis de muros con configuraciones asimétricas y con más de una abertura permite evidenciar que no solo la relación A_o/A_p incide en la capacidad a corte. Por ejemplo, los muros C3 y C6 cuentan con una relación A_o/A_p similar (diferencia aproximadamente del 1%); no obstante, la capacidad a corte varía alrededor de 16% entre estos dos muros. La reducción en la capacidad a corte puede atribuirse a dos puntos principales (i) una reducción en el área de la sección transversal del muro por efecto de la abertura y (ii) un incremento en la relación de aspecto de los *piers* adyacentes a las aberturas. El incremento de la relación de aspecto de los *piers* da como resultado menores contribuciones a la rigidez del muro y, a su vez, reduce la capacidad de corte. Por ejemplo, la abertura central del muro C3 es 2,35 veces más ancha en comparación con la del muro C2. La variación en el ancho de la abertura genera una diferencia de 14,2% en términos de área de la sección transversal. Con respecto a la resistencia a corte, se observó una reducción similar del 15,7% en la capacidad de corte para el muro C3, en comparación con la del muro C2.

Por otro lado, los resultados muestran una ligera reducción en la capacidad de corte a medida que aumenta la altura de la abertura en los muros C2, C4 y C6, cuya sección transversal (para una sección que cruza las tres aberturas) es igual. Esta reducción podría atribuirse a la variación en la relación de aspecto de los segmentos de muros adyacentes a la abertura

variada. Una mayor altura de abertura genera mayores relaciones de aspecto en los *piers* adyacentes, por lo tanto, la contribución a la rigidez al corte de dicho segmento disminuye, lo cual resulta en una disminución en la capacidad de corte del muro.

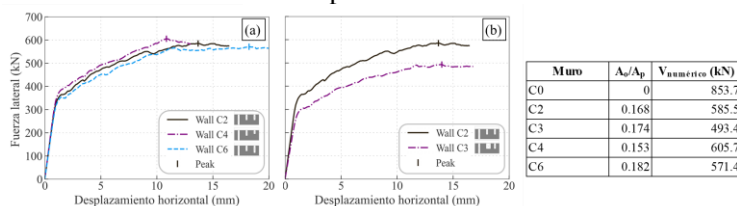


Fig. 5 – (a) Efecto de la variación en altura y (b) ancho de la abertura.

4. Conclusiones

- Los tres muros presentaron un mecanismo de falla por corte, caracterizado por un patrón de grietas diagonales. Según las mediciones del DIC, los daños se concentraron principalmente en los segmentos de muro adyacentes a las aberturas. Los daños también se extendieron a segmentos de muro debajo de la línea inferior de las aberturas, dependiendo de la dirección del desplazamiento lateral.
- Las aberturas afectaron significativamente los patrones de daño de los muros PG-RM. Se observaron diferentes patrones de daño según la altura los *piers* adyacentes a la abertura y la dirección de la carga. Por lo tanto, se sugiere que los *piers* podrían definirse basándose en una altura efectiva que tenga en cuenta la altura en la que se extiende el daño, en lugar de la altura más corta entre aberturas adyacentes.
- El análisis de sensibilidad indicó que la capacidad a corte de los muros PG-RM con configuraciones de aberturas asimétricas se reduce cuando la altura o el ancho de las aberturas aumenta. La reducción en la capacidad a corte puede atribuirse a dos puntos principales (i) una reducción en el área de la sección transversal del muro por efecto de la abertura y (ii) un incremento en la relación de aspecto de los *piers* adyacentes a las aberturas. El incremento de la relación de aspecto de los *piers* da como resultado menores contribuciones a la rigidez del muro y, a su vez, reduce la capacidad de corte.

5. Agradecimientos

Esta investigación se llevó a cabo con el apoyo financiero de Fondecyt a través del proyecto No. 1221407 y FONDEF a través del proyecto No. IDEa ID17I20264. Laura Vargas agradece el financiamiento brindado por la beca CONICYTPFCHA/Doctorado Nacional/2019–2119118. Los autores agradecen el apoyo del Grupo de Mecánica Computacional (UPM) para el uso del software.

6. Referencias

- [1] Voon K, Ingham J. Experimental In-Plane Strength Investigation of Reinforced Concrete Masonry Walls with Openings. *Journal of Structural Engineering* 2008;134:758–68. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)07339445\(2008\)134:5\(758\)](https://doi.org/10.1061/(asce)07339445(2008)134:5(758)).
- [2] Calderón S, Sandoval C, Arnau O. Shear response of partially-grouted reinforced masonry walls with a central opening: Testing and detailed micro-modelling. *Materials and Design* 2017;118:122–37. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2017.01.019>.
- [3] Fortes E, Parsekian G, Fonseca F, Shrive N. Influence of openings on quasi-static cyclic behaviour of partially grouted masonry walls. 13th Canadian Masonry Symposium, 2017.
- [4] Calderón S, Sandoval C, Inzunza E, Cruz-Noguez C, Rahim AB, Vargas L. Influence of a window-type opening on the shear response of partially-grouted masonry shear walls. *Engineering Structures* 2019;201. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109783>.
- [5] Koutras AA, Shing PB. Numerical and Experimental Assessment of an Improved Design Detail for Partially Grouted Reinforced Masonry Wall Structures. *Journal of Structural Engineering* 2021;147:04021118. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)).
- [6] Palhares R, Medeiros K, Parsekian G, Shrive N, Marques R. A macro-modeling approach for non-linear analysis of multi-story perforated masonry walls with grout and reinforcement concentrated at their pier ends. *Journal of Building Engineering* 2023;106785. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.106785>.

- [7] Medeiros K, Chavez K, Fonseca F, Parsekian G, Shrive N. Parametric study of multi-story, perforated, partially grouted masonry walls subjected to in-plane cyclic actions. *Canadian Journal of Civil Engineering* 2020;55:1–36. <https://doi.org/10.1139/cjce-2020-0128>.
- [8] Medeiros K, Parsekian G, Shrive N, Fonseca F. Shear load capacity prediction of unperforated and perforated partially grouted masonry walls. *Engineering Structures* 2022;256. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.113927>.
- [9] Medeiros K, Palhares R, Parsekian G, Shrive N, Fonseca F. In-plane behavior and seismic performance of differently detailed, multi-story, perforated, partially grouted masonry walls. *Engineering Structures* 2022;271:114941. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114941>.
- [10] INN. NCh 1928. Of1993 Mod. 2009. Albañilería armada - Requisitos para el diseño y cálculo. Instituto Nacional de Normalización (INN). Santiago, Chile: 2009.
- [11] FEMA. FEMA 461. Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components. Federal Emergency Management Agency (FEMA). Washington, D.C, United States: 2007.
- [12] Vargas L, Sandoval C, Bertolesi E, Calderón S. Seismic behavior of partially grouted masonry shear walls containing openings: Experimental testing. *Engineering Structures* 2023;278:115549. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2022.115549>.
- [13] Vargas L, Sandoval C, Bertolesi E, Tarque N. Seismic behavior of partially grouted masonry shear walls containing openings: numerical strategy and openings-focused sensitivity study. *Engineering Structures* 2024;Under review.
- [14] Dassault Systèmes Simulia Corp. Abaqus/CAE - Release 2022 2021.
- [15] Chen X, Liu Y. Numerical study of in-plane behaviour and strength of concrete masonry infills with openings. *Engineering Structures* 2015;82:226–35. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.10.042>.
- [16] Tasnimi AA. Analytical and Experimental Study of the In-Plane Shear Behavior of Reinforced Masonry Walls 2012;19:1182–93. <https://doi.org/10.5829/idosi.wasj.2012.19.08.252>.
- [17] Mohammadi M, Nikfar F. Strength and Stiffness of Masonry-Infilled Frames with Central Openings Based on Experimental Results. *Journal of Structural Engineering* 2013;139:974–84. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943541x.0000717](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943541x.0000717).

Cómo citar: L. Vargas, C. Sandoval, E. Bertolesi, N. Tarque, y S. Calderón, «Efecto de las aberturas en el comportamiento de muros de albañilería armada parcialmente rellena: análisis experimental y numérico», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 107-113. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

PEFiCA 2.0: Una herramienta de aprendizaje del método de los elementos finitos para todos

Autores: Dorian Linero-Segreña ⁽¹⁾, Martín Estrada-Mejía ⁽¹⁾, Diego Garzón-Alvarado ⁽¹⁾

¹Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia. Ciudad Universitaria 406-301 Bogotá, Colombia.

Resumen

Muchos programas curriculares de pregrado en Ingeniería Civil y de postgrado en Ingeniería Estructural han incluido asignaturas donde se describen conceptos básicos y aplicaciones del método de los elementos finitos. En los cursos impartidos en la Universidad Nacional de Colombia sobre el tema se han observado tres limitaciones: (i) la dificultad para resolver problemas con una cantidad moderada de grados de libertad sin el uso de un programa de computador, (ii) la poca apropiación de conocimiento alcanzada cuando se simula un problema con un programa de computador a código cerrado o con escasa documentación, y (iii) la baja disponibilidad de herramientas computacionales gratuitas y de código abierto que contribuyan al aprendizaje del método. El programa de elementos finitos a código abierto PEFiCA 2.0 ha buscado superar esas limitaciones, a través de una herramienta computacional gratuita y multiplataforma, de aprendizaje del método de los elementos finitos aplicado a la mecánica de sólidos. Dicha herramienta calcula desplazamiento, deformación y esfuerzo de un sólido, permitiendo observar, comprender y modificar las líneas de código de sus procedimientos. La formulación del método, la implementación de las rutinas, la validación mediante problemas de aplicación y la utilización del programa PEFiCA 2.0 están documentados y disponibles.

Palabras clave: Método de los elementos finitos, Programas a código abierto, Aprendizaje del análisis de estructuras

Abstract

Several academic programs of grade in Civil Engineering and postgrade in Structural Engineering have included courses where the basics concepts and the applications of the finite element methods (FEM) are described. In the teaching courses at Universidad Nacional de Colombia above this topic, the constraint followings have been observed: (i) the difficulty in order to solve problems that have a reasonable amount of degrees of freedom without using the computer, (ii) the reduced appropriation of the knowledge when the problem is simulated with a software that does not have available source code or has little documentation, (iii) the few free computational tools with open source for the learning of the FEM. The finite element program with open source PEFiCA 2.0 aims to overcome these limitations through a free and multi-platform computational tool of learning of the finite element methods applied to the solids mechanics. This tool computes displacement, strain and stress at a solid, allowing to observe, know and modify the code lines of its procedures. The formulation of the method, the implementation of the routines, the validation through application problems and the use of the program PEFiCA 2.0 are documented and available.

Palabras clave: Finite element methods, Open source software, Learning of the structural analysis

1. Introducción

En los cursos impartidos en la Universidad Nacional de Colombia sobre el método de los elementos finitos se han observado tres limitaciones: (i) la dificultad para resolver problemas con una cantidad moderada de grados de libertad sin el uso de un programa de computador, (ii) la poca apropiación de conocimiento alcanzada cuando se simula un problema con un programa de computador a código cerrado o con escasa documentación, y

(iii) la poca disponibilidad de herramientas computacionales gratuitas y de código abierto que contribuyan al aprendizaje del método. Este trabajo describe el desarrollo y utilización de una herramienta computacional que busca superar tales dificultades llamada PEFiCA 2.0, la cual busca contribuir a la enseñanza del análisis mecánico estático de sólidos mediante el método de los elementos finitos. Las asignaturas donde se imparten estos fundamentos están incluidas en programas curriculares de pregrado en Ingeniería Civil e Ingeniería Mecánica, y de Maestría en Ingeniería Estructural, Ingeniería Mecánica y Geotecnia.

En las últimas décadas, otros autores han realizado programas de computador a código abierto del método de los elementos finitos aplicado a la mecánica de sólidos como FEAP en la Universidad de California en Estados Unidos [1], Mat-FEM en la Universidad Politécnica de Cataluña en España [2], CALFEM en la Universidad de Lund en Suecia [3], Z88OS en la Universidad de Bayreuth en Alemania [4], CalculiX en MTU Aero Engines GmbH en Alemania [5], Code-Aster en la empresa EDF de Francia [6], y Elmer – FEM en centro para la ciencia CSC - IT de Finlandia [7]. Algunos de estos programas han inspirado el desarrollo de este trabajo y han permitido identificar algunos aspectos por mejorar, como la estructura del código, la comprensión de la lenguaje de programación, y la documentación relacionada con el uso del programa, los conceptos de su formulación y las estrategias numéricas de su implementación.

2. Metodología

El programa PEFiCA 2.0 se construyó bajo un paradigma funcional del programación, conformado por subrutinas que realizan tareas específicas, las cuales son llamadas por una rutina principal que contiene el procedimiento principal del método de los elementos finitos. El código del programa está escrito en lenguaje GNU-Octave o Matlab sin utilizar librerías adicionales, de tal forma que pueda ser compilado con cualquiera de los dos y en cualquier sistema operativo [8].

La construcción de las entidades geométricas del problema, la generación de la malla de elementos finitos y la asociación de las condiciones de apoyo, las cargas aplicadas y las propiedades mecánicas a los nudos y a los elementos finitos se realizan con la herramienta de preproceso gráfico de GMSH. Este programa produce un archivo plano que puede ser leído por el programa PEFiCA 2.0, el cual convierte la información del problema en arreglos. Después de realizado el análisis del problema, el programa PEFiCA 2.0 entrega un conjunto de archivos planos que contienen los resultados de desplazamiento, deformación y esfuerzo en los nudos y en los elementos finitos de la malla, en un formato legible para el subprograma de postproceso gráfico GMSH. Este último representa tales resultados mediante gráficos de la malla de elementos finitos con líneas de contorno, mapas de colores, vectores y configuraciones desplazadas. La *Fig. 1* presenta de forma esquemática las etapas indicadas anteriormente.

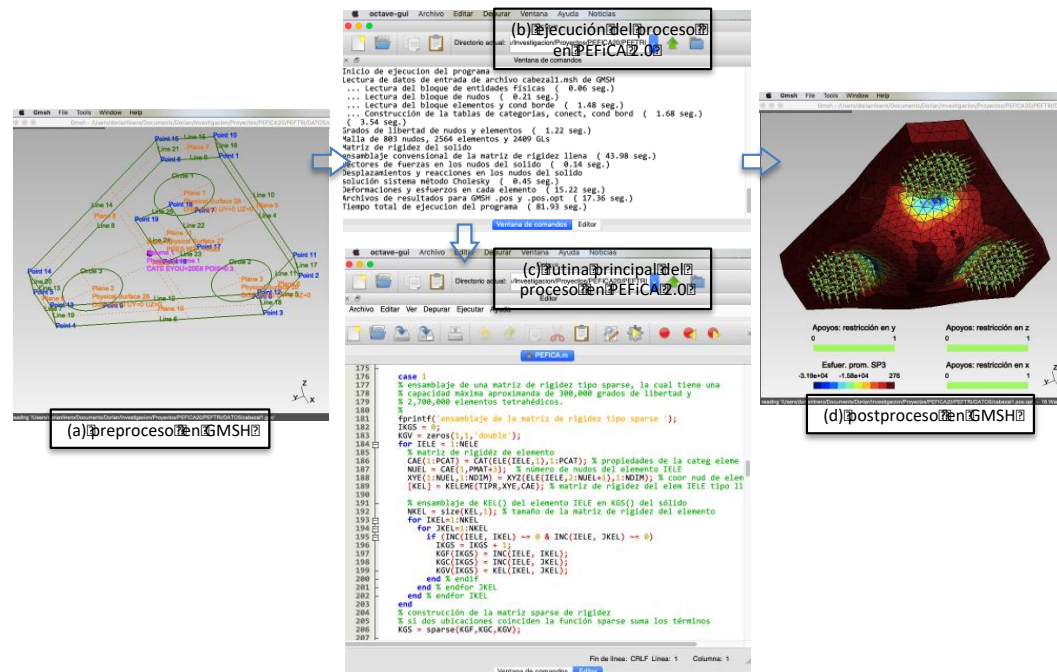


Fig. 1 – Esquema del preproceso, proceso y postproceso en el análisis de un sólido mediante el método de los elementos finitos utilizando PEFiCA 2.0: (a) ventana de preproceso en GMSH, (b) ventana de ejecución de comandos GNU-Octave mientras se realiza un análisis con PEFiCA 2.0, (c) ventana del editor de GNU-Octave con el código principal de PEFiCA 2.0, y (d) ventana de postproceso de GMSH.

El programa de pre y postproceso gráfico GMSH permite al usuario la construcción de la malla de elementos finitos y la presentación de los resultados sobre ella, de forma amigable, estable y eficiente [9], incluso comparable con los entornos gráficos de los programas comerciales de elementos finitos. Por ejemplo, la Fig. 1(a) ilustra las entidades geométricas definidas en GMSH que representan una placa de cimentación o cabezal de forma hexagonal entre tres pilotes de sección circular y una columna de sección rectangular. Asimismo, la Fig. 1(d) muestra la configuración desplazada, los apoyos y el esfuerzo principal menor para el mismo problema, calculados por PEFiCA 2.0 y dibujados por GMSH.

En la estructura de PEFiCA 2.0 se tienen programas separados en carpetas para el análisis unidimensional de barras y vigas \PEFUNI, para el análisis bidimensional de sólidos en condición plana de esfuerzos o en condición plana de deformaciones \PEFBID, y el análisis tridimensional de sólidos \PEFTRI. En cada carpeta hay un archivo PEFICA.m que contiene a rutina principal de cálculo, la cual utiliza instrucciones propias del lenguaje de programación e invoca a subrutinas creadas y guardadas en una subcarpeta denominada \FUNCIONES. Por ejemplo, una parte de la rutina principal PEFICA donde se calculan las deformaciones y los esfuerzos principales en el interior de cada elemento, se llaman a las funciones EXTRAV, DELEME, BELEME y TRPRIN, las cuales tienen como objetivo extraer un vector elemental a partir de un vector de la malla, obtener la matriz constitutiva elástica del material, calcular la matriz de operadores diferenciales actuando sobre funciones de forma de un elemento, y calcular los esfuerzos y las deformaciones principales, respectivamente. Como se observa, el código está acompañado de comentarios explicativos que ayudan al usuario a comprender y ampliar el programa. En otra subcarpeta llamada \DATOS se leen y escriben los datos y resultados de cada simulación. Esta estructura

pretende sintetizar el estudio del código de acuerdo con el dominio uni, bi o tridimensional en el cual se considere el problema.

En general, la documentación de los programas de computador a código abierto facilitan sustancialmente su uso, como operadores del mismo o como desarrolladores de nuevos procedimientos basados en él. Actualmente existe un libro de acceso gratuito escrito por los mismos programadores de la herramienta computacional [10], el cual describe los fundamentos de la mecánica de sólidos y del método de los elementos finitos aplicados en el programa, explica su utilización y manejo, y presenta ejemplos de simulaciones numéricas en el campo de la ingeniería estructural realizadas con él.

3. Alcance

El programa PEFiCA 2.0 tiene como objetivo principal motivar, estimular y facilitar el aprendizaje en el análisis estructural mediante el método de los elementos finitos para problemas mecánicos en una, dos y tres dimensiones, utilizando subrutinas propias y algunas funciones preestablecidas [10]. Asimismo, puede analizar mallas con elementos unidimensionales lineales y cuadráticos, elementos bidimensionales triangulares lineales y cuadrilaterales bilineales y elementos tridimensionales tetraédricos lineales. El programa permite que el usuario observe, ejecute y construya los procedimientos para comprender el método. Esta herramienta computacional es capaz de obtener las componentes de desplazamiento, deformación y esfuerzo en cada partícula de un sólido sometida a cargas estáticas, considerando deformaciones infinitesimales y material elástico lineal isotrópico.

La capacidad del programa está determinada por el límite que tiene GNU-Octave para resolver el sistema de ecuaciones simultáneas determinado por equilibrio del sólido, con el cual se calculan los desplazamientos en los nudos de la malla. Los ejemplos probados con mallas densas conducen a valores máximos alrededor de 23,000 nudos en problemas bidimensionales y 15,000 nudos en problemas tridimensionales.

La flexibilidad de la herramienta computacional a código abierto PEFiCA 2.0, ha ampliado su alcance mediante la implementación de nuevas rutinas desarrolladas por otros programadores. Varios trabajos finales y tesis de Maestría en Ingeniería – Estructuras de la Universidad Nacional de Colombia han logrado resolver problemas mecánicos mas complejos y han utilizando elementos finitos de mayor aproximación, conservando la misma filosofía de aportar al aprendizaje del método. La versión 2.1 del programa puede realizar un análisis bidimensional dinámico modal y cronológico para material elástico lineal, utilizando elementos finitos triangular lineal, triangular cuadrático, cuadrilateral bilineal y cuadrilateral bicuadrático [11]. En la versión 2.2 se implementó un elemento finito tridimensional hexaédrico bilineal para el análisis estático tridimensional de un sólido lineal elástico [12]. En la versión 2.3 se desarrolló un esquema de análisis pseudo-estático no lineal bidimensional de sólidos, considerando un modelo constitutivo de plasticidad del material y deformaciones infinitesimales, utilizando elementos triangulares lineales [13]. A partir de PEFiCA 2.0, también se derivó el programa PREFIS, el cual predice aproximadamente la trayectoria de fisuras en un sólido tridimensional de material frágil, bajo cargas pseudo-estáticas. Lo anterior se realiza mediante mallas de tetraedros lineales que se separan levemente por elementos vínculo, los cuales pueden representar una fisura [14].

4. Análisis de resultados mediante ejemplos de aplicación

A continuación se ilustran esquemáticamente dos ejemplos de aplicación, donde se realizó la simulación numérica de sólidos elásticos lineales sometidos a cargas utilizando el programa PEFiCA 2.0, obteniendo entre otros, los esfuerzos principales y el esfuerzo equivalente de von Mises. Estos mismos ejemplos fueron simulados con el programa comercial de elementos finitos ANSYS utilizando mallas similares. Al comparar los resultados se encontraron diferencias de menos del 4% en los valores de desplazamiento máximo y de los esfuerzos principales máximos en la malla.

Una lámina de acero con tres orificios está apoyada lateralmente y está sometida a una carga uniformemente distribuida sobre uno de los lados, como lo ilustra la Fig. 2(a). Se simuló el problema con una malla de elementos finitos triangulares lineales utilizando el programa ubicado en la carpeta \PEFBID\PEFICA, considerando una condición plana de esfuerzos. Uno de los resultados obtenidos es el esfuerzo equivalente de von Mises, mostrado en la Fig. 2(b), en la cual se observa que sus valores son máximos positivos ocurren en las esquinas del costado empotrado y en algunos puntos sobre las perforaciones.

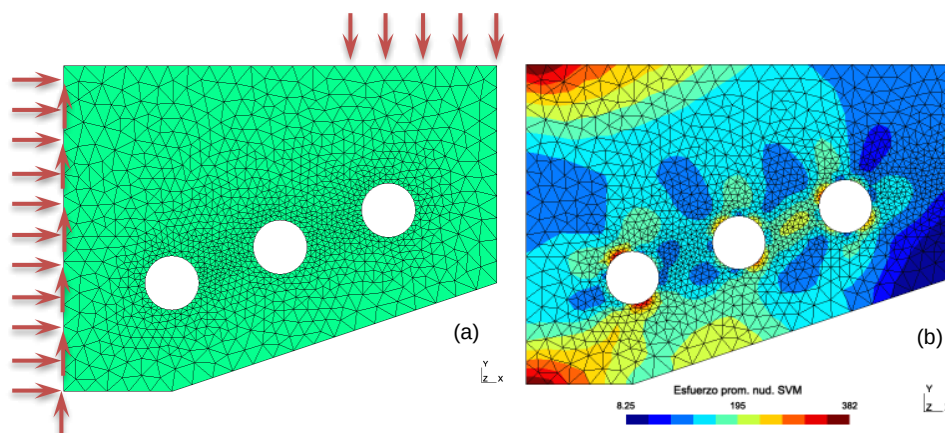


Fig. 2 – Simulación numérica bidimensional de una lámina de acero con tres orificios sometida a flexión: (a) malla de elementos finitos, fuerzas de reacción y carga distribuida aplicada, y (b) esfuerzos equivalentes de von Mises.

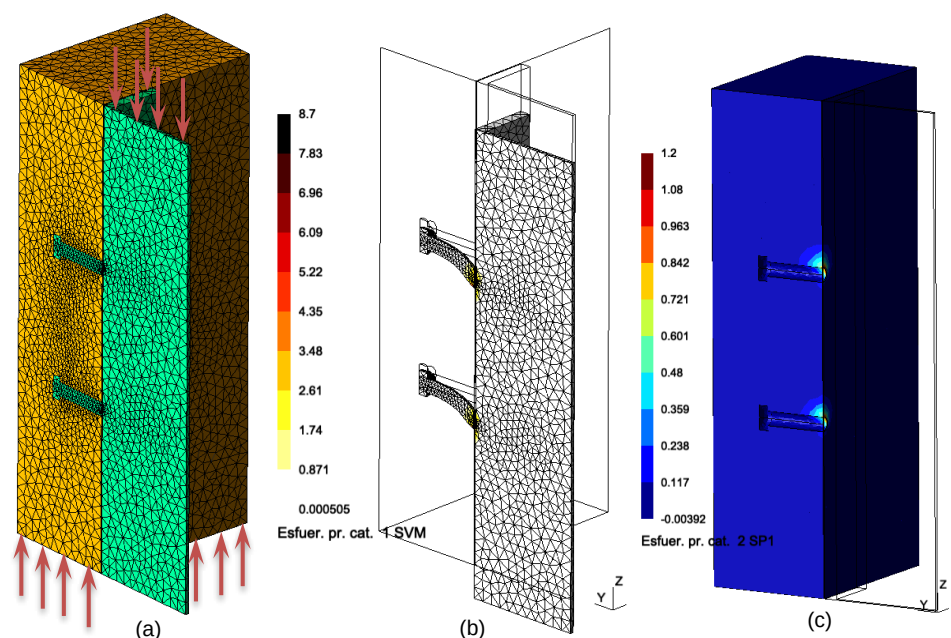


Fig. 3 – Simulación numérica tridimensional de dos conectores de cortante unidos un perfil de acero y a un bloque de concreto: (a) malla de elementos finitos de un bloque de concreto (en color ámbar) y dos conectores y un perfil de acero (en color verde), fuerzas de reacción y carga distribuida aplicada, (b) configuración desplazada y esfuerzos equivalentes de von Mises en el acero, y (c) esfuerzo principal mayor en el concreto.

Utilizando el programa ubicado en la carpeta \PEFTRI\PEFICA, se simuló un ensayo de laboratorio en el cual se evalúa la capacidad de transmisión de fuerza cortante de dos tornillos de acero, que conectan un perfil del mismo material con un bloque de concreto. La Fig. 3(a) indica la malla de elementos finitos tetraédricos lineales de la mitad del dominio del problema, donde el concreto corresponde a aquellos elementos de color ámbar, mientras que los tornillos y el perfil de acero son los elementos de color verde. En el ensayo se impone un desplazamiento sobre la cara superior del perfil y se apoya en la cara inferior del concreto, como lo indican las flechas en la misma figura. Como resultados del análisis, en la Fig. 3(b) se muestra la configuración desplazada y el esfuerzo equivalente de von Mises en el acero, y en la Fig. 3(c) se describe el esfuerzo principal mayor que actúa sobre el bloque de concreto.

5. Conclusiones

PEFiCA 2.0 contribuye al aprendizaje del análisis elástico lineal estático de sólidos mediante el método de los elementos finitos y reduce las limitaciones identificadas en los procesos de enseñanza dados en los programas curriculares de pregrado y maestría en Ingeniería.

El programa obtiene resultados de la simulación numérica de forma eficiente, estable y confiable, en virtud de una implementación organizada adecuadamente, de una formulación claramente sustentada y documentada, del uso de un lenguaje de programación cercano al usuario, y de la conexión con una herramienta de pre y postproceso gráfico potente.

La iniciativa de acercar el conocimiento del método de los elementos finitos a todas y todos, se logra con el programa PEFiCA 2.0, por las siguientes razones: (i) el código fuente del programa se distribuye de forma gratuita, al igual que el libro que describe su formulación

e implementación, y las herramientas GNU-Octave y GMSH, donde se compila y se realiza el pre y postproceso gráfico; (ii) el computador utilizado para ejecutar el programa puede contar con cualquiera de los sistemas operativos más comunes como Microsoft Windows, Linux o Mac; (iii) los recursos de hardware del computador usado no son tan exigentes como es habitual en los programas comerciales del mismo tipo.

6. Referencias

- [1] R. Taylor, *FEAP - A Finite Element Analysis Program (Version 8.2)*. Berkeley: Department of Civil and Environmental Engineering - University of California, 2008.
- [2] E. Onate and E. Oñate, *Structural Analysis with the Finite Element Method*. CIMNE - Springer, 2009.
- [3] L. University, *CALFEM - A finite element toolbox Version 3.6. Full Manual*. Lund, Sweden: Division of Structural Mechanics and Division of Solids of Mechanics, Lund University, 2022.
- [4] F. Rieg, H. Reinhardt, and B. Alber-Laukant, *Finite Element Analysis for Engineers*. Munich, Germany: Carl Hanser Verlag, 2014.
- [5] K. Witting, "CalculiX Users Manual, CalculiX GraphiX, version 2.21." 2023.
- [6] EDF, "Code Aster Documentation," <https://code-aster.org/doc/v12/en/index.php?man=commande&lang=en>, 2024. [Online]. Available: <https://code-aster.org/doc/v12/en/index.php?man=commande&lang=en>. [Accessed: 04-Apr-2024].
- [7] P. Råback and M. Malinen, "Elmer FEM - Overview of Elmer." CSC-IT Center for Science, 2023.
- [8] D. L. Linero, M. Estrada, and D. A. Garzón-Alvarado, "PEFiCA 2.0: Programa de elementos finitos a código abierto." Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia, 2019.
- [9] C. Geuzaine and J. F. Remacle, "Gmsh: a three-dimensional finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities," *Int. J. Numer. Methods Eng.*, vol. 79, no. 11, pp. 1309–1331, 2009.
- [10] D. L. Linero, M. Estrada, and D. A. Garzón-Alvarado, *Programación del método de los elementos finitos aplicado al análisis mecánico estático de sólidos*. Bogotá, Colombia: Universidad Nacional de Colombia, 2022.
- [11] N. López, "Programa didáctico para el análisis dinámico de estructuras bidimensionales por el método de los elementos finitos," Trabajo Final de Maestría en Ingeniería - Estructuras. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia, 2019.
- [12] A. Robayo, "Desarrollo de un programa didáctico de elementos finitos para problemas elásticos lineales en tres dimensiones," Trabajo Final de Maestría en Ingeniería - Estructuras. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia, 2019.
- [13] H. Santamaria, "Programa didáctico de análisis bidimensional estático no lineal mediante el método de los elementos finitos," Tesis de Maestría en Ingeniería - Estructuras. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia, 2022.
- [14] S. Molina, "Programa de elementos finitos tridimensionales para la predicción de la trayectoria de fisuras en materiales frágiles mediante un modelo numérico discreto simplificado," Tesis de Maestría en Ingeniería - Estructuras. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Colombia, 2022.

Cómo citar: D. Linero-Segre, M. Estrada-Mejía, y D. Garzón-Alvarado, «PEFiCA 2.0: Una herramienta de aprendizaje del método de los elementos finitos para todos», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 114-120. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Desenvolvimento de calculadora de deformação de vigas conforme a teoria de Euler-Bernoulli e preconizações da NBR 6118:2023

Autores: Yussef Harun Tannuss ⁽¹⁾, Givanildo Alves de Azeredo ⁽²⁾

¹ Graduando em Engenharia Civil. Universidade Federal da Paraíba. Campus I Lot. Cidade Universitaria, PB, 58051-900, Brasil.

² Docente Doutor em Engenharia Civil. Universidade Federal da Paraíba. Campus I Lot. Cidade Universitaria, PB, 58051-900, Brasil.

Resumo

O presente trabalho teve como objetivo a produção de uma calculadora, em formato de software executável de fácil utilização, que realiza o cálculo da deflexão de vigas de seção T generalizada sob carregamento pontual e ou distribuído também generalizado em qualquer ponto de seu vão, considerados os efeitos da fissuração e fluência conforme preconizados na ABNT NBR 6118:2023. A princípio realizou-se um estudo descritivo acerca da modelagem da deflexão de vigas de Euler e Bernoulli, levando em conta todas as variáveis físicas relevantes ao problema e como podem ser inferidas de acordo com a Norma Brasileira, bem como a proposta de inércia equivalente fissurada feita por Branson. As informações recolhidas foram unificadas no software russo *Smath*, com o aproveitamento de seus recursos de computação matemática, para conceber uma calculadora de interface intuitiva e de rápido uso. Os resultados produzidos pela calculadora para um dado exemplo de viga de cobertura de um pequeno sobrado foram, então, comparados com aqueles produzidos pelo software TQS, donde se observou uma diferença de menos de 8 milímetros, tornando possível concluir a eficácia da calculadora.

Palavras-chave: Deflexão, vigas, concreto armado, calculadora, Euler-Bernoulli.

Abstract

The present paper had as goal the production of a calculator, in the format of an easily usable executable software, that computes the deflexion of an T beam with generalized section under an also generalized pontcual and or distributed load in any given point on it's span, considering the effects of cracking and creep as recommended in ABNT NBR 6118:2023. Firstly, a descriptive study of the modeling of the deflexion of beams by Euler and Bernoulli was done, considering all the physical variables that are relevant and how to compute them according to the Brazilian Standards, as well Branson's proposal of an Equivalent Cracked Inertia. The information obtained was inserted in the russian software *Smath*, taking advantage of it's mathematical computation resources, to conceive a calculator of intuitive interface and fast utilization. The results produced by the calculator for an exemplificative roofing beam of an house were compared with the ones produced by the software TQS, in which was observed a difference inferior to 8 milimeters, making possible to conclude the efficacy of the calculator.

Keywords: Deflexion, beams, reinforced concrete, calculator, Euler-Bernoulli.

Cómo citar: Y. H. Tannuss y G. Alves de Azeredo, «Desenvolvimento de calculadora de deformação de vigas conforme a teoria de Euler-Bernoulli e preconizações da NBR 6118:2023», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 121-126. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

1. Introdução

1.1 Justificativa

A Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2023 estabelece no item 5.1.2.2, como critério para aferir a qualidade de uma estrutura, a necessidade de se respeitar os chamados Estados-Limites de Serviço (ELS), bem como impõe a chamada ‘aptidão em serviço’ nas exigências de durabilidade no item 6.1 [1]. Uma das mais importantes verificações que compõem o dimensionamento no ELS, fundamental para o conforto de utilização e funcionalidade [2], se trata do cálculo da distorção e deflexão dos elementos estruturais, tendo em vista que uma estrutura excessivamente fletida leva a implicações negativas quanto à durabilidade e a um mal-estar sentido pelos usuários da edificação. Disto surge a utilidade de ferramentas facilmente e agilmente utilizáveis que possibilitem a análise de deflexões no decorrer de uma concepção estrutural, de maneira localizada e verificativa, a fim de que não haja a necessidade de um relançamento estrutural nos softwares correntes de projeto – ação que usualmente é complexa e laboriosa – agilizando os projetos e tornando-os mais seguros e confiáveis.

1.2 Fundamentação Teórica

A modelagem matemática da deflexão de vigas foi realizada por diversos autores para cumprir propósitos distintos, podendo-se citar os modelos de Timoshenko e Euler-Bernoulli. O último será o utilizado neste trabalho por ser a consideração do momento fletor para deflexões suficientemente eficaz para razões entre altura e vão pequenas [3]. O modelo de Euler-Bernoulli, descrito na Eq. (1), estabelece que a segunda derivada da função que descreve a deformada coincide com a sua curvatura, tratando-se de uma relação aproximada que surge da supressão de derivadas superiores que aparecem na real fórmula da curvatura.

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{M(x)}{E.I} \quad (1)$$

A Norma Brasileira estabelece no item 17.3.2.1 a obrigatoriedade de consideração, na estimativa das deflexões, do efeito da fluência em todos os casos e da fissuração nos casos em que as seções de concreto atinjam o Estádio II [1]. O impacto da fluência, fenômeno este que trata da reologia do concreto sob tensão por grandes períodos de tempo, pode ser inferido pela Eq. (2), obtida pela reunião de diferentes expressões presentes no item 17.3.2.1.2 da Norma Brasileira [1].

$$\text{Flecha Final} = \text{Flecha inicial} \cdot \left(1 + \frac{0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32} - 0,68 \cdot 0,996^{t_0} \cdot t_0^{0,32}}{1 + 50 \cdot \frac{A_s'}{b \cdot d}} \right) \quad (2)$$

Em que t e t_0 são, respectivamente, o ponto temporal em que está sendo analisada a flecha sob fluência e o ponto temporal em que foi aplicada a carga, geralmente sendo considerado o tempo de desforma. Para tempos superiores a 70 meses, considerar $t = 2$. A_s' corresponde a área de armadura posicionada na zona de compressão da viga, enquanto que b e d são a base e altura da viga. A consideração da fissuração ocorre através da substituição da rigidez flexional da viga por uma equivalente fissurada. A Norma Brasileira considera, no item 17.3.2.1.1, a expressão cunhada por Branson [4], apresentada na Eq. (3)

$$(EI)_{eq,t_0} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_t}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_t}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad (3)$$

Em que Ecs é o Módulo de Elasticidade Secante do concreto, obrigatório na análise de deformadas conforme o item 17.3.2.1 da Norma e calculado segundo o que estabelece o item 8.2.8 [1]; M_r e M_a são, respectivamente o Momento de Fissuração da Seção e o Momento Máximo enfrentado pela viga naquele vão. O Momento de Fissuração, estabelecido no item 17.3.1 da Norma, é encontrado através de um simples cálculo de tensões em seção sob momento, impondo a condição de que a região sob tração atinja a resistência média à tração do concreto, calculada conforme o item 8.2.5 [1]. Tal resultado deve, porém, ser majorado em 50%, nos casos de seções retangulares, para a devida conversão entre o resultado de tração direta para tração de flexão [5]. Por fim, I_c e I_{II} são, respectivamente, os momentos de inércia brutos e fissurados da seção. A Norma estabelece a utilização da seção bruta, entretanto a literatura afirma haver a opção de se utilizar uma seção com inércia homogeneizada entre os materiais de aço e concreto [4]. O cálculo o Momento de Inércia de seção fissurada possui sua formula alterada a depender do formato da seção e da forma como ela está armada. Neste trabalho serão utilizadas seções T, escolha que ocasiona na necessidade de duas fórmulas distintas: para centros de gravidade posicionados na mesa e para centros de gravidade posicionados na alma.

2 Metodologia

2.1 Formulação Matemática

A generalização da situação de um vão de viga ocorrerá através da colocação de uma carga distribuída ao longo dos apoios juntamente com uma carga concentrada em qualquer ponto de seu trecho. Resolvendo a equação diferencial mostrada na Eq. (1) através de uma dupla integração gera, nesse caso, quatro constantes de integração incógnitas a serem descobertas por condições de contorno, uma vez que a carga pontual cria duas funções de momento fletor para a barra. Tais condições de contorno foram a indeslocabilidade nos pontos dos apoios, a continuidade geométrica no ponto de aplicação da carga concentrada e a continuidade angular nesse mesmo ponto. Tal procedimento foi repetido para três tipos distintos de vigas: duplo apoio, apoio engaste e duplo engaste. A possibilidade de escolher vãos com engastes é uma aproximação que pode ser utilizada para vigas contínuas. As equações obtidas serão a base da linha elástica utilizada pela calculadora para informar as flechas com considerações de fluência e fissuração.

2.2 Produção da calculadora

Através do software *Smath* é possível gerar programas executáveis a partir de programação matemática. Deste modo, com as formulações matemáticas e as diretrizes da Norma Brasileira já coletadas, deu-se enfoque na produção de um software intuitivo em sua utilização. Para isto, produziu-se imagens para auxiliar a alimentação de dados acerca de cargas e suas posições, dados da seção e armação, dados dos materiais, dados do vão, dados da análise de fluência, entre outros, podendo-se ver na Fig. 1 alguns trechos da calculadora. O usuário é livre para escolher a rigidez flexional que deseja para análise de flechas entre quatro tipos: rigidez bruta, rigidez bruta fissurada, rigidez homogeneizada e rigidez homogeneizada fissurada. A calculadora retorna ao usuário não só todos os dados de cálculo, como também os esforços cortantes, fletores e flechas elásticas no decorrer de todo o vão da viga e seus valores máximos, tanto para seções arbitrárias escolhidas quanto sob a forma de um resumo que divide a viga em 10 pontos distintos. O *Smath* permite ainda a impressão do código do que foi calculado, mostrando um roteiro completo da computação feita. Tal artifício tem grande utilidade didática para aqueles que estão estudando o assunto.

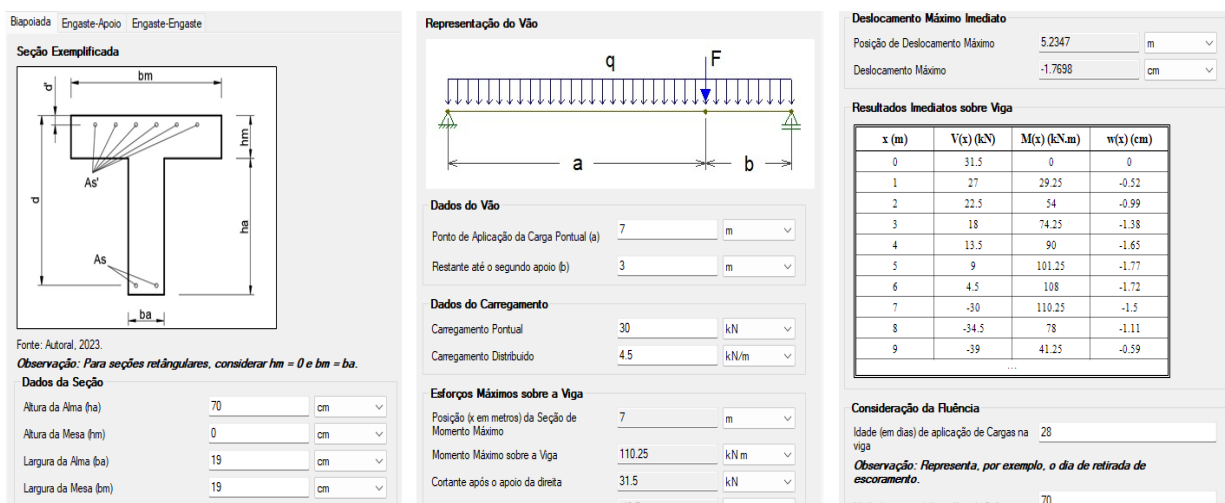


Fig. 1 – Trechos diversos da calculadora

2.3 Análise comparativa da calculadora

Para averiguar a capacidade da calculadora de produzir resultados factíveis em relação às ferramentas, em geral mais complexas, utilizadas pelos engenheiros de estruturas, foi realizado um estudo exemplificativo a partir do projeto arquitetônico de um pequeno sobrado [6]. A estrutura do sobrado foi inteiramente concebida seguindo as diretrizes comuns de engenharia para as estruturas de concreto armado e depois analisada através do software TQS. Nele existe um complexo procedimento de cálculo que considera o pavimento como um todo para a análise dos Estados Limites de Serviço. As cargas são distribuídas através de uma metodologia de grelha equivalente para as lajes. A computação das flechas, considerando a fissuração e fluência, é realizada para as barras discretizadas do pavimento através do processo de Grelha Não-Linear [7]. Como antes explicitado, a descoberta de uma deflexão excessiva tornaria necessário um relançamento estrutural e um reprocessamento da estrutura envolvida, sendo a calculadora uma opção verificativa para prever se os elementos atenderão aos limites estabelecidos normativamente. A verificação, neste caso, se dará em uma viga da cobertura que recebe carga da laje e de uma das tesouras da estrutura de cobertura.

3 Resultados e Análise

3.1 Dados de Entrada no software TQS

A laje da viga em questão possui as dimensões de 3,50 m por 4,50 m, sendo a viga sob análise a que percorre o maior vão. Pelas pequenas dimensões foi pré-dimensionada uma espessura de laje de 10 cm e vigas de 14 cm de largura por 30 cm de altura, contrariando o pré-dimensionamento convencional que toma 10% do vão. O f_{ck} escolhido para a estrutura do sobrado foi de 25 MPa e as cargas atuantes sobre a laje, seguindo as diretrizes da Norma de Cargas brasileira, foram de 1 kN/m² para carga acidental desse tipo de coberta [8] e 1 kN/m² para a consideração do revestimento. A transferência das cargas de laje para a viga, no TQS, ocorre por intermédio de uma grelha equivalente, enquanto que uma carga pontual de 14,5 kN, exercida pela tesoura de madeira, foi estimada via área de influência e colocada diretamente sobre a viga na modelagem, distado em 2,56 m a partir do apoio da esquerda. Na Fig. 2 é possível visualizar a criação desse modelo.

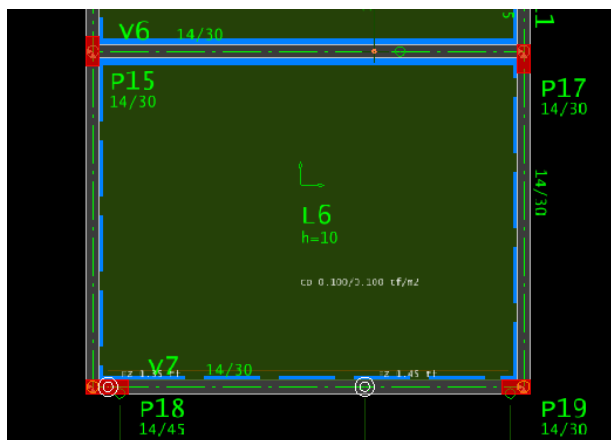


Fig. 2 – Modelo da laje criado no TQS

3.2 Dados de Entrada da Calculadora Produzida

O modelo de cálculo escolhido para analisar as flechas dentro da calculadora foi o de uma viga de duplo engaste, uma vez que a viga original está posicionada a enfrentar, nos seus apoios, a maior inércia de pilares de seção 14 por 45 cm e 14 por 30 cm, situação que ocasiona relevantes momentos negativos. A viga foi, então, modelada com sua seção de 14 por 30 cm, considerando-se 4 centímetros a menos para sua altura útil. Foi estimada uma área de aço na região de tração de $1,6 \text{ cm}^2$ (aproximadamente duas barras de 10 mm) e para a região de compressão de $1,0 \text{ cm}^2$ (aproximadamente duas barras de 8 mm). Para um cálculo mais preciso, também foi efetuada uma análise de vão efetivo, conforme o item (14.6.2.4) da Norma Brasileira de projeto de estruturas de concreto, sendo calculada como 4,07 m. Por fim, as cargas consideradas foram de 4,53 kN por metro de viga, calculada através do método das charneiras plásticas [4] aplicado sobre o carregamento de área da laje (Revestimento + Carga Acidental + Peso Próprio), levando em consideração um minorador de cargas variáveis de 0,3 normativo para combinações quase-permanentes em locais em que não há elevada concentração de pessoas [1]. A mesma carga pontual de 14,5 kN, distada também em 2,56 metros a partir do apoio esquerdo, foi colocada, sendo este valor em metros a incógnita 'a' mostrada no centro da Fig. 1.

3.3 Resultados produzidos pela análise de Grelha Não-Linear

Após o processamento via Grelha Não-Linear, optou-se por visualizar os resultados sob rigidez final das barras discretizadas, cujos resultados da flecha são os mais precisos e maiores. Cabe salientar que o software computou as flechas com armaduras calculadas em um pré-processamento da grelha, não com as armaduras detalhadas. Vê-se que a flecha máxima calculada para a viga em questão (que é o conjunto de barras na extremidade do mostrado na Fig. 3) foi de 0,77 cm.

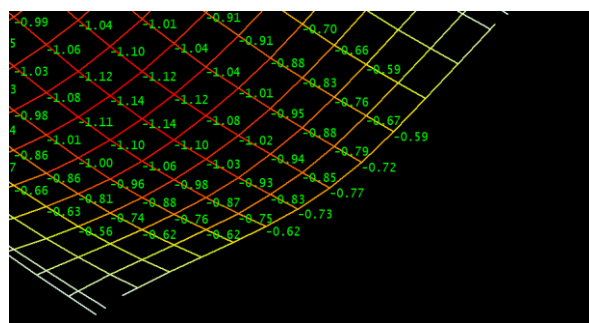


Fig. 3 – Resultado do processamento da Grelha Não-Linear

3.4 Resultados Produzidos pela Calculadora e Análise

Os dados de entrada citados anteriormente produziram, dentre outros resultados de cálculo, os esforços cortantes, de momento fletor e a flecha elástica para 10 pontos diferentes do vão, mostrados ao usuário por meio de uma tabela. Além disso, também foi exibido a flecha com a consideração da fluência sob “tempo infinito” com retirada de escoramento aos 28 dias. Ambos são apresentados na *Fig. 4*, donde se vê que a flecha máxima obtida, com consideração de fissuração e fluência, foi de 0,69 cm. Tem-se uma diferença de aproximadamente 8 mm entre os dois métodos, mostrando a eficácia das aproximações adotadas na computação via calculadora e sua matemática inserida. Era esperado que a calculadora produzisse resultados inferiores de flecha em relação ao TQS, uma vez que utiliza como modelo engastes perfeitos e indeslocáveis, diminuindo a deflexão. Cabe ao engenheiro analisar se adotar um apoio simples em um dos lados não satisfaria melhor as condições do projeto.

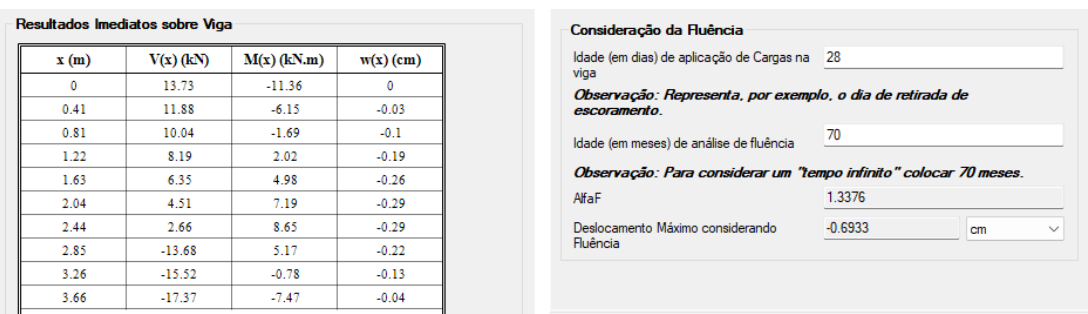


Fig. 4 – Parte do output da calculadora produzida

4 Conclusão

A análise dos resultados mostrou que a calculadora pode ser eficientemente utilizada como um meio de verificar ou pré-dimensionar vigas e lajes (caso possa-se tomar uma modelagem por faixas) e dispensar o retrabalho de um relançamento e reprocessamento estrutural. As diferenças existentes entre os resultados do software produzido e o software bem estabelecido no mercado podem ser explicadas pela simplificação do modelo de deformação, bem como do modelo de distribuição de cargas. Entretanto, tal simplificação torna o uso da calculadora viável para acelerar os processos de elaboração de projeto estrutural.

5 Referências

- [1] Associação Brasileira De Normas Técnicas. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.
- [2] Camacho J S. *Concreto Armado I – Estados Limites de Serviço: Fissuração – Deformação*. Universidade Estadual Paulista - Núcleo de Ensino e Pesquisa da Alvenaria Estrutural, Ilha Solteira, 2009.
- [3] Hibbeler R C. *Resistência dos materiais*, 7ª ed., São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2009.
- [4] Carvalho R, Filho J de F. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. São Carlos: EdUFSCar, 2014.
- [5] Pinheiro L M, Muzardo C D. *Estruturas de Concreto – Capítulo 14: Estados Limites de Serviço*. USP – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2004.
- [6] Godinho F. *Sobrado Residencial*. 2000. Disponível em: www.aditivocad.com/baixar-projeto.php?cad=sobrado_arquitetura_hidro_estrutural_residencial_158m2. Acesso em: Janeiro, 2023.
- [7] TQS Informática. *Grelha Não-Linear*. São Paulo, 2023
- [8] Associação Brasileira De Normas Técnicas. *NBR 6120: Ações para cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, 2019.

ÁREA TEMÁTICA: Materiales y Durabilidad

Análisis para el reciclaje de puentes subutilizados

Autores: Evelin Ortega Vargas ⁽¹⁾, Santiago Piedrahita Madrid ⁽¹⁾, Alejandro Ospina Trujillo ⁽¹⁾.

¹Alcaldía de Medellín. Calle 44 52-165, Medellín, 050015, Colombia.

Resumen

Este documento técnico ofrece el análisis del proceso de reciclaje de puentes debido a subutilización provocada por cambios específicos en las dinámicas del tráfico. Se destacan los efectos ambientales, económicos y sociales, así como la metodología aplicada para trasladar los puentes hacia zonas de mayor vulnerabilidad. Se examinan las implicaciones de movilidad, patología estructural, mantenimiento correctivo, costos y metodologías asociadas al desmontaje y traslado de la superestructura, asimismo de los beneficios económicos derivados de la reutilización. Adicionalmente, se evalúa la viabilidad de reutilizar tanto parcial como completamente los elementos estructurales, subrayando la importancia de cumplir con las normativas pertinentes en todas las etapas del proyecto, incluyendo la evaluación estructural del puente antes, durante y después de su desmontaje y reinstalación final. Este enfoque técnico se orienta hacia la seguridad y la máxima eficiencia del proceso, lo que contribuye a la ejecución del proyecto de ciudad presente auspiciado por la administración municipal. Se busca minimizar el impacto ambiental y maximizar la utilización de los materiales disponibles, en aras de optimizar los recursos económicos y prolongar la vida útil de los puentes existentes, garantizando finalmente el aumento de la calidad de vida de los ciudadanos implicados.

Palabras clave: Reciclaje, Superestructura, Movilidad, Patología, Mantenimiento, Costos, Impacto.

Abstract

This technical document provides an analysis of the bridge recycling process due to underutilization caused by specific changes in traffic dynamics. It highlights the environmental, economic, and social effects, as well as the methodology applied to relocate bridges to areas of greater vulnerability. The implications of mobility, structural pathology, corrective maintenance, costs, and methodologies associated with dismantling and relocating the superstructure are examined, as well as the economic benefits derived from reuse. Additionally, the feasibility of partially or fully reusing structural elements is evaluated, emphasizing the importance of complying with relevant regulations at all stages of the project, including structural assessment of the bridge before, during, and after its dismantling and final reinstallation. This technical approach is oriented towards safety and maximum process efficiency, contributing to the execution of the current city project sponsored by the municipal administration. It aims to minimize environmental impact and maximize the utilization of available materials, in order to optimize economic resources and prolong the lifespan of existing bridges, ultimately ensuring an increase in the quality of life of the involved citizens.

Keywords: Recycling, Superstructure, Mobility, Pathology, Maintenance, Costs, Impact.

1. Introducción

Los puentes peatonales surgen de la necesidad de crear pasos a desnivel seguros para los peatones cuando los pasos a nivel señalizados o semaforizados no son posibles por alto flujo vehicular y/o peatonal, o por altas velocidades vehiculares [1]. Sin embargo, cuando las condiciones de movilidad en los cruces son seguras, cómodas e inclusivas, se genera una subutilización de estas estructuras al ser más comfortable para las personas movilizarse en cruces a nivel, donde el esfuerzo es mínimo y la seguridad es mayor. Por ello en los últimos años la Alcaldía de Medellín ha apostado en la reutilización de los puentes peatonales que se encuentren bajo los criterios de subutilización establecidos por la Secretaría de Movilidad y el Departamento Administrativo de Planeación, en lugares donde existan necesidades de movilidad que no puedan resolverse fácilmente. Esto ocurre especialmente en casos de comunidades que no tienen comunicación directa entre ellas por el paso de afluentes, situación común en ciudades con una topografía montañosa, como es el caso de la ciudad de Medellín. Para llevar a cabo la remoción, es esencial tener en cuenta previamente diversos análisis que respalden el traslado de la superestructura. Estos análisis incluyen su material, su estado actual, la futura ubicación a la cual será trasladada, costos asociados a todo el procedimiento del reciclaje y el impacto ambiental generado por esta práctica. Posteriormente, es necesario llevar a cabo un estudio minucioso para garantizar un correcto procedimiento para el desmonte de la estructura, teniendo en cuenta el plan de manejo de tránsito que pueda concertarse para el momento del retiro como tal. Además, como parte de los objetivos del reciclaje de puentes y en cumplimiento de las normativas vigentes, es necesario realizar evaluaciones para todos los elementos de la estructura removida, con el fin de estudiar posibles daños que puedan presentarse tanto previo como posterior al procedimiento, así como su posible mantenimiento que permita prolongar la vida útil de la estructura.

2. Metodología

2.1. Estudio de subutilización

La Alcaldía de Medellín desarrolló un estudio técnico para definir los criterios para la viabilidad de desmonte de varios puentes peatonales por concepto de subutilización, basándose en los parámetros para la instalación de cruces peatonales [1].

Criterio 1. Conflicto vehículos-peatones: Se muestra en las Ec. (1) y Ec. (2) la necesidad puntual de establecer un cruce seguro para peatones, ya sea semaforizado o a desnivel, siendo “P” cantidad de peatones por hora y “V” cantidad de vehículos por hora, planteando un dispositivo peatonal semaforizado o a desnivel para el primer caso y disponer de un paso de cebra como cruce peatonal para el segundo caso.

$$PV^2 > 2 \times 10^8 \quad (1)$$

$$PV^2 < 2 \times 10^8 \quad (2)$$

Criterio 2. Cruces a nivel semaforizados próximos a la estructura: Es fundamental garantizar que no existan otros dispositivos peatonales a menos de 80 metros que puedan reemplazar la función de los puentes peatonales. De ser así, se considera que la estructura no es necesaria y no va a ser utilizada preferencialmente por los peatones.

Criterio 3. Volumen peatonal en horarios de máxima demanda: Para definir el uso de los cruces a desnivel, se plantea que en los horarios de máxima demanda el volumen aforado de peatones sea mayor o igual a 250 peatones por hora. En caso de ser menor, se supone que la estructura no es relevante para la movilidad de la zona.

Criterio 4. Accesibilidad para personas con movilidad reducida: Los puentes peatonales deben garantizar el uso de toda la población sin exclusión. Por lo tanto, la ausencia de rampas de acceso para los puentes puede justificar una nueva evaluación de la movilidad peatonal, ya sea utilizando otro dispositivo peatonal o una nueva adecuación de la estructura, en caso de ser posible.

Criterio 5. Viabilidad para instalación de un dispositivo peatonal a nivel: En caso de no contar con un dispositivo peatonal semaforizado a una distancia menor a 80m, se considera la viabilidad de instalación del mismo. De ser posible, podría llevarse a cabo el retiro del puente peatonal y brindar de esta manera una mayor visibilidad vial.

2.2. Viabilidad del reciclaje según el material.

Tabla 1 – Factores para el traslado según el material del puente. Tomado de Ospina, 2018.

Criterios considerados para el retiro y traslado para reutilización de la superestructura de puente peatonal.			
MATERIAL DEL PUENTE	PESO PROMEDIO A TRASLADAR	DURABILIDAD (Lapso antes del primer mantenimiento correctivo)	FACILIDAD DE FRAGMENTACIÓN PARA SER RETIRADADA, TRASLADADA Y RE-ENSAMBLADA
CONCRETO	1320 kg/m	> 50 años	Baja por ser una estructura vaciada o prefabricada ya sea en hormigón o postensada.
METAL	297 kg/m	20-40 años	Media a Alta por ser una estructura articulada con pernos o soldada.
MADERA	152 kg/m	< 2 años	Alta por ser una estructura articulada con pernos.

Para el reciclaje de superestructuras, los puentes en concreto poseen atributos intrínsecos que los vuelven altamente desafiantes por aspectos relacionados con su peso y la facilidad de desmontaje y reinstalación sin tener repercusiones en su capacidad estructural. Por otro lado, el reciclaje para puentes de acero, ya sean vigas simples o estructuras reticulares, es una posibilidad viable al no ser un material tan frágil ni de gran peso como el concreto, lo que determina una facilidad de desmontaje y reinstalación mayor.

Similares propiedades tienen las estructuras de madera pero con una muy baja durabilidad para ser considerada para un nuevo uso en otro emplazamiento.

2.3. Identificación de la zona de traslado.

Está ligada a la necesidad de adecuar la estructura al vano a salvar, lo que varía según la tipología estructural. Para el reciclaje parcial de elementos como vigas, se debe garantizar su adecuación a la dinámica estructural del nuevo puente, teniendo en cuenta que las dimensiones y las capacidades de carga requeridas pueden cambiar y, al mismo tiempo, velando por el cumplimiento de las normativas vigentes en todo el procedimiento. En estructuras reticulares, se persigue la

conservación de la luz del vano en la medida de lo posible. Asimismo, se considera la topografía del terreno, priorizando ubicaciones encañonadas para mitigar el riesgo de inundaciones y asegurar la estabilidad del puente en contextos fluviales. No obstante, evaluaciones geotécnicas, hidráulicas y estructurales son imperativas para la selección apropiada del emplazamiento objetivo. La evaluación de las áreas a conectar y las implicaciones socioeconómicas del proyecto revisten una importancia crítica en el proceso de diseño. Se busca no solo satisfacer las necesidades de movilidad de la comunidad, sino también maximizar el impacto positivo en el desarrollo económico y social de la región circundante.

2.4. Costos asociados al reciclaje.

Para llevar a cabo la práctica del reciclaje de puentes es fundamental realizar un estudio de costos previo donde se analicen los diferentes aspectos que pueden influir en la viabilidad económica del proyecto. El costo asociado a la construcción de la superestructura de un puente está alrededor de un 50 y un 80 por ciento del costo total de la estructura peatonal, sin embargo, se deben tener presente en el momento del análisis económico del reciclaje parcial o total de superestructuras de puentes, los gastos asociados a los ensayos necesarios para evaluar el estado de la estructura, además de la maquinaria, personal, transporte, permisos y mantenimiento preventivo y correctivo asociado al desmonte. El objetivo de reutilizar parcial o totalmente los elementos de un puente es que los costos de ejecución de todo el procedimiento sean inferiores al costo de los elementos que se van a usar en una próxima obra, por lo que se justifica hacer un análisis detallado que dictamine que sea un proyecto económicamente viable.

2.5. Evaluación de ensayos para identificación de patologías.

Teniendo en cuenta que se realiza el procedimiento para estructuras metálicas, se lleva a cabo una evaluación estructural con base en lo establecido por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente [3]. Para ello, se define como método de estudio la evaluación por análisis estructural considerando las diferentes combinaciones de carga y debe verificarse por medio de ensayos no destructivos que garanticen la no alteración de la capacidad portante del puente. Para el desarrollo del análisis estructural es necesario llevar a cabo los ensayos necesarios asociados a las propiedades del material con el fin de recopilar la información suficiente, en caso de ser necesario, acerca de la composición química, propiedades del material a tensión, composición química, tenacidad del metal base, metal de la soldadura y evaluación de pernos y remaches. Adicionalmente, es fundamental realizar ensayos adicionales que proporcionen datos acerca del dimensionamiento y con esto permitan modelar la dinámica estructural de manera precisa. Por último, se pretende evaluar la resistencia de las estructuras a reciclar por medio de un coeficiente de reducción de resistencia regido por el estado actual de la estructura [3]. Analizando los procedimientos durante el desmonte, transporte y reinstalación, la reducción máxima de la resistencia efectiva en un 40%.

2.6. Impacto ambiental.

El sector constructivo es uno de los más significativos de todas las industrias respecto al impacto ambiental. Por ello, el reciclaje de puentes le apuesta directamente a la reducción del 70% en consumo de energía y en emisiones de CO₂ al no tener que fabricar una superestructura desde cero, lo cual conlleva un proceso altamente contaminante por los materiales y la maquinaria para su elaboración, tal y como se evidencia en la Fig. 1. Adicionalmente, se observa en la *Tabla 2* el detalle de los impactos ambientales por el traslado y reutilización de tres estructuras en Medellín en los últimos años.

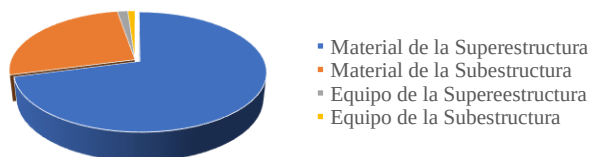


Fig 1 - Consumo de Energía y emisiones de CO₂ para la construcción de un puente metálico. Basado en Itoh y Kitagawa, 2002. [4]

Se tiene en cuenta que para el proceso de reciclaje se deben llevar a cabo acciones que impliquen también un aporte contaminante, tales como el procedimiento de desmonte y traslado. Sin embargo, se tiene presente que la elaboración de una nueva estructura también implica labores de traslado e instalación, las cuales pueden causar un efecto similar al ocasionado en el traslado de estructuras recicladas. Por lo tanto, se hace necesario realizar un análisis ambiental sobre los impactos atribuidos al reciclaje y realizar una comparación con la fabricación de una nueva estructura para, de esta manera, verificar la viabilidad del traslado en cuestión ambiental.

Tabla 2 – Impactos ambientales en Medellín por el programa de reciclaje de puentes. Tomado de Ospina, 2018.[2]

IMPACTO AMBIENTAL	Unidad	Puente colegio San Carlos - Media Luna en Santa Elena	Puente La América - Belén Rincón	Puente del INEM de Las Vegas - Manrique El Pomar	Total Impacto Ambiental
Agotamiento abiótico por combustibles fósiles	MJ	79.039	366.798	357.522	803.360
Calentamiento Global (GWP100a)	kg CO ₂ eq	4.094	19.002	18.521	41.617
Agotamiento de la capa de ozono (ODP)	g CFC-11 eq	0,60	2,77	2,70	6,06
Oxidación Fotoquímica	kg C ₂ H ₄ eq	2,51	11,66	11,36	25,54

2.7. Proceso de desmontaje.

En el proceso de evaluación del desmontaje de una estructura se debe abordar una serie de consideraciones técnicas para garantizar la integridad del proyecto. Esto incluye la instalación cuidadosa de los elementos necesarios para el desmontaje, con el objetivo primordial de prevenir cualquier daño local que pueda tener repercusiones a nivel global en la estructura. Es esencial tener en cuenta las características intrínsecas de la estructura, identificando sus puntos vulnerables, que pueden influir significativamente en la ocurrencia de daños. En el caso de que sea necesario realizar cortes en el puente para facilitar su desmontaje, se debe llevar a cabo una evaluación exhaustiva de su estabilidad, rigidez y resistencia, tanto antes, durante como después del proceso. Esto resulta crítico en el contexto de estructuras reticulares, donde cualquier elemento que ingrese en el rango inelástico debe ser sustituido una vez se haya confirmado que la integridad estructural no ha sido comprometida. El proceso de desmontaje se ejecuta mediante el uso de grúas especializadas, con una atención particular en casos donde la intervención afecte el tráfico vial, lo que requiere una planificación cuidadosa y la implementación de un plan de manejo de tránsito. En términos logísticos, se prioriza el anclaje estratégico de la viga o estructura desde secciones de alta resistencia y áreas redundantes, minimizando así la distancia de transferencia de cargas y optimizando la seguridad del proceso. Para el transporte hacia el destino final, se utilizan camabajas para garantizar una manipulación segura y eficiente.

2.8. Considerar posibles intervenciones en la estructura para el traslado.

Previo al desmonte de la estructura, producto de la inspección visual y evaluación mediante ensayos no destructivos en lo posible, es necesario definir si debe hacerse un mejoramiento, considerando cambios en conexiones, rehabilitación de pintura o cambio parcial de elementos. Posterior al proceso del reciclaje, es crucial realizar inspecciones regulares de los elementos y las conexiones, con el fin de vigilar su la estabilidad y definir los mantenimientos preventivos necesarios para alargar su vida útil. Estos mantenimientos contribuyen significativamente a su conservación y permanencia en el tiempo, resaltando además que los costos implicados pueden incrementarse exponencialmente a medida que la estructura no sea tratada eventualmente.

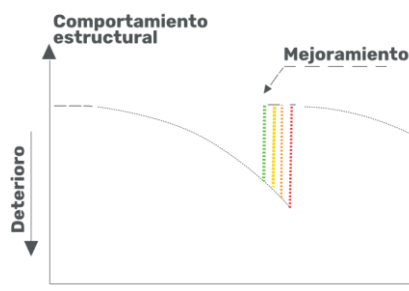


Fig. 2 - Curva de deterioro estructural en el tiempo. Basado en Tuutti, 1982. [5]

3. Conclusiones

- El enfoque responsable hacia el reciclaje de estructuras surge como un tema de máxima relevancia en la contemporaneidad, especialmente dentro del marco de la sostenibilidad y la reducción de la huella de carbono. Es imperativo que este enfoque adquiera una mayor visibilidad y sea activamente promovido en la industria de la construcción. No solo se trata de una necesidad, sino también de una oportunidad para transformar nuestros métodos de construcción hacia prácticas más respetuosas con el medio ambiente.
- Esta práctica emerge como un pilar significativo para mejorar la conectividad entre comunidades al proporcionar soluciones innovadoras y sostenibles para la movilidad urbana, siendo un ejemplo para los entes gubernamentales.
- La calidad y resistencia de los puentes reciclados están garantizadas gracias al meticuloso proceso de desmontaje y reinstalación. La cuidadosa planificación y ejecución de estas operaciones aseguran que los puentes reciclados cumplan con los estándares de seguridad y rendimiento exigidos, demostrando así la viabilidad técnica y la durabilidad de esta práctica.
- En la Fig. 3 se ilustra la relación del manejo de los impactos sociales, ambientales y económicos en un proyecto de ingeniería de manera habitual, donde se evidencia que los proyectos de tipo social a bajo costo carecen de sostenibilidad, como ocurre en muchas iniciativas del estado para las comunidades. Los proyectos de tipo ambiental a bajo costo son usualmente iniciativas privadas donde no necesariamente hay una relación con un beneficio social y los proyectos sociales ambientalmente sostenibles que son costosos; la opción donde se satisfacen los tres aspectos corresponde a la reutilización de productos, siendo en este caso el reciclaje de puentes.



Fig. 3 - Manejo de impactos en proyectos de ingeniería.

4. Referencias.

- [1] Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2015). *Manual de Señalización Vial*.
- [2] Ospina Trujillo, A. (2018). *Reciclaje de puentes subutilizados*. V Simposio Internacional Sobre Diseño y Construcción de Puentes, Bucaramanga, Colombia.
- [3] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.
- [4] Itoh, Y., Kitagawa, T. (2002). *Using CO2 emission quantities in bridge lifecycle analysis*. Engineering Structures, 25, pp. 565-577.
- [5] Tuutti, K. (1982). *Corrosion of steel in concrete*. [Doctoral Thesis (monograph), Division of Building Materials]. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm.

Cómo citar: E. Ortega Vargas y A. Ospina Trujillo, «Análisis para el reciclaje de puentes subutilizados», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 127-133. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Caracterización de la durabilidad de eco-aisladores ante exposiciones ambientales

Autores: Karol Acosta ⁽¹⁾, Felipe Guerrero ⁽¹⁾, Albert R. Ortiz ⁽¹⁾, Harold Cárdenas Ordoñez ⁽¹⁾, Johannio Marulanda Casas ⁽¹⁾, Peter Thomson ⁽¹⁾.

¹ School of Civil Engineering and Geomatics Universidad del Valle, Cali, Colombia.

Resumen

Actualmente existen alternativas de aisladores sísmicos que buscan reducir el costo y aumentar su uso con el fin de hacerlos más atractivos comercialmente. Una de estas alternativas es un nuevo tipo denominado Aislador desconectado de Caucho Reciclado Reforzado con Fibra (RU-FREI). Dado su estatus de alternativa en desarrollo, resulta imperativo investigar su comportamiento frente a condiciones ambientales y su proceso de envejecimiento. En este estudio, se llevó a cabo una evaluación de los cambios en el comportamiento físico-mecánico de los RU-FREIs en un escenario. La metodología consistía en exponer los prototipos a un ambiente alcalino, durante un período que abarcó de 1 a 12 meses. La evaluación de los cambios en el comportamiento físico-mecánico se llevó a cabo mediante ensayos de compresión y corte, comparando los prototipos expuestos a los diferentes escenarios con prototipos de referencia.

Palabras clave: Aislador sísmico, durabilidad, agentes corrosivos, caucho reciclado

Abstract

Currently, there are seismic isolator alternatives aimed at reducing costs and increasing their usage to make them more commercially appealing. One of these alternatives is a new type called Reinforced Recycled Rubber Disconnected Isolator (RU-FREI). Given its status as a developing alternative, it is imperative to investigate its behavior under environmental conditions and its aging process. This study conducted an evaluation of the changes in the physical-mechanical behavior of RU-FREIs in one scenario. The methodology involved exposing the prototypes to an alkaline environment for a period ranging from 1 to 12 months. The assessment of changes in physical-mechanical behavior was carried out through compression and shear tests, comparing the exposed prototypes to different scenarios with reference prototypes.

Keywords: Elastomeric isolator, durability, corrosive agents, recycled rubber

1. Introducción

En búsqueda de soluciones que se ajusten de manera eficaz y eficiente al fortalecimiento de las estructuras ante eventos sísmicos, se ha adoptado a nivel global una metodología conocida como "Diseño por capacidad". Su objetivo es asegurar que los puntos débiles del sistema estructural sean ubicados estratégicamente por el diseñador, de manera que actúan como fusibles dúctiles y protejan a la estructura de un colapso frágil no deseado (Buchanan, 2011). Esto permite que la estructura pueda desplazarse lateralmente durante un terremoto sin colapsar.

Sin embargo, los sismos extremadamente intensos conducen a un comportamiento inelástico debido al aumento de las aceleraciones verticales, las demandas de desplazamiento y deformaciones, ocasionando daños estructurales permanentes. Con esto surge el criterio "prevención al colapso" (Pittí, 2013), creando una necesidad de implementar nuevas tecnologías que puedan permitir que una estructura siga siendo completamente operacional después de un sismo.

La implementación de dispositivos de aislamiento sísmico, incrementan considerablemente los costos directos de la obra, limitando su aplicación a estructuras de un nivel de importancia alta. Por otro lado, los aisladores sísmicos elastoméricos, elaborados a partir de una mezcla de caucho reciclado proveniente de llantas fuera de uso y fibras de poliéster bidireccional (RU-FREI's), amplían las posibilidades de protección sísmica en estructura que no son de gran envergadura (Ortega, 2021).

Estos dispositivos RU-FREI's al estar compuestos mayormente por un polímero elastomérico, poseen alta resistencia específica, estabilidad química y propiedades de aislamiento eléctrico (Jawaid, 2018). Con esta investigación, se pretende evaluar experimentalmente el desempeño mecánico de los prototipos a escala de los RU-FREI's simulando condiciones ambientales y de envejecimiento presente durante su operación con el objetivo de definir su durabilidad e identificar alternativas que prologuen su vida útil.

2. Fabricación del Prototipo

2.1. Evaluación de la matriz de caucho.

Se formuló la matriz de caucho considerando variables como el tiempo y la temperatura de moldeo, las proporciones entre el aglomerante y el caucho, y la cantidad de material utilizado para definir la densidad adecuada. Se realizaron tres tipos de mezclas para evaluar la influencia de la densidad de las muestras, obteniendo probetas con densidades de 0.68 kg/m³, 0.99 kg/m³ y 1.24 kg/m³. Los límites de densidad se seleccionaron mediante inspección visual y la capacidad de confinamiento de la probeta a compresión residual. La elección de la proporción del aglomerante de poliuretano mostró que un mayor peso de este producto en relación con el caucho resultaba en un mayor desperdicio en las probetas. Se buscó un equilibrio entre la eficiencia en la utilización del producto y la uniformidad en las sondas para obtener resultados más favorables (Ortega, 2021).

2.1 Dimensión del Prototipo

Se fabricaron prototipos reducidos utilizando un factor de escala $S_l = 1/3$ para las dimensiones y un factor $S_m = 1/9$ para la masa, el aislador tiene 44 mm de altura con un diámetro de 80 mm, compuesto por 15 capas de fibra de refuerzo distribuidas cada 2 mm. Los aisladores tuvieron unas condiciones de diseño que incluyeron una carga de 19.25 kN, un desplazamiento máximo de 90 mm, una presión vertical de 4.0 Mpa

3. Metodología

Se seleccionaron 12 prototipos de RU-FREI'S, los cuales fueron inmersos en una solución acuosa utilizando 115 gr de Hidróxido de calcio por cada 2300 ml de agua. Se procuró mantener un pH en un rango de 11.5 a 12.5 durante un periodo de exposición de 1, 3, 6, 9 y 12 meses con el fin de simular un ambiente de exposición alcalino. La Fig. 1 proporciona una representación visual de las condiciones físicas al concluir con todos los tiempos de exposición.



Fig. 1 – Resultado visual de los Prototipos despues de un ambiente de exposicion pH 11.5-12.5.

4. Metodología Experimental.

4.1. Compresión Monotónica y Compresión Cíclica

El ensayo de compresión monotónica se llevó a cabo siguiendo la norma ASTM D575. Este procedimiento implica la aplicación gradual de una carga de compresión a los prototipos a una velocidad constante de 0.01 mm/s hasta alcanzar una carga que es un 30% mayor que la carga de diseño especificada (25 kN). Posteriormente, se descarga la carga a la misma velocidad. El ensayo se completa después de realizar tres ciclos de carga y descarga.

Por otro lado, el protocolo para la compresión cíclica comienza aplicando gradualmente una carga de compresión a una velocidad de 0.01 mm/s hasta alcanzar la carga de diseño (19 kN). Una vez alcanzada esta carga, se mantiene durante un minuto antes de aplicar tres ciclos de carga triangulares reversibles a una velocidad de 0.05 mm/s. Durante estos ciclos, se varía la carga aplicada entre $\pm 30\%$ de la carga de diseño para simular condiciones cíclicas de carga.

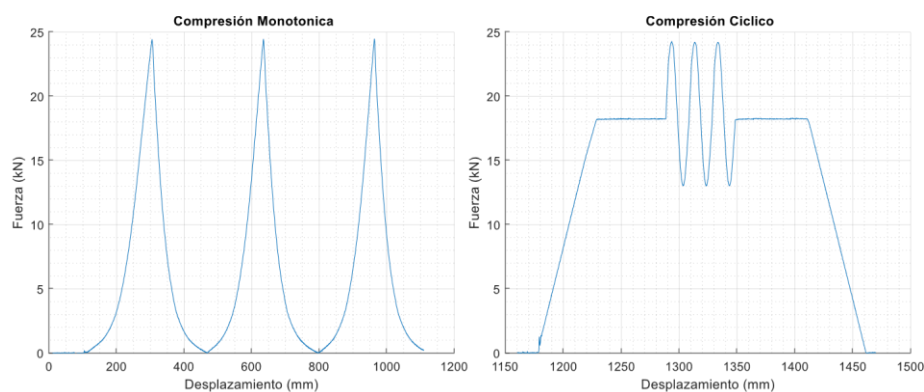


Fig. 2 – Protocolos Compresión.

4.2. Compresión- Corte

El ensayo de corte en prototipos a escala de aisladores sísmicos tiene como finalidad emular las condiciones reales de desplazamientos laterales y carga gravitacional a las que se verá sometido el aislador a lo largo de su vida útil. En este procedimiento, se simulaban movimientos laterales del prototipo mientras se aplicaba carga de compresión de manera simultánea. Los protocolos utilizados fueron los siguientes:

1. Desplazamiento monotónico hasta una deformación del 75%.

2. Tres ciclos de carga totalmente invertidos con incrementos de desplazamiento correspondientes a: $0.25DD$, $0.5DD$, $1.0DD$ y $1.0DM$.
3. Tres ciclos de carga totalmente invertidos con el desplazamiento máximo total DTM .
4. Igual al protocolo 2 pero con un periodo de 1.2 s.

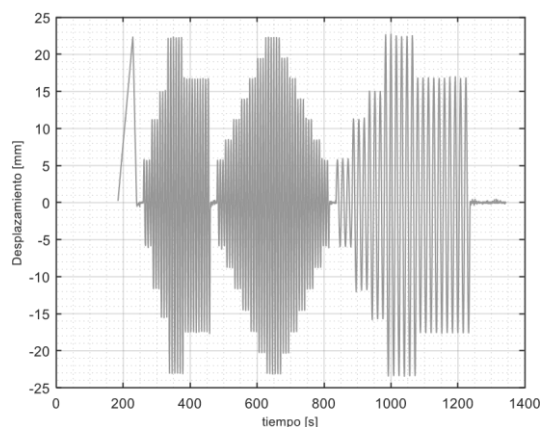


Fig. 3 – Protocolos Compresión-Corte.

5. Análisis y Resultados

5.1. Compresión Monotónica y Compresión Cíclica

En la Fig. 4 se presentan los resultados de los ensayos mecánicos realizados en los prototipos. Al comparar estos resultados con los de los aisladores de referencia que no fueron previamente expuestos al ambiente alcalino, se observa una tendencia notable: a medida que aumenta el período de exposición, los prototipos muestran una disminución en su desplazamiento vertical. Sin embargo, se destaca una excepción interesante en los prototipos expuestos durante un mes: muestran un comportamiento diferente, lo que sugiere una posible influencia del método de fabricación. Es plausible que el menor tiempo de prensado en estos prototipos pueda ser responsable de este comportamiento anómalo.

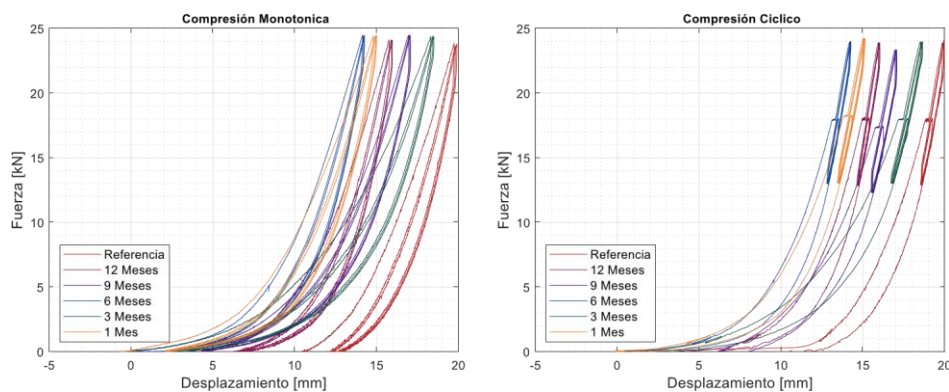


Fig. 4 – Resultados Protocolo Compresión.

5.2. Compresión- Corte

El análisis de los resultados a partir de la Fig. 5, reveló varios aspectos importantes respecto al desempeño del prototipo durante la aplicación del protocolo de corte. Se observó una

disminución significativa en la fuerza vertical registrada, lo que sugiere posibles áreas de mejora en la capacidad de soporte del diseño bajo condiciones específicas de carga. Este hallazgo indica la importancia de revisar la resistencia estructural del prototipo para optimizar su desempeño en diversas situaciones de aplicación.

Además, se notó un aumento en la rigidez de los aisladores a medida que se alcanzaba el desplazamiento máximo de 22.5 mm. Esta respuesta adaptativa del sistema podría indicar una capacidad de ajuste efectiva frente a cargas más intensas, lo cual es un aspecto positivo del diseño. Sin embargo, este aumento en la rigidez también estuvo asociado con una tendencia al deslizamiento en ciertas condiciones, lo que sugiere la necesidad de equilibrar la rigidez con la capacidad de mantener la estabilidad del prototipo.

Se resalta que la disminución de la fuerza vertical y la tendencia al deslizamiento fueron particularmente notables durante la ejecución del protocolo 2 y el protocolo 3. Este hallazgo subraya la importancia de tener en cuenta las condiciones operativas específicas al evaluar el rendimiento del prototipo. Además, el período utilizado en el protocolo 4 disminuyó el deslizamiento del prototipo durante el ensayo. Esto podría haber contribuido al aumento del deslizamiento observado en los otros protocolos. Esta observación enfatiza la necesidad de considerar la dinámica de carga en futuras iteraciones del diseño.

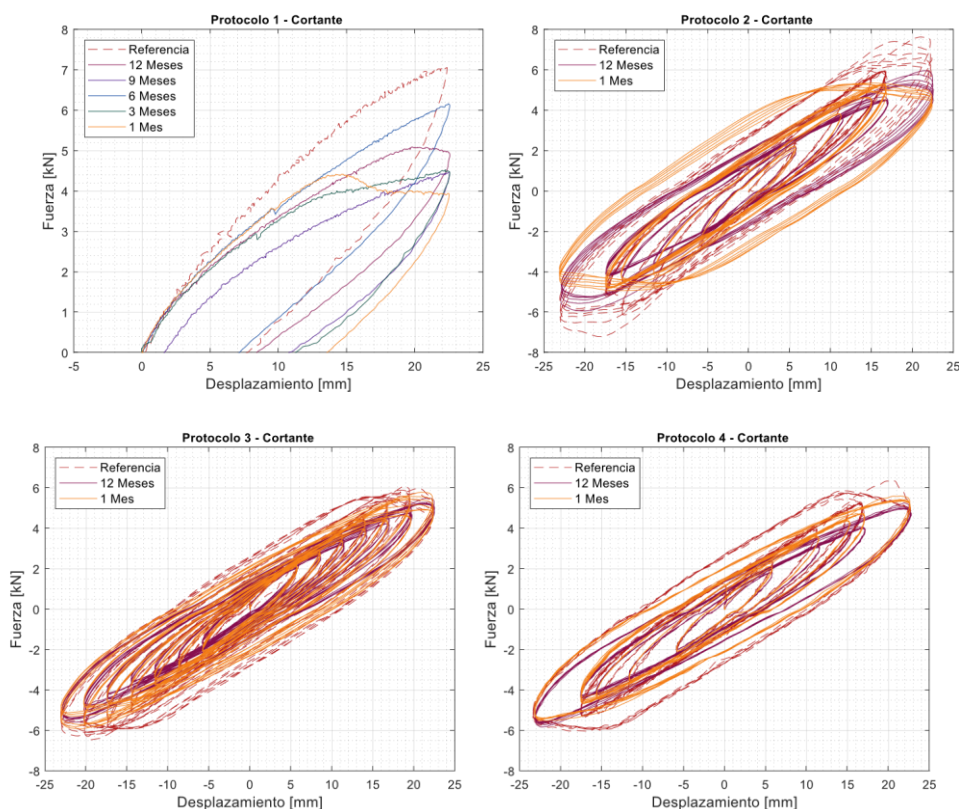


Fig. 5 – Resultados Protocolos Cortante.

La Fig.6 muestra el estado final de los aisladores expuestos a un ambiente alcalino después de realizar los ensayos de compresión y corte.



Fig. 6 – Estado final de los Prototipos RU-FREI's.

6. Conclusión

Los aisladores compuestos con caucho reciclado y fibra de refuerzo muestran un comportamiento adecuado bajo diversas condiciones de exposición, lo que sugiere la viabilidad de aplicar un método de recubrimiento para prolongar su vida útil durante largos periodos de exposición. Es esencial asegurar una estandarización en el proceso de fabricación para evitar variaciones que afecten las propiedades del producto. Además, el análisis de los ensayos mecánicos revela una disminución en la fuerza vertical durante la aplicación del protocolo de corte, señalando áreas de mejora en la capacidad de soporte del diseño. Se observa un aumento en la rigidez de los aisladores a medida que se alcanza el desplazamiento máximo, lo que sugiere una adaptabilidad positiva frente a cargas intensas. Sin embargo, este aumento en la rigidez también está asociado con una tendencia al deslizamiento, destacando la necesidad de equilibrar la rigidez con la estabilidad del prototipo. La evaluación detallada de los resultados indica la importancia de considerar las condiciones operativas específicas al evaluar el rendimiento del prototipo, así como la necesidad de tener en cuenta la dinámica de carga para futuras mejoras en el diseño.

7. Agradecimientos

Los autores agradecen al proyecto “Evaluación de la Durabilidad de Aisladores Sísmicos elaborados con Matriz Elastomérica de Caucho Reciclado”, código CI 21187, financiado en el marco de la convocatoria interna de la Universidad del Valle.

8. Referencias

- Buchanan, A. B. (2011). Aislamiento de bases y tecnologías resistentes a daños para mejorar el rendimiento sísmico de los edificios.
- Jawaid, N. S. (2018). A review on thermomechanical properties of polymers and fibers reinforced polymer composites. *Journal of Industrial and Engineering Chemistry*, 1-11.
- Ortega, L. H. (2021). Caracterización mecánica de prototipos de aisladores sísmicos con matriz de caucho reciclado mediante compresión monotónica y residual. *Jornadas geotécnicas y estructurales*.
- Pittí, R. &. (2013). Estado del arte de los sistemas de protección sísmica para edificios (Vol. 4(1)). *Mente & Materia*.

Cómo citar: K. Acosta, F. Guerrero, A. R. Ortiz, H. Cárdenas Ordoñez, J. Marulanda Casas, y P. Thomson, «Caracterización de la durabilidad de eco-aisladores ante exposiciones ambientales», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 134-139. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Comportamiento estructural del hormigón autocompactable reforzado con fibras y agregados reciclados

Autores: José A. Ortiz-Lozano ⁽¹⁾, Francisco Mena-Sebastia ⁽²⁾, Ignacio Segura ⁽²⁾, Albert de la Fuente ⁽²⁾, Antonio Aguado ⁽²⁾

Resumen

El estudio se centra en la construcción innovadora, reemplazando los agregados naturales con agregados reciclados mixtos (RA) en la producción de hormigón autocompactable reforzado con fibras de acero (FR-SCC-RA). El objetivo es crear un hormigón estructural con el desempeño adecuado. El estudio evaluó a fondo las propiedades mecánicas de los muros de cimentación de FR-SCC-RA, mediante análisis de material y rendimiento estructural. Se realizaron ensayos en muestras moldeadas y núcleos extraídos de las estructuras en la ciudad de Barcelona, España. Además, el análisis experimental involucró muestras y pruebas a escala real para evaluar la capacidad de carga en losas de hormigón, superando expectativas basadas en pruebas de núcleos. El estudio confirmó la ventaja de usar RA en la producción de hormigón y su comportamiento mecánico positivo, sin efectos negativos en la resistencia mecánica. El FR-SCC-RA demostró un desempeño adecuado estructuralmente, manteniendo la resistencia residual post-fisuración, gracias a las fibras. Esto puede aplicarse en regiones con regulaciones estrictas, contribuyendo a la sostenibilidad y durabilidad de proyectos. En resumen, el estudio destaca un enfoque innovador al integrar RA en hormigón autocompactable reforzado con fibras, con prometedoras aplicaciones estructurales.

Palabras clave: concreto autocompactante, fibras de acero, agregados reciclados, cimentación, durabilidad.

Abstract

The study focuses on innovative construction by replacing natural aggregates with mixed recycled aggregates (RA) in the production of self-compacting concrete reinforced with steel fibers (FR-SCC-RA). The objective is to create a structural concrete with adequate performance. The study thoroughly evaluated the mechanical properties of FR-SCC-RA foundation walls through material analysis and structural performance testing. Tests were conducted on molded samples and cores extracted from structures in Barcelona, Spain. Additionally, the experimental analysis involved real-scale samples and tests to assess the load-bearing capacity of concrete slabs, exceeding expectations based on core tests. The study confirmed the advantage of using RA in concrete production and its positive mechanical behavior, without negative effects on mechanical strength. FR-SCC-RA demonstrated structurally adequate performance, maintaining post-cracking residual strength thanks to the fibers. This can be applied in regions with strict regulations, contributing to the sustainability and durability of projects. In summary, the study highlights an innovative approach by integrating RA into self-compacting fiber-reinforced concrete, with promising structural applications.

Keywords: self-compacting concrete, steel fibers, recycled aggregates, foundation, durability.

1. Introducción

En los últimos años, la industria de la construcción ha enfrentado una creciente presión para adoptar prácticas más sostenibles, lo que ha impulsado la investigación y el uso de materiales reciclados. El concreto autocompactante reforzado con fibras de acero y agregados reciclados (FR-SCC-RA) se presenta como una solución prometedora para reducir el impacto ambiental asociado a la producción de concreto [1]. Este material no solo aprovecha los residuos de construcción y demolición como agregados reciclados, sino que también incorpora fibras de acero para mejorar su desempeño mecánico y durabilidad.

El uso de concreto autocompactante (SCC) ha ganado popularidad debido a su capacidad de fluir y compactarse bajo su propio peso, eliminando la necesidad de vibración durante su colocación. Al reforzarlo con fibras de acero, se mejora la resistencia a la tracción y la capacidad de disipar energía, lo que es crucial para prevenir fallos frágiles en estructuras de concreto. En este contexto, el presente estudio se enfoca en evaluar el uso de FR-SCC-RA en un caso de estudio real: la construcción de un muro de cimentación en Barcelona, España [2].

2. Metodología experimental

Se produjeron seis tipos de lotes de hormigón autocompactable reforzado con fibras de acero y agregados reciclados (FR-SCC-RA). Las mezclas fueron fabricadas en una planta de concreto en Barcelona, España, y se moldearon especímenes para la caracterización física y mecánica. En la Figura 1 se muestra el procedimiento de ejecución de los muros de cimentación.



Fig. 2 – Proceso de ejecución de muros de cimentación [2]

a) Excavación de zanja; b) Lodos tixotrópicos; c) Vertido de hormigón desde el camión

A continuación se presentan las proporciones de las mezclas de FR-SCC-RA utilizadas:

Tabla 1 – Proporciones de mezcla de hormigón FR-SCC-RA (kg/m³)

Componente	NA/SCC 12	RA/SCC 20	FR-RA/SCC 12-35	FR-RA/SCC 20-50
Cemento (CEM II/A-M)	355	370	370	370
0/4-T-L	1230	1210	1240	1260
Agua	170	150	175	160
Fibras M502 (kg)	–	–	20	–
Fibras M503 (kg)	–	–	–	20

Se utilizaron agregados reciclados que consistían en cerámicas, mortero y componentes menores. Además, se añadieron fibras de acero en una dosis de 20 kg/m³ para asegurar ductilidad y prevenir fallos frágiles.

Los seis muros de cimentación construidos durante la prueba piloto fueron extraídos para realizar estudios de caracterización mecánica de los elementos estructurales a escala real. Para transportar las losas al laboratorio, los seis muros tuvieron que ser cortados longitudinalmente en dos mitades, como muestra la Figura 2, de las cuales se obtuvieron doce piezas con dimensiones aproximadas de 2500 mm x 1750 mm x 600 mm.



Fig. 2 – Proceso de corte y transporte de bloques de hormigón [2]
a) y b) Corte aplicado; c) Manipulación y transporte

Dado que para cada muro había dos piezas de dimensiones similares disponibles, se planearon dos líneas de investigación diferentes, una para cada muro, como muestra la Figura 3:

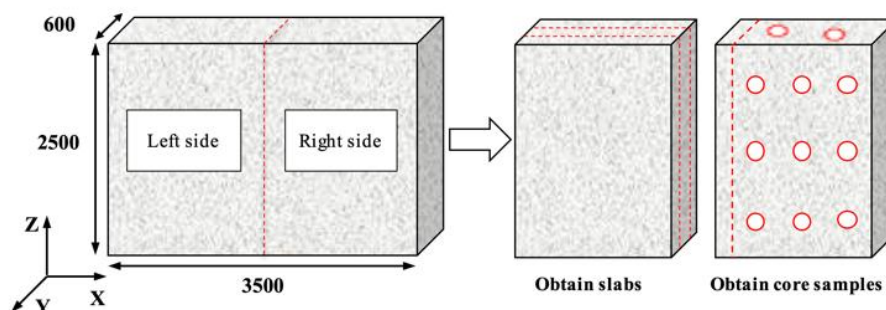


Fig. 3 – Diagrama de corte del muro de cimentación (dimensiones en mm) [2]

Testigos perforados (cilíndricos, prismáticos y cúbicos) para analizar la variabilidad de las propiedades físicas y mecánicas en función de la dimensión 'Z' (vertical), y así detectar posibles anomalías causadas por el proceso de construcción, como segregación de agregados, acumulación de fibras o presencia de grietas.

Losas para ensayos bajo una configuración de flexión a tres puntos (flexión en condiciones isostáticas). Es importante señalar que, debido a la variabilidad del espesor, se asumió que el grado de variabilidad de los resultados mecánicos sería alto. No obstante, para la comparación de los diferentes concretos y para verificar que la falla no fuera frágil, estos elementos y su geometría se consideraron aceptables y representativos de las condiciones límite reales. Las muestras testigo se extrajeron siguiendo el plan de corte descrito a continuación, el cual se muestra en la Figura 4:

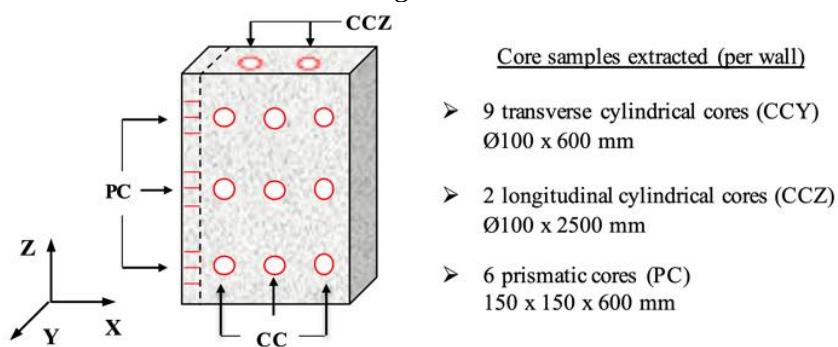


Fig. 4 – Número y tipo de muestras testigo extraídas (por muro) [2]

6 testigos prismáticos (PC) de 150x150x600 mm, agrupados en pares, haciendo nueve cortes en la placa previamente obtenida.

2 testigos cilíndricos longitudinales (CCZ) de 100 mm de diámetro y una longitud igual a la altura del muro 'L' (2200 a 2500 mm).

9 testigos cilíndricos transversales (CCY) de 100 mm de diámetro y una longitud igual al espesor del muro 'H' (600 mm).

Las losas se extrajeron de la mitad derecha de cada muro, y en cada pieza se realizaron dos cortes longitudinales, como muestra la Figura 5, utilizando la técnica de corte con hilo de diamante.

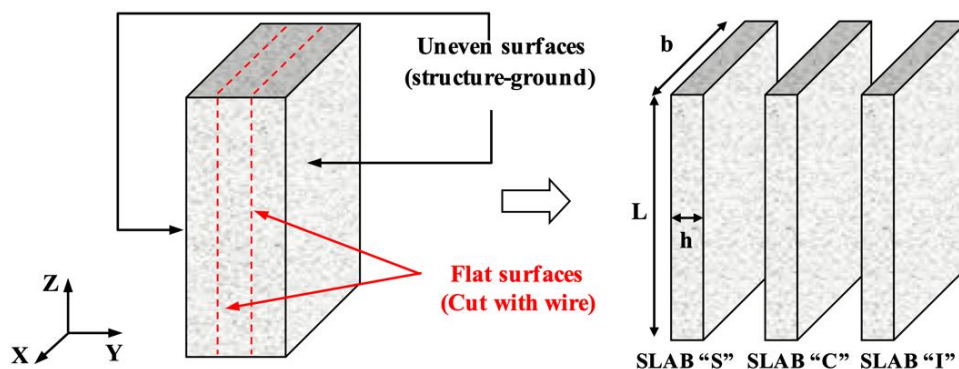


Figura 5. Producción de placas (mitad izquierda de cada muro) [2]

De cada pieza se obtuvieron tres losas de aproximadamente 200 mm de espesor. La identificación de cada losa se realizó en español según su ubicación: la losa superior se marcó con la letra "S", la losa central con "C" y la losa inferior con una "I". Una vez completados los cortes, las losas fueron transportadas por camión al Laboratorio de Tecnología de Estructuras "Lluís Agulló" (LTE, por sus siglas en español) de la Universidad Politécnica de Cataluña, para realizar los ensayos de flexión.

3. Resultados y discusión

Se llevaron a cabo pruebas de resistencia a compresión, módulo de elasticidad y resistencia a la flexión para evaluar el comportamiento mecánico de las muestras. Los resultados indicaron que las mezclas de FR-SCC-RA alcanzaron resistencias similares a las de hormigones tradicionales, con un comportamiento positivo en términos de ductilidad gracias al refuerzo de fibras.

Los resultados muestran que la resistencia a compresión promedio fue superior a 38 N/mm² para todas las mezclas, excepto para el concreto FR-RA/12-35a, que mostró una resistencia de 36.3 N/mm². Las resistencias residuales a la tracción por flexión variaron entre 0.6 y 0.8 N/mm² para fR1 (apertura de grieta de 0.5 mm) y entre 0.4 y 0.6 N/mm² para fR3 (apertura de grieta de 2.5 mm). Los valores de resistencia a tracción por flexión residual (fR1 y fR3) indican que las fibras de acero proporcionan una capacidad de post-fisuración suficiente para evitar fallos frágiles.

Tabla 2 – Caracterización física y mecánica de las muestras extraídas

Dosificación	Densidad (g/cm ³)	f _{cm} (MPa)	E _{cm} (GPa)	f _{ctm,fl} (MPa)	fR1 (MPa)	fR3 (MPa)
RA/SCC 20	2.1	42.4	25.5	3.1	–	–
FR-RA/SCC 12-35	2.1	45.9	27.2	3.4	0.6	0.4
NA/SCC 12	2.3	45.2	34.4	3.1	–	–
FR-RA/SCC 20-50	2.2	46.4	29.1	3.3	0.8	0.6

Las losas de concreto se probaron bajo flexión en una configuración de apoyos simples. Se utilizó un sistema de transductores de desplazamiento lineal variable (LVDTs) para registrar los desplazamientos y la evolución de las grietas. Se realizaron pruebas de flexión a gran escala en losas de FR-SCC-RA, mostrando una capacidad adecuada para resistir cargas después de la fisuración. Las fibras de acero reforzaron el material, mejorando la resistencia residual tras el agrietamiento y previniendo fallos frágiles. En la Figura 6, se muestra el

comportamiento de las losas bajo pruebas de flexión. Se observó que, después de la fisuración inicial, las fibras permitieron mantener la capacidad de carga, asegurando un comportamiento no frágil.

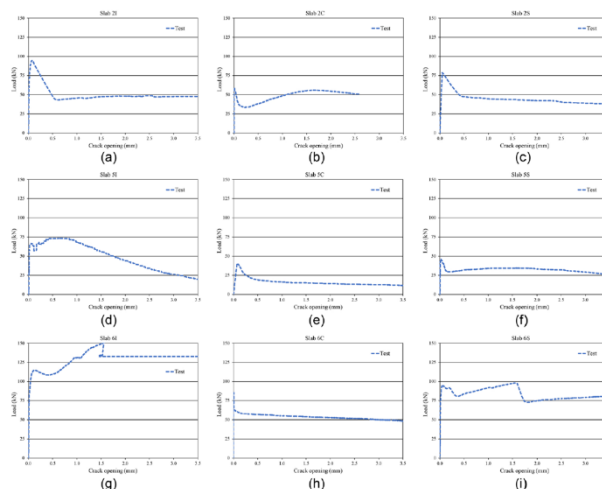


Figura 6. Desempeño bajo flexión de losas de FR-SCC-RA [2]

4. Agradecimientos

Los autores agradecen a la Agencia de Gestión de Ayudas Universitarias y de Investigación (AGAUR) y a la empresa ESCOFET 1886 S.A., por el apoyo económico dentro del Programa de Doctorado Industrial del Dr. Francisco Mena. Este estudio fue financiado también por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España en el marco del proyecto CREEF (PID2019-108978RB-C32).

5. Referencias

- [1] J.A. Ortiz, A. de la Fuente, F. Mena Sebastia, I. Segura, A. Aguado. Steel-fibre-reinforced self-compacting concrete with 100% recycled mixed aggregates suitable for structural applications. *Construction and Building Materials* 2017; 156: 230-241. ISSN 0950-0618.
- [2] Jose A. Ortiz-Lozano, Francisco Mena-Sebastia, Ignacio Segura, Albert de la Fuente, Antonio Aguado. Structural use of fiber-reinforced self-compacting concrete with recycled aggregates: Case study of a foundation wall in Spain. *Case Studies in Construction Materials* 2022; 17: e01334. ISSN 2214-5095.

Cómo citar: J. A. Ortiz-Lozano, F. Mena-Sebastia, I. Segura, A. de la Fuente, y A. Aguado, «Comportamiento estructural del hormigón autocompactable reforzado con fibras y agregados reciclados», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 140-145. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Deflexiones a corto y a largo plazo de losetas de hormigón autocompactante

Autores: John Ardila ⁽¹⁾, Matías Hube ⁽²⁾

⁽¹⁾ Estudiante de Doctorado, Pontificia Universidad Católica de Chile, Profesor Instructor, Universidad Pontificia Bolivariana, Colombia.

⁽²⁾ Profesor Asociado, Centro de Innovación del Hormigón UC, Centro de Investigación para la Gestión Integrada del Riesgo de Desastres (CIGIDEN), Pontificia Universidad Católica de Chile.

Resumen

El hormigón autocompactante (HAC) ha atraído una gran atención en la industria de la construcción debido a su mejora en la productividad en comparación con el hormigón convencional (HC). Sin embargo, hay pocos estudios sobre las deflexiones de losas de HAC, especialmente en regiones como Latinoamérica. Este estudio presenta un programa experimental para medir las deflexiones de cuatro losetas de HAC y cuatro losetas de HC, armadas en una dirección. El programa se dividió en dos fases: medición de deflexiones a corto y largo plazo. En la primera fase, se utilizaron dos losetas de HC y dos losetas de HAC, y en la segunda fase, cuatro réplicas idénticas de las losetas de la primera fase. Se emplearon dos tipos de losetas en cada caso para tener en cuenta distintas cuantías de refuerzo. La resistencia a la compresión, el módulo de elasticidad y el módulo de rotura, del HAC y del HC, se midieron a diferentes edades (7-90 días). Las condiciones ambientales, temperatura y humedad relativa, se registraron durante el desarrollo de la segunda fase. A corto plazo, las losetas de HAC presentaron fisuración a valores de carga más altos que las losetas de HC. A largo plazo, las deflexiones en losetas de HAC fueron menores que las losetas de HC. Adicionalmente, el aumento de la cuantía redujo significativamente las deflexiones tanto en las losetas de HAC como en las losetas de HC. Los resultados de este estudio muestran que el comportamiento de losetas de HAC, a cargas de corto y largo plazo, fue mejor que las losetas de HC.

Palabras clave: deflexión a largo plazo, hormigón autocompactante, productividad, serviciabilidad.

Abstract

Self-compacting concrete (SCC) has attracted a great deal of attention in the construction industry due to its improved productivity compared to conventional concrete (CC). However, there are few studies on the deflections of SCC slabs, especially in regions such as Latin America. This study presents an experimental program to measure the deflections of four SCC slabs and four CC slabs, reinforced in one direction. The program was divided into two phases: short-term and long-term deflection measurements. In the first phase, two CC slabs and two SCC slabs were used, and in the second phase, four identical replicas of the first phase slabs were used. Two types of slabs were used in each case to account for different amounts of reinforcement. The compressive strength, modulus of elasticity and modulus of rupture of SCC and CC were measured at different ages (7-90 days). The environmental conditions, temperature and relative humidity, were recorded during the development of the second phase. In the short term, the SCC slabs showed cracking at higher load values than the CC slabs. In the long term, deflections in SCC slabs were lower than in CC slabs. In addition, increasing the amount significantly reduced the deflections in both SCC and CC slabs. The results of this study show that the behavior of SCC slabs, at short- and long-term loads, was better than that of CC slabs.

Keywords: long-term deflection, self-compacting concrete, productivity, serviceability.

1. Introducción

El Hormigón Auto-Compactante (HAC) es un hormigón altamente fluido y viscoso (i.e., que tiene una alta resistencia a la segregación durante su transporte y colocación) que puede ser vaciado dentro

de encofrados estrechos y volúmenes densamente armados sin necesidad de aplicar vibración [1]. Dentro de sus ventajas más notables respecto al Hormigón Convencional (HC), al HAC se le atribuye: la disminución de los tiempos de construcción, la posibilidad de hormigonar elementos delgados y de formas complejas, y la garantía de impermeabilidad, durabilidad y buen acabado de los elementos [2].

Debido a las ventajas del HAC, desde comienzos del año 2000, éste se ha utilizado en diferentes elementos estructurales como: elementos prefabricados, pisos industriales, estanques, presas, túneles, muros y losas de edificios [3]. Adicionalmente, losas de HAC de edificios en Chile se están construyendo con moldajes monolíticos para mejorar la productividad. Sin embargo, estos moldajes tienen la desventaja de que no permiten la ejecución de contraflechas. Adicionalmente, según un reporte preliminar del Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile (ICH) presentado a finales del 2020, losas de HAC en edificios construidos en Chile con moldaje monolítico, en algunos casos, han presentado deflexiones (deformaciones por flexión) excesivas. Estas deflexiones excesivas implican pérdida de productividad, sobre costo de reparación y postventa, impacto en la condición funcional, entre otras, debido a la necesidad de nivelar las losas. Por lo tanto, existe una necesidad de poder controlar la deflexión en losas de HAC.

La deflexión total de un elemento sometido a flexión se determina sumando la deformación instantánea (generada por la carga externa), la deformación por retracción (causada por la migración del agua en el hormigón) y la deformación por creep (el ajuste de los silicatos de calcio hidratado mientras el hormigón se comporta como un material viscoelástico) [4]. Sin embargo, las deflexiones calculadas pueden no coincidir con las medidas en laboratorio. Esta discrepancia en las vigas o losas de hormigón reforzado puede deberse a incertidumbres en las dimensiones del elemento, las propiedades de los materiales y el historial de cargas [5]. Adicionalmente, se ha demostrado que las deflexiones también son afectadas por las propiedades mecánicas del hormigón (como el módulo de elasticidad y el módulo de rotura, en el tiempo de carga) y los procesos constructivos (como el tiempo de curado, el tiempo de carga y el nivel de carga) [6] [7].

Los estudios realizados por Aslani [8] han demostrado que las losas de hormigón autocompactante (HAC) pueden tener una deflexión mayor que las losas de hormigón convencional (HC). Esto se debe a que las componentes de deflexión por creep y retracción pueden ser mayores en el HAC. Esta mayor deflexión en las losas de HAC respecto a losas HC se debe a que las mezclas de HAC contienen: menos agregado grueso, lo que reduce el módulo de elasticidad del hormigón [9]; relaciones agua/material cementante más bajas, lo que aumenta la retracción [9]; y presentan mayor contenido de material cementante, lo que aumenta los efectos de creep y retracción [9] [10]. Aslani [8] estudió la deflexión a corto y a largo plazo de losas de HAC que contenían fibras de acero (FA), polipropileno (FP) y una combinación de ambas (FAFP). Los resultados de los ensayos mostraron que las losas con fibras de acero presentaron las menores deflexiones, seguidas por las losas con la combinación de fibras de acero y polipropileno (FAFP).

Este estudio presenta un programa experimental que consistió en medir las deflexiones de cuatro losetas de HAC y cuatro losetas de HC, armadas en una dirección. El programa se dividió en dos fases: (1) medición de deflexiones a corto y (2) medición de deflexiones a largo plazo. Se emplearon dos tipos de losetas en cada caso para tener en cuenta distintas cuantías de refuerzo.

2. Programa Experimental

El programa experimental de losetas se dividió en dos fases, con el fin de medir la deflexión a corto plazo y a largo plazo. Para la primera fase se utilizaron dos losetas de HC y dos losetas de HAC. Para la segunda fase se utilizaron cuatro réplicas idénticas de las losetas utilizadas en la primera fase. La

Fig. 4 muestra la geometría adoptada para las ocho losetas. Las losetas tenían 400 mm de ancho, 160 mm de espesor y 3700 mm de largo. La Tabla 4 resume las características y el detalle del refuerzo de las cuatro losetas de la primera fase. Se identificaron las losetas como HC-S1, HC-S2, HAC-S1 y HAC-S2.

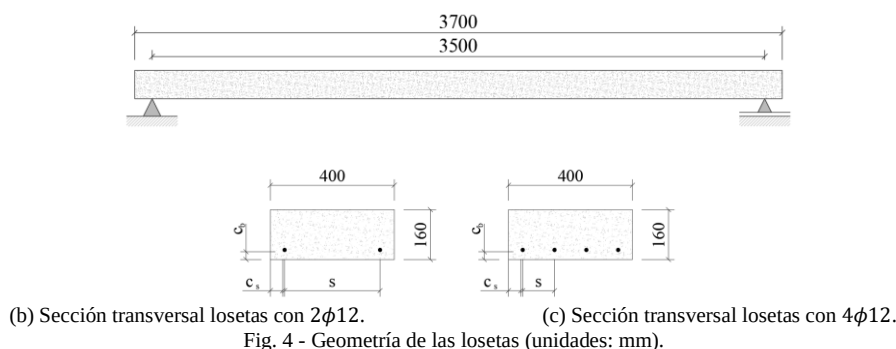


Fig. 4 - Geometría de las losetas (unidades: mm).

Tabla 4 - Características de las losetas para medir deflexiones a corto y largo plazo.

Losetas	Tipo de Hormigón	Refuerzo	As (mm ²)	ρ (%)	s (mm)
HC-S1	Convencional	2 ϕ 12	226	0.35	308
HC-S2		4 ϕ 12	452	0.71	103
HAC-S1	Autocompactante	2 ϕ 12	226	0.35	308
HAC-S2		4 ϕ 12	452	0.71	103

Las losetas se construyeron empleando dos cantidades de refuerzo longitudinal inferior. Los códigos S1 y S2 indican la cantidad de refuerzo utilizado en cada loseta. Para S1 y S2 se utilizaron 2 ϕ 12 ($\rho=0.35\%$) y 4 ϕ 12 ($\rho=0.71\%$), respectivamente. Al refuerzo longitudinal de todas las losetas se les asignó recubrimiento vertical (c_b) y horizontal (c_s) de 25 mm y 40 mm, respectivamente. La separación horizontal (s) entre las barras fue de 308 mm y 103 mm para las losetas con refuerzo S1 y S2, respectivamente. Cabe resaltar que no se utilizó refuerzo superior ni refuerzo transversal en las losetas.

3. Propiedad de los Materiales

Las propiedades mecánicas del HC y del HAC, en estado endurecido, se midieron en laboratorio. Las propiedades mecánicas medidas fueron la resistencia a la compresión, el módulo de elasticidad, el módulo de rotura y la deformación por retracción. Todas estas propiedades se midieron en diferentes edades. Los ensayos en las probetas de hormigón se realizaron con el apoyo del Centro de Innovación del Hormigón UC, y el Laboratorio de Materiales de Construcción del Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción de la Pontificia Universidad Católica de Chile.

Para medir la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad, se utilizaron 30 probetas cilíndricas de 100 mm de diámetro y 200 mm de altura, 15 probetas por tipo de hormigón (HC y HAC). Para medir el módulo de rotura se emplearon 18 probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura, 9 probetas por tipo de hormigón (HC y HAC). Finalmente, para medir la retracción se utilizaron 6 probetas (3 de HC y 3 de HAC) prismáticas de 100 mm en su cara cuadrada y 290 mm de largo. Todas las probetas fueron sometidas a las mismas condiciones, ambientales y de curado, de las losetas. Las probetas utilizadas en los ensayos de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad fueron refrentadas y rotuladas.

La resistencia a la compresión se determinó siguiendo las especificaciones dadas por ASTM C39 [11]. El módulo de elasticidad se determinó siguiendo las especificaciones dadas por ASTM C469

[12]. El módulo de rotura se determinó siguiendo las especificaciones dadas por ASTM C496 [13]. El ensayo para determinar la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad se realizó a los 7, 16, 28, 60 y 91 días. El ensayo para estimar el módulo de rotura se realizó a los 7, 16 y 28 días. La *Tabla 5* contiene los valores medios (de tres probetas) de resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y módulo de rotura, en función de la edad de las probetas de HC y HAC, en días. A los 28 días, el HC y el HAC alcanzaron valores medios de resistencia a la compresión de 34.0 y 59.0 MPa, respectivamente; módulo de elasticidad de 23.7 y 26.6 GPa, respectivamente; y módulo de rotura de 2.93 y 4.19 MPa, respectivamente. La resistencia a la compresión a los 28 días del HAC fue 1.74 veces mayor que la resistencia a la compresión del HC.

Tabla 5 - Resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y módulo de rotura de las mezclas de HC y HAC, a diferentes edades.

Edad (días)	Resistencia a la compresión (MPa)		Módulo de Elasticidad (GPa)		Módulo de rotura (MPa)	
	HC	HAC	HC	HAC	HC	HAC
7	21.9	46.2	23.6	26.6	2.1	3.6
16	31.9	53.6	25.5	27.5	2.9	3.3
28	34.0	59.0	23.7	26.6	2.9	4.2
60	32.4	55.9	23.6	26.5	n/a	n/a
91	32.7	58.5	23.6	27.3	n/a	n/a

n/a: no disponible.

La *Tabla 5* muestra que ambos hormigones tuvieron un aumento de la resistencia a la compresión hasta los 28 días y después la resistencia a la compresión no aumentó. La *Tabla 5* muestra que en ambos hormigones el módulo de elasticidad aumentó hasta los 16 días, tiempo en el cual se interrumpió el curado. La *Tabla 5* muestra que, en ambos hormigones, el módulo de rotura aumentó hasta los 28 días. El módulo de rotura del HAC fue 1.76 veces mayor que el módulo de rotura del HC a los 7 días. Sin embargo, a los 28 días el módulo de rotura del HAC fue sólo 1.43 veces mayor que el módulo de rotura del HC (ver *Tabla 5*).

El ensayo de retracción, realizado en seis probetas prismáticas de 100 mm × 100 mm × 290 mm, siguió el método de ensayo de ASTM C157 [14]. Las probetas utilizadas se separaron en dos grupos: tres probetas de HC y tres probetas de HAC. Las condiciones ambientales y de curado de las probetas fueron las mismas de las losetas. La *Tabla 5* muestra las probetas utilizadas para el ensayo de retracción y la Figura 6 8(b) muestra el deformímetro utilizado para medir la retracción. Las mediciones de la retracción se iniciaron a los 16 días, un día después de interrumpir el proceso de curado de las probetas y las losetas.

La *Fig. 5* muestra la deformación unitaria promedio (de tres probetas) de retracción (ϵ_{sh}) en el HC y el HAC, con relación al tiempo. La figura también muestra la temperatura (T) y la humedad relativa (HR) registrada en el laboratorio en el mismo tiempo. A los 28 días la deformación unitaria debida a la retracción registrada en el HC (420×10^{-6} mm/mm) superó en 1.48 veces a la del HAC (283×10^{-6} mm/mm). Asimismo, a los 79 días, la deformación unitaria por retracción en el HC (780×10^{-6} mm/mm) superó en 1.31 veces a la del HAC (594×10^{-6} mm/mm). Para edades mayores a 80 días aproximadamente, la *Fig. 5(a)* muestra que la deformación unitaria debida a la retracción en ambos tipos de hormigón tiende a estabilizarse. No obstante, también se identifica una reducción en la deformación unitaria por retracción en el HAC. Esta deformación fue afectada por la disminución de la temperatura, ver *Fig. 5(b)*, y al aumento de la humedad relativa en el ambiente, ver *Fig. 5(c)*.

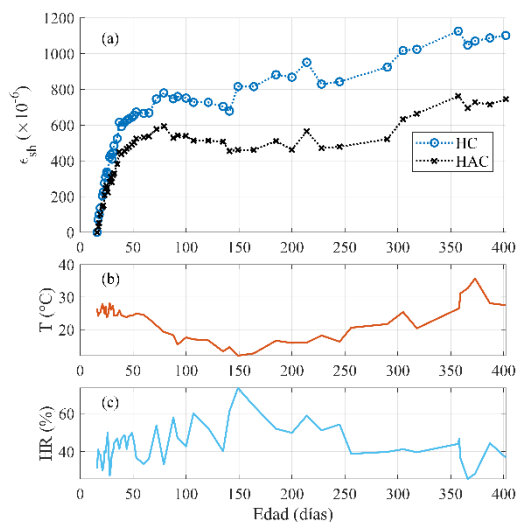


Fig. 5 - Deformación unitaria de retracción en el HC y el HAC.

Las propiedades mecánicas medidas del acero del refuerzo longitudinal fueron la tensión de fluencia (ϵ_y), la tensión última (ϵ_u), el módulo de elasticidad (E_s) y la deformación unitaria última (ϵ_u). Para determinar las propiedades mecánicas del acero de refuerzo longitudinal de las losetas se ensayaron tres barras de 300 mm de largo y 12 mm de diámetro ($\phi 12$). Los ensayos se realizaron siguiendo las recomendaciones de la norma ASTM A370 [15]. Para realizar los ensayos en el acero, se utilizaron tres tramos de barras de refuerzo de 30 cm de longitud. Las propiedades mecánicas del acero se midieron en el Laboratorio de Ensayos Mecánicos del Departamento de Ingeniería Mecánica y Metalúrgica de la Pontificia Universidad Católica de Chile. La deformación unitaria de fluencia (ϵ_y), calculada mediante el cociente entre f_y y E_s , en promedio fue de 0.24%. La tensión de fluencia promedio fue de 470.2 MPa, la tensión última promedio fue de 713.7 MPa, el módulo de elasticidad promedio fue de 192.2 GPa y la deformación unitaria última promedio fue de 24.5%.

4. Ensayo de Deflexión a Corto Plazo

El ensayo de deflexión a corto plazo se llevó a cabo en cuatro losetas, dos de HC y dos de HAC, simplemente apoyadas. El ensayo consistió en registrar la deflexión el centro del vano, para cada incremento de carga, hasta alcanzar una deflexión aproximada de 150 mm. Esta deflexión estuvo limitada por el recorrido del gato hidráulico. La carga se aplicó mediante un gato hidráulico ubicado en el centro del vano y se distribuyó la carga total en los tercios de la loseta mediante una viga de carga.

La Fig. 6 muestra los detalles de instrumentación y montaje del ensayo. La deflexión se registró mediante dos sensores láser dirigidos a una placa fijada a la loseta en ambos lados del centro del vano. La carga total aplicada se registró mediante una celda de carga ubicada sobre la viga de carga y debajo del gato hidráulico (Fig. 6). Las cuatro losetas mostraron un comportamiento dúctil, caracterizado por la fluencia del acero y agrietamiento del hormigón en tracción. Debido a la limitación del recorrido del gato hidráulico no fue posible alcanzar la falla de las losetas.

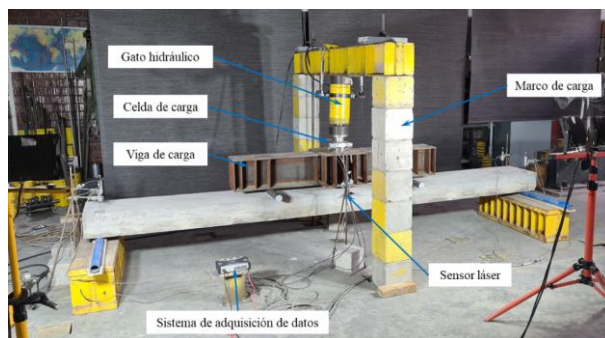


Fig. 6 - Detalles de instrumentación para medir la deflexión a corto plazo en las losetas.

La Fig. 7 muestra la relación promedio entre la carga total y la deflexión en el centro del vano de las cuatro losetas. La Fig. 7(a) compara los resultados obtenidos al variar la cantidad de refuerzo inferior en las losetas de HC. La Fig. 7(b) compara los resultados para las losetas de HAC. La carga que produjo la fisuración en ambas losetas de HC fue de aproximadamente 5 kN, mientras que en las losetas de HAC este valor fue de aproximadamente 8 kN. Sin embargo, es relevante señalar que la pendiente de la curva de carga-deflexión es más pronunciada en las losetas con $4\phi 12$ en comparación con las losetas que cuentan con $2\phi 12$. La Fig. 7 muestra también que las losetas de HAC tuvieron mayor rigidez que las losetas de HC. Esta mayor rigidez se observó tanto para el tramo previo a la fisuración como para el tramo post fisuración. Finalmente, la figura muestra que la carga de fluencia fue de aproximadamente 40 kN para las losetas con $4\phi 12$ y de 18 kN para las losetas con $2\phi 12$, independientemente del tipo de hormigón empleado.

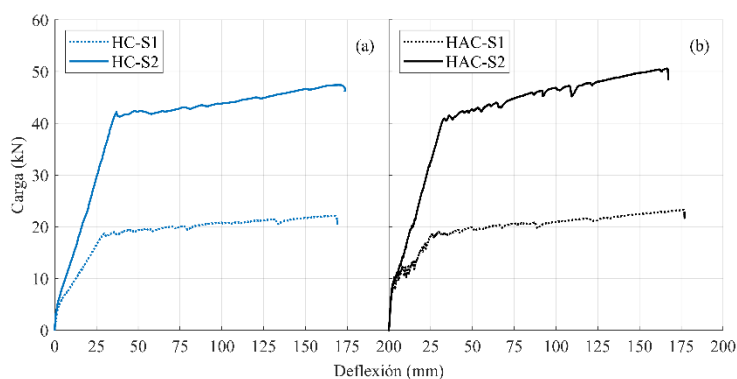


Fig. 7 - Curva carga-deflexión, de las cuatro losetas, en el centro del vano.

5. Ensayo de Deflexión a Largo Plazo

El ensayo de deflexión a largo plazo se llevó a cabo en cuatro losetas, dos de HC y dos de HAC, simplemente apoyadas. El ensayo consistió en registrar la deflexión el centro del vano de las cuatro losetas sometidas a una sobrecarga similar, que se mantuvo constante en el tiempo. La Fig. 8 muestra una vista general de las losetas con la sobrecarga aplicada. La carga total aplicada en cada loseta consistió en el peso propio de las losetas, y una sobrecarga uniforme que se aplicó usando bloques de hormigón. Los bloques de hormigón se ubicaron en la superficie superior de cada loseta para lograr una sobrecarga de 2.35 kN/m. La sobrecarga fue aplicada en el día 16. El proceso de curado de las losetas se interrumpió el día 15. Finalmente, la sobrecarga se retiró el día 357.



Fig. 8 - Vista general del ensayo de deflexión a largo plazo de las cuatro losetas.

La Fig. 9 muestra la deflexión promedio en el centro del vano de cada loseta, medida desde la edad de la aplicación de la carga (16 días) hasta una edad de 402 días, después del retiro de la sobrecarga. La Fig. 9(a) compara los resultados obtenidos al variar la cantidad de refuerzo inferior en las losetas de HC. La Fig. 9(b) compara los resultados similares, pero para las losetas de HAC. La deflexión instantánea causada por la aplicación de sobrecarga, a los 16 días, no incluyó la contribución de la deflexión debida al peso propio de las losetas. La deformación de peso propio de las losetas no se midió, porque los relojes analógicos fueron reiniciados después someter las losetas a su peso propio.

La deflexión instantánea y a largo plazo, en las losetas de HC, disminuyeron en 17% y 13%, respectivamente, al aumentar la cantidad de refuerzo. En las losetas de HAC, la deflexión instantánea y a largo plazo disminuyeron en 12% y 24%, respectivamente, al aumentar la cantidad de refuerzo. En las losetas con $2\phi 12$, la deflexión a largo plazo disminuyó en un 40% al cambiar de HC a HAC. En las losetas con $4\phi 12$, la deflexión a largo plazo disminuyó en un 48% al cambiar de HC a HAC. En relación con la descarga, se registró una recuperación de las deflexiones de solo el 14%, 18%, 13% y 18% en las losetas HC-S1, HC-2, HAC-1 y HAC-S2, respectivamente.

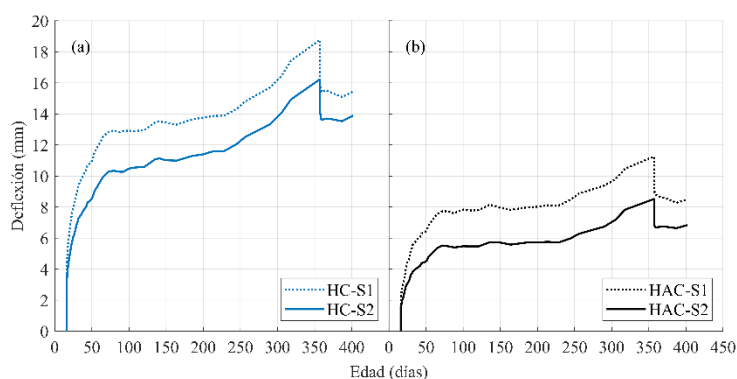


Fig. 9 - Deflexión a largo plazo, de las cuatro losetas, en el centro del vano.

6. Conclusiones

En este trabajo se evaluaron los efectos de la cantidad de refuerzo a tracción y el tipo de hormigón en las deflexiones a corto y largo plazo, mediante un programa experimental. Las principales conclusiones del programa experimental son las siguientes: i) A los 28 días, la resistencia a la compresión del HAC superó en 1.74 veces la del HC; el módulo de elasticidad del HAC superó en 1.12 veces el del HC; y el módulo de rotura del HAC superó en 1.43 veces el del HC. ii) A los 28

días, la deformación unitaria por retracción en el HC fue 1.48 veces mayor que en el HAC. A los 79 días, esta deformación en el HC fue 1.31 veces superior a la del HAC. iii) Las losetas de HAC mostraron mayor rigidez que las de HC, con cargas de fisuración de alrededor de 8 kN (HAC) y 5 kN (HC). La fluencia en el acero se dio, aproximadamente, a 40 kN (4 ϕ 12) y 18 kN (2 ϕ 12) en ambos tipos de hormigón. Las losetas con 4 ϕ 12 muestran mayor pendiente en la curva fuerza-deflexión que las de 2 ϕ 12. iv) Las losetas de HAC mostraron menor deflexión que las losetas de HC a corto plazo y a largo plazo.

v) El aumento de armadura disminuyó significativamente la deflexión instantánea (17% para HC y 13% para HAC) y de largo plazo (12% para HC y 24% para HAC). vi) La deflexión a largo plazo de la loseta de HAC fue 40% menor a la de HC usando 2 ϕ 12. La deflexión a largo plazo de la loseta de HAC fue 48% menor a la de HC usando 4 ϕ 12.

7. Agradecimientos

Los autores desean agradecer el apoyo financiero proporcionado por Becas VRI/Escuela de Graduados/Doctorados UC. Además, los autores agradecen al Centro de Innovación del Hormigón UC, al Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, al Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción de la Pontificia Universidad Católica de Chile, y a Polpaico por la donación de los hormigones.

8. Referencias

- [1] H. Okamura and M. Ouchi, "Sel-Compacting Concrete," *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 1, no. 1, pp. 5–15, 2003.
- [2] V. Corinaldesi and G. Moriconi, "The role of industrial by-products in self-compacting concrete," *Constr Build Mater*, vol. 25, no. 8, pp. 3181–3186, Aug. 2011, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.03.001.
- [3] B. De la Peña, "Propiedades y uso del hormigón autocompactante," *Revista Ingeniería de Construcción*, vol. 15, no. 2, pp. 74–75, 2000.
- [4] A. Knaack, "Sustainable Concrete Structures using Recycled Concrete Aggregate: Short-Term and Long-Term Behavior Considering Material Variability," University of Notre Dame, 2013. doi: 10.7274/bk128912n6w.
- [5] B. S. Choi, A. Scanlon, and P. A. Johnson, "Monte Carlo simulation of immediate and time-dependent deflections of reinforced concrete beams and slabs," *ACI Struct J*, vol. 101, no. 5, pp. 633–641, 2004, doi: 10.14359/13385.
- [6] P. L. Domone, "A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete," *Cem Concr Compos*, vol. 29, no. 1, pp. 1–12, Jan. 2007, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2006.07.010.
- [7] P. L. Domone, "Self-compacting concrete: An analysis of 11 years of case studies," *Cem Concr Compos*, vol. 28, no. 2, pp. 197–208, Feb. 2006, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2005.10.003.
- [8] F. Aslani, "Reinforced SCC one-way slabs: Time-dependent flexural cracking control," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, vol. 172, no. 1, pp. 55–73, 2019, doi: 10.1680/jstbu.17.00127.
- [9] M. D'Ambrosia, D. Lange, and A. Brinks, "Restrained shrinkage and creep of self-consolidating concrete," *Proceedings of the 2nd North American Conference on Self Consolidating Concrete*, no. January 2005, p. 7, 2005.
- [10] fib, *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Lausanne, Switzerland, 2013. [Online]. Available: <https://www.fib-international.org/publications/model-codes.html>
- [11] ASTM C39/C39M, *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. West Conshohocken: ASTM International, 2016.
- [12] ASTM Standard C469/C469M-14, *Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression*, vol. 09.49. West Conshohocken: ASTM International, 2014.
- [13] ASTM C496, *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens ASTM C-496*. 2017.
- [14] ASTM, "ASTM C157/C157M – 17: Standard Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic-Cement Mortar and Concrete," 2017.
- [15] ASTM, *ASTM A370: Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products*. 2014.

Cómo citar: J. Ardila y M. Hube, «Deflexiones a corto y a largo plazo de losetas de hormigón autocompactante», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 146-153. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Influencia de estabilizantes en el desempeño mecánico y durabilidad de bloques de tierra comprimida (BTC)

Autores: Johnatan Canqui Mamani ⁽¹⁾, Rolby Umpiri Calla ⁽¹⁾ Henry Aguilar Chuquimia ^{(1) (2)}

¹ Universidad Peruana Unión. Av. Héroes de la Guerra del Pacífico, Juliaca, 21100, Perú.

² Universidad Continental. Av. los Incas, Arequipa, 04002, Perú.

Resumen

La investigación se centra en bloques de tierra comprimida (BTC) estabilizados con piedra caliza y cemento, evaluando su resistencia y durabilidad. Las muestras se diseñaron teniendo en cuenta los resultados de la prueba Proctor y se utilizó una máquina de compresión para asegurar la uniformidad. Se realizaron pruebas de resistencia a la compresión, desgaste, abrasión, erosión húmeda, caída, ciclos de humedad/secado y resistencia al impacto de acuerdo con regulaciones nacionales y extranjeras. Los resultados mostraron que la adición de cemento aumenta la resistencia a la compresión en un 167%, mientras que la piedra caliza la reduce en un 34%. En conclusión, se recomienda utilizar BTC con cemento de exterior por su resistencia a las temperaturas. Estos hallazgos ofrecen información valiosa para mejorar la calidad y el rendimiento de los materiales de construcción sostenibles.

Abstract

The research focuses on compressed earth blocks (BTCs) stabilized with limestone and cement, evaluating their strength and durability. Samples were designed taking into account the results of the Proctor test and a compression machine was used to ensure uniformity. Compression resistance, wear, abrasion, wet erosion, fall, moisture/drying cycles and impact resistance tests were carried out according to domestic and foreign regulations. The results showed that the addition of cement increases compression resistance by 167%, while limestone reduces it by 34%. In conclusion, it is recommended to use BTC with outdoor cement due to its resistance to temperatures. These findings offer valuable insights to improve the quality and performance of sustainable building materials.

La investigación se centra en bloques de tierra comprimida (BTC) estabilizados con piedra caliza y cemento, evaluando su resistencia y durabilidad. Las muestras se diseñaron teniendo en cuenta los resultados de la prueba Proctor y se utilizó una máquina de compresión para asegurar la uniformidad. Se realizaron pruebas de resistencia a la compresión, desgaste, abrasión, erosión húmeda, caída, ciclos de humedad/secado y resistencia al impacto de acuerdo con regulaciones nacionales y extranjeras. Los resultados mostraron que la adición de cemento aumenta la resistencia a la compresión en un 167%, mientras que la piedra caliza la reduce en un 34%. En conclusión, se recomienda utilizar BTC con cemento de exterior por su resistencia a las temperaturas. Estos hallazgos ofrecen información valiosa para mejorar la calidad y el rendimiento de los materiales de construcción sostenibles.

Keywords: CEB, Compressed Earth Blocks, mechanical tests, durability.

1. Introducción

El desarrollo actual en la industria de la construcción nos presenta de forma vigente el uso de la tierra como material de construcción a nivel global, una región particular es la zona aledaña a la cordillera de los Andes en Sudamérica, donde los países de la región promueven su uso, en especial, en sectores rurales altoandinos destacando su empleo por su fácil acceso, economía y características térmicas.

En la actualidad el Perú cuenta con un Programa Nacional de Vivienda Rural (PNVR) denominado SUMAQ WASI, conocido como “Casitas calientes” cuya promoción se ha masificado, contando con

más de 15 mil viviendas desde su creación. Otro caso de interés es el boliviano, con el Programa Nacional de Vivienda y Equipamiento Social (Vivienda Bolivia), programa que tiene como objetivo mejorar la calidad de vida de la población, promoviendo el uso de técnicas y materiales de construcción locales incluyendo adobe y otros elementos de tierra.

Como una alternativa mecánicamente mejorada al tradicional adobe se tiene a los BTC (Bloques de Tierra Comprimida). Unidad de tierra ambientalmente sostenible que es apta para las zonas altoandinas de Latinoamérica con características mecánicas, térmicas y de durabilidad, mejoradas; cuya disponibilidad de uso después de su fabricación es de 8 días, en comparación a los 30 días para el adobe conforme detallan documentos técnicos como el Manual de Construcción para edificaciones de adobe del MVCS del Perú (Ministerio de vivienda, Construcción y Saneamiento, 2010).

Diversas disposiciones respecto del BTC presentes en diferentes estándares a nivel mundial, no son considerados de forma unificada para su aplicación masiva, por lo que es requerido realizar un análisis detallado de los principales puntos a efectos de estandarizar el producto para las variadas solicitaciones ambientales y de carga en condición estabilizada y no estabilizada.

2. Metodología

El proceso de estudio consistió en el testeo de los casos más factibles de aplicación en el sector rural en general, sustentado por la accesibilidad a los materiales constituyentes de los BTC. Se planteó una amplia serie de pruebas de laboratorio sobre BTC, considerando casos sin adiciones estabilizantes y con adiciones estabilizante independientes (5% cal y 10% cemento), cuyos porcentajes, en relación a los estabilizantes, fueron definidos con base en documentos especializados y trabajos de investigación, principalmente a nivel de campo; buscando con ello, contribuir en la identificación de unidades estándar de BTC acordes a un nivel de desempeño y durabilidad esperadas frente a una determinada condición de servicio.

Para el proceso de fabricación de las unidades de BTC se consideraron dos fases: de selección y dosificación, como se ilustra en la Figura 3. Los ensayos requeridos para contribuir en el proceso de estandarización de los BTC abarcan una revisión extensa de disposiciones planteadas por Normas y Estándares de Estados Unidos, España, Nueva Zelanda, México, Colombia, Argentina y Perú. Los ensayos incluyen análisis granulométrico de suelos por tamizado, contenido de humedad de un suelo, determinación del límite líquido (L.L), límite plástico (L.P.) e índice de plasticidad (I.P.), compactación de suelos en laboratorio utilizando energía modificada (Proctor modificado), ensayo de resistencia a la compresión, resistencia a la erosión húmeda, resistencia a la abrasión, ensayo de caída de un ladrillo completo, ciclos de humedecimiento y secado.

3. Resultados

Cada uno de los ensayos propuestos fueron realizados conforme detalla cada protocolo y los alcances para los diferentes prototipos de BTC.

Prueba 1 análisis granulométrico de suelos por tamizado: Se acogió las disposiciones recomendadas por la Red Proterra para el uso en BTC y conforme huso granulométrico propuesto con porcentaje de arenas > 50%, porcentaje de finos > 30% y 100% de material pasa malla Nro4

Prueba 2 y 3 contenido de humedad y límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad: Los resultados de la humedad natural permitieron calcular el agua total requerida, de entre un 15% a un 20% necesaria para que los distintos tipos de BTC alcancen las densidades máximas.

Prueba 4 Proctor modificado: Se identificó requerimientos totales de humedad de hasta un 19.8% para alcanzar la máxima densidad en el producto estabilizado con cemento.

Prueba 5 ensayo de resistencia a la compresión: Se realizaron ensayos sobre seis (06) probetas para cada tipo de BTC, encontrando valores promedio ($\bar{x}$) y desviaciones estándar (S). El grupo sin

estabilizantes presentaron $\bar{x}=1.72$ MPa y $S=0.11$. Los BTC con adición de cal alcanzaron $\bar{x}=1.14$ MPa y $S=0.15$. Los BTC con adición de cemento presentaron $\bar{x}=4.59$ MPa y $S=0.69$, ver Figura 1.

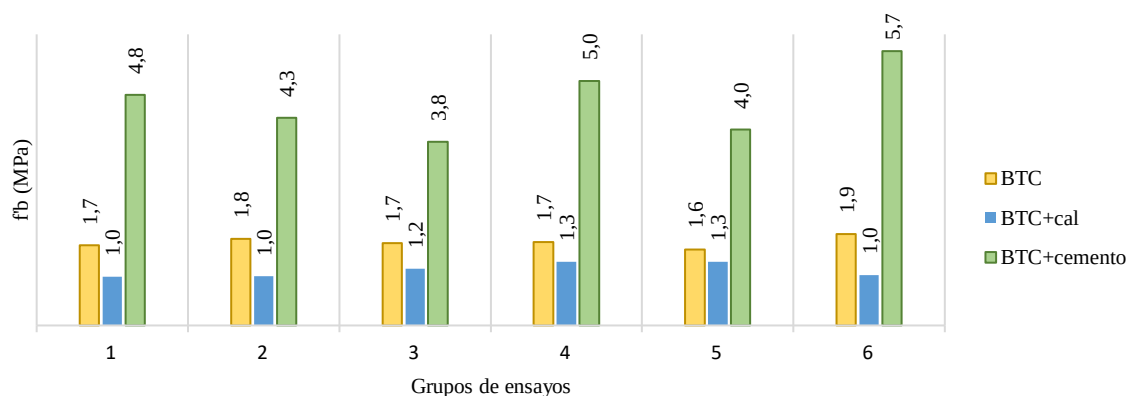


Figura 1. Resultados del ensayo de resistencia a compresión de unidades de cada tipo de BTC

Prueba 6 resistencia a la erosión húmeda: La resistencia a la erosión húmeda considera los métodos de Geelong y Swimborn cuyos resultados se correlacionan con un nivel de resistencia a la erosión. La profundidad de erosión se correlaciona con un nivel de exposición permisible en el BTC.

Prueba 7 resistencia a la abrasión: La resistencia a la abrasión que tienen los bloques al paso de los años se define con el coeficiente de abrasión C_a (cm²/g)

Nivel de resistencia a la abrasión	1	2	3	4
Coeficiente de abrasión C_a (cm ² /g)	>7	$7 < C_a \leq 5$	$5 < C_a \leq 2$	$C_a \leq 2$

Niveles de resistencia a la abrasión de 1 o 2 resultan aptos para exteriores, niveles de 3 o 4 requieren ser revestidos para uso exterior. Los resultados muestran que los BTC con cemento presentan condiciones adecuadas para muros expuestos a la intemperie. Ver Figura 2.



Figura 2. Ensayo de resistencia a la abrasión de los BTC; (a) Inicio del proceso con carga aplicada sobre el cepillo; (b) Proceso de ejecución; (c) Resultado visual del ensayo. Fuente: Propia

Prueba 8 ensayo de caída de un BTC completo: Prueba cuya altura de caída de 90cm permite identificar la calidad de los bloques, ensayo recomendado antes de realizar los ensayos de resistencia a compresión o módulo de rotura por flexión, o como sustituto de estos últimos. Los BTC no estabilizados y los estabilizados con cal no cumplen en su totalidad con las condiciones de resistencia que se esperaba, sin embargo, los bloques de BTC con estabilizante de cemento al 10% si cumplen en todos sus especímenes

Prueba 9: ciclos de humedecimiento y secado: Se alcanza al apoyar los BTC sobre 3 monedas o arandelas en tres bolillos, de manera tal que su cara inferior quede separada 2 mm del fondo del recipiente. Se vierte agua dentro del recipiente hasta alcanzar una altura de 10mm. manteniendo la

cara inferior del bloque sumergida asociada a un nivel de exposición en función del tiempo de inmersión elementos de muros exteriores a la vista con nivel de exposición severo (4min), elementos de muros exteriores a la vista (2min), elementos de muros exteriores protegidos (1min), elementos de muros interiores vistos (30 seg.). Finalizado el tiempo de inmersión, se retira la muestra y se deja secar al aire por 24 horas. Se repite la operación de mojado y secado 5 veces más (en total, 6 ciclos de mojado y secado) buscando identificar visualmente degradación del BTC.

Los BTC sin estabilizante y BTC con cal, completan los ciclos de humedecimiento y secado en 6 veces con la prueba hasta 1 minuto, lo que nos lleva a que pueden ser utilizados en elementos de muros exteriores protegidos. Los BTC con cemento cumplen la prueba en 6 series hasta los 2 minutos, con lo cual, este elemento puede ser utilizado para muro exterior a la vista.

4. Discusiones

Los bloques con adición del 10% cemento elevan en un 67% la resistencia a la compresión respecto de los BTC sin estabilizantes, con una resistencia media de 4.59 MPa. Resultados concordantes con (Cabrera, et al, 2020) respecto a adiciones de cemento en un 10% alcanzado resistencias de 5.09 MPa con una desviación estándar de 0.52 MPa.

La adición de cal al 5% en los BTC presenta una disminución de resistencia en comparación a los bloques sin estabilizantes, reduciendo la resistencia a la compresión en un 34%. Concordante en parte con (Cabrera, et al, 2019) cuyos resultados no encuentran incremento en cuanto a la resistencia a la compresión de BTC sin estabilizantes.

Los ensayos de resistencia a la erosión húmeda en muestras de BTC con cemento alcanzan una resistencia adecuada para su uso en exteriores a diferencia de las muestras de BTC sin estabilizante y BTC con cal. Mediante el ensayo de resistencia a la abrasión y de ciclos de humedecimiento y secado en los BTC con adición de cemento permite su utilización en muros exteriores a la vista, en zonas sin exposición severa a lluvias.

5. Conclusiones

El estudio de unidades estándar de BTC con y sin adiciones estabilizantes de cal (al 5%) y cemento (al 10%), ha encontrado que:

- La resistencia mecánica a la compresión ha identificado que todos los productos con y sin adiciones de cemento y cal en las proporciones citadas resultan aptos para aplicaciones estructurales con un mínimo de 1.0MPa, para muestras con adiciones de cal, y un máximo de 5.7MPa, para muestras con adiciones de cemento.
- En cuanto a su durabilidad, definida por medio del ensayo de erosión húmeda ha identificado que los BTC con 5% de cal y los BTC sin agentes estabilizantes no deberían usarse en exteriores a menos que sean protegidos de lluvias directas, sin embargo, los BTC estabilizados con 10% de cemento presentan un mayor desempeño no requiriendo revestimiento de muros excepto frente a lluvias directas y constantes. Resultados ratificados con el ensayo de abrasión, encontrando que los BTC con cal y los BTC sin estabilizantes no deben ser usados en muros exteriores a menos que cuenten con recubrimiento de protección, a diferencia de los BTC estabilizados con cemento al 10%, cuyo espectro de aplicación incluye condiciones de exposición ambiental no severas y sin requerimiento de revestimiento en muros.
- El presente estudio ha permitido catalogar el rango de aplicación de los BTC sin estabilizantes, BTC con adición de cal al 5% y BTC con adición de 10% de cemento como productos aptos para fines estructurales, definiendo su resistencia, su desempeño en

condiciones simuladas de exposición y su durabilidad en múltiples ensayos gamma internacional, sugiriendo su estandarización y aplicación aceptable para proyectos en edificaciones rurales altoandinas de Sudamérica

1

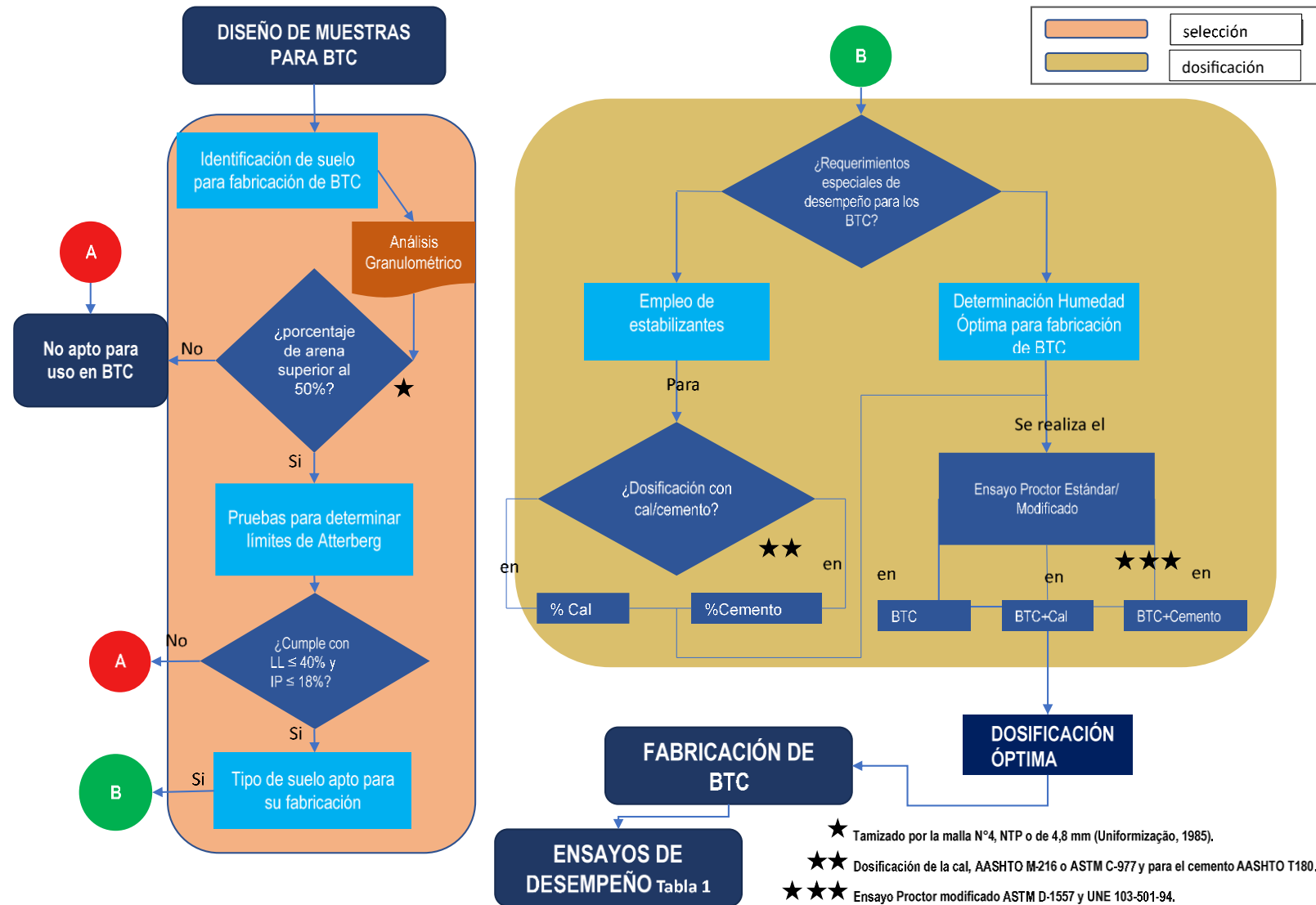


Figura 3. Diagrama de flujo de diseño de muestras para BTC

2
3

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Ali, N., Yaacob, K. Y., Burhan Smith, A. &. (2017). *Sustainable Housing: A comparative Study of Adobe and Compressed Earth Blocks in the Andean Highlands of Peru*. doi: <http://dx.doi.org/10.18687/LACCEI2022.1.1.42>
- [2] Cabrera, S. P., Aranda Jimenez, Y. G., Suarez Dominguez, E. J., & Rotondaro, R. (2020). *Bloques de tierra comprimida (BTC) estabilizados con cal y cemento. Evaluación de su impacto ambiental y su resistencia a compresión*. Hábitat Sustentable, 10(2), 70-81. doi: <https://doi.org/10.22320/07190700.2020.10.02.05>
- [3] Cabrera, S., Gonzáles, A., & Rotondaro, R. (2019). *Bloques de tierra comprimida estabilizados con cal: evaluación de dosificaciones*. III Encuentro Latinoamericano y Europeo sobre Edificaciones y Comunidades Sostenibles (págs. 141-418). Santa Fe, Argentina: EUROelecs. doi: <https://doi.org/10.33414/ajea.3.633.2019>
- [4] Vizarreta Villanueva, R. (2022). *Comparación de ladrillo artesanal en sus propiedades físico - mecánicas en el distrito de Juliaca – Puno*, 2021 [Tesis de licenciatura, Universidad Cesar Vallejo]. Repositorio institucional. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12692/87406>
- [5] Ali, N., Yaacob, K. Y., Burhanudin, M. K., Shahidan, S., & Abdullah, S. R. (2016). *Investigation of compressed earth brick containing*. ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences. Obtenido de: https://www.arpnjournals.org/jeas/research_papers/rp_2016/jeas_0416_4135.pdf
- [6] Aranda-Jiménez, Y. G., & Suárez-Domínguez, E. J. (2013). *Efecto de la impermeabilidad del Mucílago de Nopal en bloques de tierra comprimidos*. Revista Electrónica Nova Scientia. DOI: <http://dx.doi.org/10.21640/ns.v6i11.85>
- [7] CABRERA, S. P., JIMÉNEZ, Y. G., DOMÍNGUEZ, D. J., & ROTONDARO, R. (2020). *Bloques de tierra comprimida (BTC) estabilizados con cal y cemento. evaluación de su impacto ambiental y su resistencia a compresión*. Hábitat Sustentable. DOI: <http://dx.doi.org/10.22320/07190700.2020.10.02.05>
- [8] Calatan, G., Hegyi, A., Dico, C., & Mircea, C. (2016). *Determining the Optimum Addition of Vegetable Materials in Adobe Bricks*. Procedia Technology. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.protcy.2016.01.077>
- [9] Cañola, H. D., & Echavarría, C. (2017). *Bloques de concreto con aditivos bituminosos para sobrecimiento*. Ingeniería y Desarrollo. DOI: <http://dx.doi.org/10.14482/inde.35.2.10172>
- [10] Cañola, H. D., Builes-Jaramillo, A., Medina, C. A., & González-Castañeda, G. E. (2018). *Bloques de Tierra Comprimida (BTC) con aditivos bituminosos*. Tecnológicas. Obtenido de: <http://www.scielo.org.co/pdf/teclo/v21n43/2256-5337-teclo-21-43-00135.pdf>
- [11] Cid, J., Mazarrón, F. R., & Cañas, I. (2011). *The earth building normative documents in the world. Informes de la Construcción*, Universidad Politécnica de Madrid (España). DOI: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.10.011>
- [12] Costantini-Romero, A. B., & Francisca, F. M. (2022). *Construcción con bloques de suelo cemento como alternativa sostenible para envoltorio edilicio*. Hábitat Sustentable. DOI: <http://dx.doi.org/10.22320/07190700.2022.12.01.08>
- [13] Deboucha S., & Hashim R. (2011). *A review on bricks and stabilized compressed earth*. Scientific Research and Essays. DOI: <https://doi.org/10.5897/SRE09.356>
- [14] GIRÓN, A. R., CANIVELL, J., GARCÍA, M. R., & SERRANO, A. G. (2020). *Evaluación del bloque de tierra mediante un estudio de viabilidad constructiva (EVC)*. Hábitat Sustentable, 16. DOI: <http://dx.doi.org/10.22320/07190700.2020.10.02.04>
- [15] Gutiérrez, R. S., & EspunaMujica, J. A. (2012). *El Hidróxido de Calcio y los bloques de tierra*. Revista Electrónica Nova Scientia. DOI: <http://dx.doi.org/10.21640/ns.v5i9.163>
- [16] Kuma, M. M., Dongmo, K., Francois, N., Alakeh, M. N., Eulalie, M. B., & Emmanuel, Y. (2020). *Compressed Stabilized Earth Brick (CSEB) As Building*. IOSR de Ingeniería Civil y Mecánica (IOSR-JMCE). DOI: <http://dx.doi.org/10.9790/1684-1704014248>
- [17] Malkanthi, S., Balthazaar, N., & Perera, A. (2019). *Case Studies in Construction Materials*. Casos de Estudio en Materiales de Construcción. DOI: <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-915X2016000200007>

- [18] Mostafa, M., & Uddin, N. (2016). *Experimental analysis of Compressed Earth Block (CEB) with banana fibers resisting flexural and compression forces*. Case Studies in Construction Materials. DOI <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2016.07.001>

Cómo citar: J. Canqui Mamani, R. Umpiri Calla, y H. Aguilar Chuquimia, «Influencia de estabilizantes en el desempeño mecánico y durabilidad de bloques de tierra comprimida (BTC)», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 154-161. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

ÁREA TEMÁTICA: Seguridad y Confiabilidad Estructural

Estimación probabilística de la deriva de piso bajo un escenario de propagación de incertidumbre

Autores: Mónica Rivera ⁽¹⁾, Albert R. Ortiz ⁽¹⁾

¹ Universidad del Valle. Calle 13#100-00, Santiago de Cali, 760042, Colombia.

Resumen

La respuesta sísmica de los sistemas estructurales está fuertemente influenciada por las incertidumbres inherentes a parámetros críticos de diseño, haciendo necesario cuantificar la incertidumbre que estos inducen a la respuesta de la estructura, como por ejemplo la estimación de la deriva. Este trabajo presenta una caracterización de la sensibilidad del módulo de elasticidad, y de los parámetros geométricos de una estructura de pórtico reforzado, tales como la altura y base de vigas y columnas. La influencia se evalúa mediante un análisis sísmico estático lineal considerando dos escenarios: el primero consiste en un pórtico donde todos sus elementos presentan variación en los parámetros estudiados para cada iteración y el segundo en un pórtico donde todos sus elementos presentan el mismo valor para cada iteración. Después de analizada la influencia se realiza la propagación de incertidumbre a modelos numéricos mediante simulaciones de Montecarlo. Los resultados evidencian una notoria influencia de la variación del módulo de elasticidad con respecto a la deriva de los tres pisos, siendo mayormente afectado el segundo nivel. **Palabras clave:** Incertidumbre, NSR-10, deriva, Montecarlo, sensibilidad.

Abstract

The seismic response of structural systems is strongly influenced by the inherent uncertainties in critical design parameters, making it necessary to quantify the uncertainty they induce in the structure's response, such as drift estimation. This work presents a characterization of the sensitivity of the elasticity modulus and geometric parameters of a reinforced portal frame structure, such as the height and base of beams and columns. The influence is evaluated through linear static seismic analysis considering two scenarios: the first consists of a portal frame where all its elements exhibit variation in the parameters studied for each iteration, and the second consists of a portal frame where all its elements have the same value for each iteration. After analyzing the influence, uncertainty propagation to numerical models is performed through Monte Carlo simulations. The results show a significant influence of the elasticity modulus variation on the drift of the three floors, with the second level being mostly affected.

Palabras clave: Uncertainty, NSR-10, drift, Monte Carlo, sensitivity.

1. Introducción

Las normas de construcción establecen criterios de materiales y dimensiones en el proyecto sin afectar el desempeño seguro de la estructura, los cuales son usados para el control de calidad por parte de quienes intervienen en el proyecto. Dicha flexibilidad es traducida en términos de tolerancias en los cuales un parámetro de la edificación puede tomar valores sin que se considere incumplimiento frente al modelo determinista de la edificación. Estos límites surgen de la incertidumbre presente en los parámetros estructurales, tales como propiedades de los materiales, la geometría, condiciones de fabricación, las cargas externas y el análisis numérico o analítico utilizado, lo cual afecta directamente al desempeño estructural [1, 2]

El Instituto Americano de Concreto (ACI) [3] ha establecido dichos límites basados en una evaluación estadística previa, sin embargo, muchas veces la literatura no presenta estos límites en términos de intervalos de confianza. El ACI establece que las tolerancias especificadas pueden considerarse al equivalente del 99.7% de la variación esperada. Considerando que en temas referidos al Concreto Reforzado la normativa colombiana se ha basado en el código ACI318, dichas tolerancias también se extrapolan a la NSR-10.

Estos límites normativos corresponden principalmente a diferentes parámetros que están asociados a la geometría y material de la edificación. Wan et al. (2023) [4] señala que en un modelo constitutivo de daño elastoplástico para materiales de hormigón existen 10 parámetros importantes. Estas incluyen medidas como la resistencia a la compresión (f'_c) y a la tracción (f_t), así como las deformaciones máximas en compresión (ϵ_c) y tracción (ϵ_t). Además, involucra elementos de forma para la compresión (α_c) y la tracción (α_t), el módulo de elasticidad inicial (E_c), el coeficiente de Poisson (ν), el factor de fortalecimiento biaxial (f_{b_c}/f_c) y el factor de fortalecimiento plástico (μ). Sin embargo, los primeros 7 parámetros pueden tener incertidumbres significativas que afectan el modelo y no deben despreciarse.

Debido a que el diseño basado en objetivos determinísticos no considera las incertidumbres en los parámetros mencionados anteriormente, no se puede asegurar un nivel específico de confiabilidad para la estructura, más allá del definido implícitamente por la norma [5]. Para evaluar el efecto aleatorio de los parámetros en la respuesta estructural, y específicamente la propagación de incertidumbres de los parámetros a la respuesta sísmica de una estructura, se pueden aplicar distintos métodos basados en la probabilidad [6]. Sin embargo, a pesar de que es computacionalmente costoso, el método Montecarlo se ha usado para proporcionar un valor de referencia para validar otros métodos [7], y ha sido ampliamente usado en estudios previos en el enfoque de la estimación del comportamiento estructural.

El objetivo de esta investigación es cuantificar la incertidumbre asociada al comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado en Colombia, identificando la influencia de los parámetros seleccionados a partir de un análisis de sensibilidad, y propagando la incertidumbre en el modelo numérico representativo de la construcción colombiana mediante el método Montecarlo. Se utilizarán modelos numéricos en OpenSees de estructuras de concreto reforzado típicas y representativas de la construcción en el país.

2. Metodología

El proceso de cuantificación de incertidumbre consta de cuatro etapas. En primer lugar, se establece el arquetipo de estudio. Luego se definen y caracterizan los parámetros a evaluar utilizando normativas y bibliografía que proporcionen información sobre su comportamiento. Para evaluar su impacto en el modelo numérico, se lleva a cabo un análisis de sensibilidad en diversos escenarios. Por último, se realiza la propagación de incertidumbres mediante el método Montecarlo.

2.1. Definición del arquetipo

Se define el arquetipo de estudio de acuerdo con el trabajo de Arteta, 2022 [8]. En el estudio se determinaron funciones analíticas de fragilidad y vulnerabilidad sísmica a edificaciones residenciales que son típicas en la construcción colombiana. El arquetipo resultante se modela numéricamente con OpenSees.

2.2. Caracterización de los parámetros

Se consideran seis parámetros: base de las columnas (b_c), altura de las columnas (h_c), base de las vigas (b_b), altura de las vigas (h_b), módulo de elasticidad de vigas (E_{cb}) y módulo de elasticidad de columnas (E_{cc}). Para el módulo de elasticidad se hace uso de la caracterización propuesta por Guerrero et al 2022 [9]. En cuanto a los parámetros geométricos del modelo, se contemplan las variaciones de dimensión permitidas por ACI 117R-10, la cual establece un rango de -10 mm a +13 mm tanto para vigas como columnas.

Dado que la variación en la sección transversal de vigas y columnas es asimétrica, se hace uso de la teoría de mezclas de distribuciones para crear un arreglo de datos que tengan una tendencia de distribución combinada. Se usan dos distribuciones normales cuya media es la misma (valor teórico de diseño tanto para base como para altura). Se utiliza un intervalo de confianza al 99.7% para cada distribución, el cual en un intervalo de confianza de una distribución normal corresponde con 3σ (desviación estándar).

2.3. Análisis de sensibilidad

Para realizar el análisis de los errores asociados a la geometría y propiedades de los elementos, y posteriormente ver su influencia en las derivas resultantes, se asignaron las propiedades al modelo numérico de 2 maneras:

2.3.1 Todos los elementos con las mismas propiedades:

Para este modelo se asume que todos los elementos comparten el mismo valor aleatorio para su correspondiente variable, es decir, de asignarse un valor al módulo de elasticidad, todos los elementos comparten ese mismo módulo en cada iteración, y cada vez que este varíe, se cambia igual a todos los elementos.

2.3.2 Cada elemento con propiedades aleatorias:

Cada elemento se modela usando propiedades aleatorias independientes para el rango definido en la sección 2.2. A diferencia del método anterior, será un evento anómalo que dos elementos compartan el mismo valor para la misma propiedad.

2.4. Propagación de incertidumbres

Se realiza la propagación de incertidumbres utilizando el método Montecarlo para el análisis estático lineal. Se utiliza como parámetro de control el cálculo de las derivas.

3. Resultados y Análisis

3.1. Modelo numérico

El modelo arquetipo es un pórtico de concreto reforzado de 3 niveles con 5 y 2 vanos en cada dirección (x, y respectivamente). El entrepiso típico está conformado por una losa nervada en una dirección con carga de 530 kgf/m^2 . Todas las columnas presentan una dimensión de $55 \times 45 \text{ cm}$, estando su mayor inercia en el sentido débil de la edificación. Las vigas presentan dimensiones de $30 \times 45 \text{ cm}$, estando su mayor inercia en dirección gravitacional. Los entrepisos cuentan con 3 m de altura. Para todos los niveles se encuentran asignadas las mismas cargas (Viva: 180 kgf/m^2 , Muertas: 700 kgf/m^2 (acabados, losa)). El material utilizado en el modelo corresponde a un concreto con un Módulo de Elasticidad de 23282 MPa para vigas y 26030 MPa para columnas.

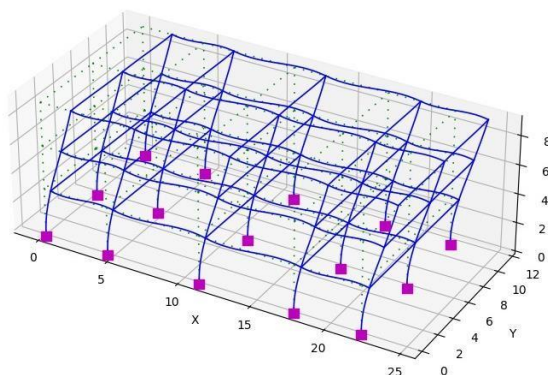


Fig. 1- Modelo 3d de la edificación de estudio bajo condiciones nominales

3.2 Caracterización de los parámetros

Las distribuciones de los seis parámetros presentan la forma y sesgo deseado, así como se observa en la Fig. 2.

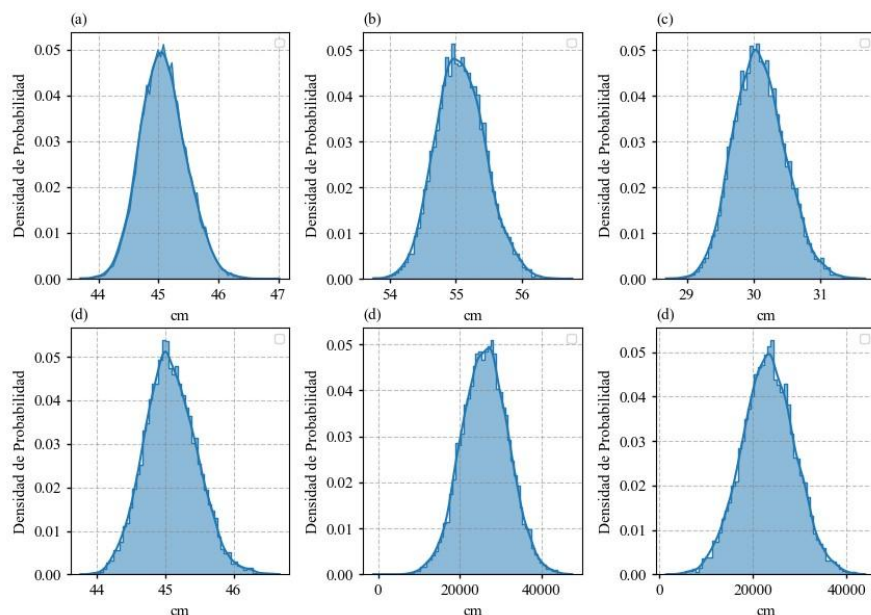


Fig. 2- Distribución normal para (a) b_c (b) h_c , (c) b_b , (d) h_b , (e) E_c y (f) E_b

3.3 Análisis de sensibilidad

La deriva de la estructura está controlada por el segundo piso, la cual es de 0.99% para el modelo determinista, debido a esto, los análisis de propagación de incertidumbre se enfocan en este nivel. La Fig. 3 Fig. 3 Fig. 3- Densidad de probabilidad de la deriva del segundo piso con respecto a (a) columnas, (b) vigas y (c) módulo de elasticidad. presenta la variación de la deriva en función de los parámetros para este piso, cuando se asignan valores aleatorios a las dimensiones de columnas y vigas, así como del módulo de elasticidad para cada elemento del modelo. De igual forma, también presenta la variación de la deriva cuando se asigna un único valor aleatorio por cada iteración.

A partir de la función de densidad de probabilidad se obtienen las funciones acumuladas de densidad de probabilidad, la Fig. 4 presenta tal distribución acumulada de la deriva del segundo piso.

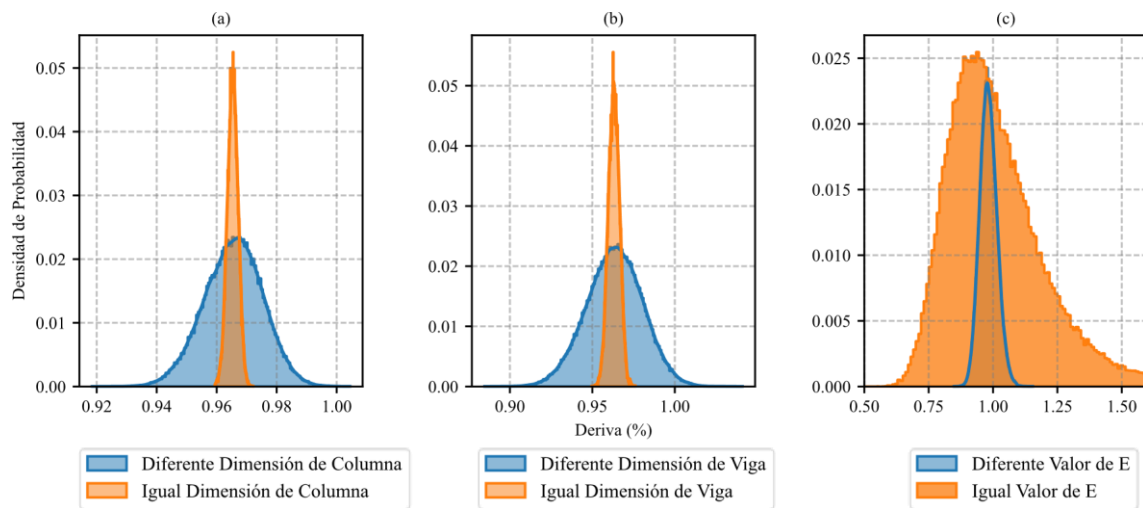


Fig. 3– Densidad de probabilidad de la deriva del segundo piso con respecto a (a) columnas, (b) vigas y (c) módulo de elasticidad.

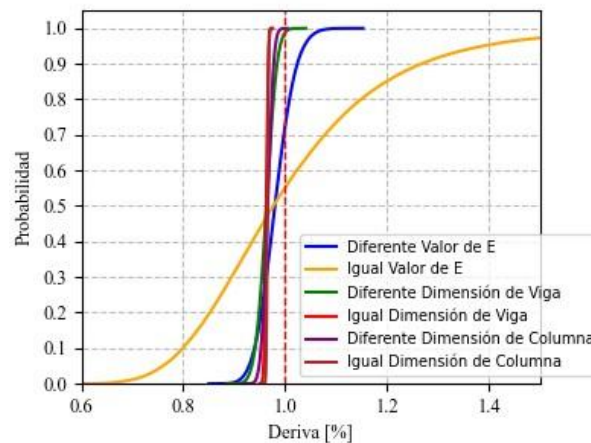


Fig. 4– Probabilidad acumulada de la deriva del segundo nivel

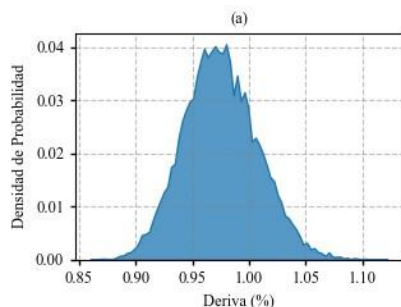


Fig. 5– Densidad de probabilidad de la deriva en sentido x para el segundo nivel

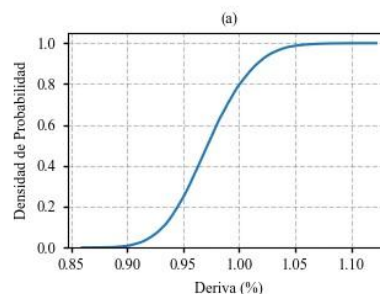


Fig. 6 - Probabilidad acumulada de la deriva en sentido x para el segundo nivel

Como se observa en la Fig. 5 y Fig. 6, cuando todos los parámetros varían aleatoriamente en cada uno de los elementos del pórtico, el segundo piso tiene una respuesta de deriva mayor a la permitida por la normativa, generándose distribuciones de densidad de probabilidad con una media superior al 1% y alcanzando derivas mayores al 1.1% para el sentido x.

4. Conclusiones

Este trabajo presentó la variación de la flexibilidad de una estructura típica de concreto reforzado dadas las condiciones aleatorias de geometría y elasticidad del concreto. El parámetro más influyente en la deriva de piso es el módulo de elasticidad, el cual, al ser diferente en cada uno de los elementos del pórtico en estudio, genera derivas mayores a la permitida en la normativa colombiana, alcanzando valores hasta del 1.6% para el segundo piso.

Los métodos de propagación de las propiedades estudiadas representan dos metodologías utilizadas en la práctica profesional. Usualmente los valores asignados a los elementos corresponden a variables nominales, sin embargo, estos corresponden realmente a variables aleatorias que deben ser tenidas en cuenta en el análisis de la estructura.

5. Referencias

- [1] Tsompanakis, Y., Lagaros, N. D., y Papadrakakis, M. (2008). Structural design optimization considering uncertainties: Structures & infrastructures book, vol. 1, series, series editor: Dan m. frangopol. CRC Press.
- [2] Porter, K. A., Beck, J. L., y Shaikhutdinov, R. V. (2002). Sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables. Earthquake Spectra, 18 (4), 719–743.
- [3] Specification for tolerances for Concrete Construction and materials (ACI 117-10) and commentary (ACI 117R10): An ACI Standard. (2015). American Concrete Institute.
- [4] Wan, Z., Chen, J., y Tao, W. (2023). A two-stage uncertainty quantification framework for reliability and sensitivity analysis of structures using the probability density evolution method integrated with the fréchetderivative-based method. Engineering Structures, 294, 116782.
- [5] Wang, X., Meng, Z., Yang, B., Cheng, C., Long, K., y Li, J. (2022). Reliability based design optimization of material orientation and structural topology of fiber-reinforced composite structures under load uncertainty. Composite Structures, 291, 115537.
- [6] Cao, L., & Zhao, Y. (2024). Uncertainty quantification for structural response field with ultra-high dimensions. International Journal of Mechanical Sciences, 271, 109110. <https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2024.109110>.
- [7] Wang, Z., Daeipour, M., & Xu, H. (2023). Quantification and propagation of aleatoric uncertainties in topological structures. Reliability Engineering & System Safety, 233, 109122. <https://doi.org/10.1016/j.ress.2023.109122>
- [8] Arteta, C., Abuchar, V., Hurtado, T., Merlano, A., Curvelo, J., Ceballos, V., Pérez, H. (2022). Funciones de fragilidad y vulnerabilidad sísmica para la tipología constructiva de pórticos de concreto reforzado y sistema

combinado: Reporte MNRS No. V005-2022. Bogotá: Preparado por la Asociación Colombiana de Facultades de Ingeniería (ACOFI) para el Servicio Geológico Colombiano (SGC).

- [9] Guerrero, F., Ortiz, A. R., & Carrillo, J. (2022). Bayesian uncertainty assessment for modulus of elasticity of concrete and mechanical properties of steel reinforcing bar. Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series, 101–109. https://doi.org/10.1007/978-3-031-05449-5_11.

Cómo citar: M. Rivera y A. R. Ortiz , «Estimación probabilística de la deriva de piso bajo un escenario de propagación de incertidumbre», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 162-168. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Conectores de cortante para sistemas compuestos de entrepiso con perfiles formados en frío: CSC-Type Shear Connectors

Autores: Xavier Fernando Hurtado Amézquita, Ph.D. ⁽¹⁾, Maritzabel Molina Herrera, Ph.D. ⁽²⁾

¹. Profesor asistente, Universidad de la Salle, Colombia.

^{1, 2}. Profesora asociada, Universidad Nacional de Colombia, Colombia.

Resumen

El uso de secciones compuestas de acero y concreto se ha registrado desde principios de los 50's, y durante los últimos 20 años se ha popularizado a nivel mundial, dada la eficiencia del comportamiento de los materiales, incremento en la rigidez y ductilidad de los elementos, facilidad de transporte y ensamble, y su consideración como alternativa sostenible en la construcción, siempre y cuando existan elementos de transferencia de esfuerzos denominados conectores de cortante. En esta investigación, se evalúa la capacidad de los conectores tipo CSC, propuestos y patentados por los autores, para ser usados en secciones compuestas con perfiles de acero formados en frío. La evaluación del comportamiento se desarrolla numérica y experimentalmente por las pruebas alternativas de ensayos de corte Pry-out, donde se mitiga el problema del potencial pandeo local. La información fue analizada estadísticamente, valorando la incidencia de la resistencia del concreto, el espesor del perfil de acero y el espaciamiento entre conectores, en la capacidad final del sistema compuesto. Como resultado de la investigación, se caracteriza el comportamiento de todos los elementos componentes del sistema.

Palabras clave: Conectores de cortante, sección compuesta, ensayo de corte directo

Abstract

The use of steel and concrete composite sections has been registered since the early 1950s, becoming popular in the world due to the efficiency of the structural behavior, increase in the stiffness and ductility of the elements, ease in transportation and assembly, and they are considered a sustainable alternative in construction, being essential for the installation of stress transfer elements at the interface, named shear connectors. In this research, the performance of CSC-type shear connectors was evaluated. The authors proposed and patented these devices, to be used in composite sections with cold-formed steel (CFS) sections. The behavior of the elements was evaluated numerically and experimentally through alternative Pry-out tests, where the potential local buckling was mitigated, due to the new setup. The experimental data were analyzed statistically, verifying the incidence of the concrete strength, the thickness of the steel section, and the spacing between connectors on the maximum capacity of the composite system. As a result of the research, the behavior of all the component elements of the system is characterized.

Keywords: Shear connectors, composite sections, Pry-out test

1. Introducción

Desde finales de los años 50's, hay evidencia del uso de secciones compuestas en la construcción de edificaciones, siendo Suiza el país pionero en Europa, con la construcción del edificio de Nestlé, en Vevey en 1959 [1]. Posteriormente, este sistema se popularizó, dadas las ventajas de combinar eficientemente las propiedades mecánicas del acero y del concreto en elementos estructurales. Las investigaciones en el área de las secciones compuestas inicialmente fueron lideradas tanto en Europa como en los Estados Unidos, siendo las principales potencias industriales de producción de acero.

Dada la necesidad el trabajo conjunto del perfil de acero y la losa de concreto, inicialmente se contó con espigos (studs) como elementos de transferencia de esfuerzos del conjunto, con facilidades constructivas de instalación y fabricación para la época. Con el tiempo, la investigación acerca de diferentes tipologías de conectores de cortante fue expandiéndose, con diversas propuestas tales como canales, ángulos, placas perforadas, tornillos, ganchos, entre otros, donde se revisaron aspectos geométricos y mecánicos relevantes en la capacidad de transmisión de esfuerzos en los sistemas compuestos (Fig. 1).

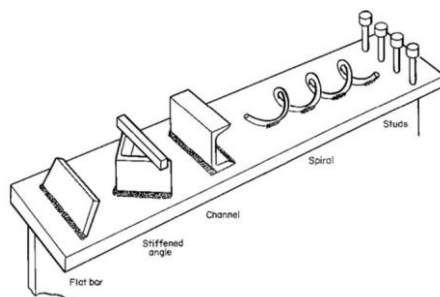


Fig. 1 – Tipologías de conectores de cortante en secciones compuestas [2]

El sistema de fijación de los conectores también ha sido una variable relevante en la eficiencia del proceso constructivo y el comportamiento de las secciones compuestas, dada la especificidad que exige la aplicación de la soldadura, y las restricciones de uso bajo condiciones climáticas desfavorables [1], así como también las limitaciones para ser aplicada eficientemente en elementos de lámina delgada (Fig. 2) [3].

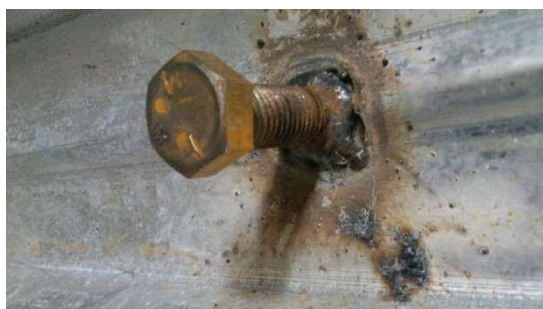


Fig. 2 – Afectaciones ocasionadas por soldaduras en perfiles doblados en frío (CFS) [4]

Actualmente, los conectores de cortante avalados en diferentes normativas son los espigos, canales, placas perforadas y tornillos, siendo imprescindible realizar ensayos experimentales para validar la capacidad de cualquier otra tipología de dispositivos. No obstante, en lo que respecta a perfiles formados en frío (CFS), a la fecha no hay alguna propuesta de conector de cortante que haya sido reglamentada en alguna de las normas de diseño internacionales.

Dentro de los ensayos experimentales propuestos, para estas validaciones de capacidad, se encuentran los ensayos de corte directo tipo Push-Out (Fig. 3), los cuales se encuentran protocolizados en el Eurocódigo 4 [5].

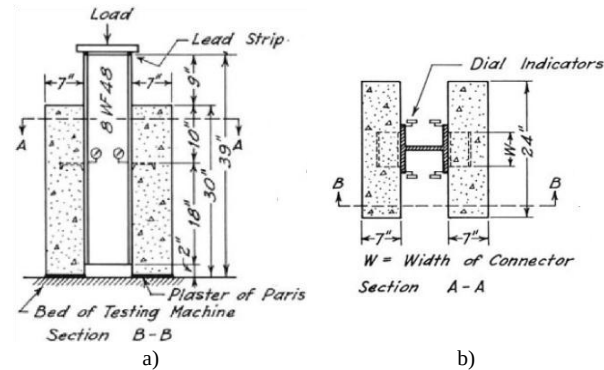


Fig. 3 – Detalle de los especímenes en pruebas experimentales de corte directo Push-out. a) Vista frontal. b). Sección transversal [6]

Los ensayos de corte Push-Out están estandarizados y comúnmente se emplean para obtener formulaciones de diseño de los conectores de cortante. Sin embargo, han demostrado tener limitaciones al ser empleados para el estudio de secciones compuestas con perfiles CFS, dada su susceptibilidad al pandeo local ante solicitaciones de compresión (Fig. 4).



Fig. 4 – Falla por pandeo local de especímenes en sección compuesta en ensayo Push-out. a) Conectores tipo perno M16. b) Conectores tipo perno M14. [7]

En este estudio se propone el ensayo experimental alternativo Pry-Out, presentado por Anderson & Menheit (2005) [8] (Fig. 5), en el cual se plantea la aplicación de cargas de tensión, en vez de compresión, eliminando los potenciales problemas de pandeo local (Fig. 4), y siendo una opción más económica, dada la configuración geométrica de las probetas.



Fig. 5 – Configuración de la prueba Pry-out. a) Vista en planta. b) Corte longitudinal. [8]

En las configuraciones experimentales propuestas para este estudio, se consideró evaluar la capacidad de conectores de cortante tipo CSC, propuestos por Hurtado y Molina (2020) [9], donde se valida la influencia de la resistencia del concreto, del espesor de los perfiles de acero y de la

separación de conectores en el comportamiento del sistema, comparando los resultados experimentales con los obtenidos en las simulaciones analizadas.

2. Metodología

2.1. Caracterización de materiales

La resistencia de los materiales tenidos en cuenta en los especímenes experimentales fue tomada a partir de sus propiedades nominales para los elementos de acero (Tabla 1), y validación experimental para el concreto. En el caso particular de este estudio, se emplearon 3 diferentes resistencias a la compresión del concreto: 14.8MPa, 22.9MPa y 33.5MPa.

Tabla 1 – Propiedades mecánicas nominales de los componentes de acero en pruebas experimentales [10]

	Conectores de cortante (ASTM A424 -Type II)	Tornillos autoperforantes (SAE 1022)	Acero de refuerzo (ASTM A706)	Perfil estructural (ASTM A1011)
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Módulo de elasticidad (E_s)	200.000	200.000	200.000	200.000
Esfuerzo de fluencia (f_y)	240	205	420	350
Esfuerzo último (f_u)	350	380	560	420

2.2. Descripción del ensayo

Se configuraron probetas experimentales compuestas por conectores de cortante tipo CSC y barras de refuerzo, espaciados cada 100mm, 200mm y 300mm, embebidas en una losa de concreto de 450mm x 300mm x 100mm (Fig. 6). En la configuración estructural se incluyeron los tornillos autoperforantes N°10 (4.83mm de diámetro) como mecanismo de fijación de los conectores de cortante para todas las configuraciones, y perfiles de acero CFS C220x80, de 600mm de longitud, en espesores de 2mm, 2.5mm y 3mm.

La carga en el sistema fue aplicada monotónicamente, con un gato hidráulico, como tensión axial sobre el perfil de acero, por control de desplazamientos. La losa de concreto fue fijada a la base de la máquina universal por medio de un sistema de elementos rígidos, con el fin de garantizar la transferencia de esfuerzos a través de los conectores de cortante, como se muestra en la Fig. 6.

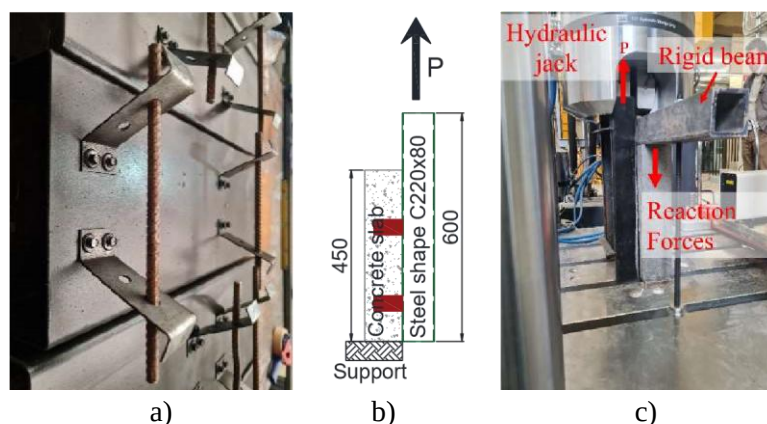


Fig. 6 – Configuración de ensayo experimental de corte directo tipo Pry-out. a) Detalle de conectores de cortante tipo CSC. b) Esquema de aplicación de cargas. c) Montaje del ensayo [10]

3. Presentación y análisis de resultados

3.1. Discusión de resultados

El reporte sintetizado de datos de los ensayos experimentales se presenta en las curvas Carga-Desplazamiento en la Fig. 7.

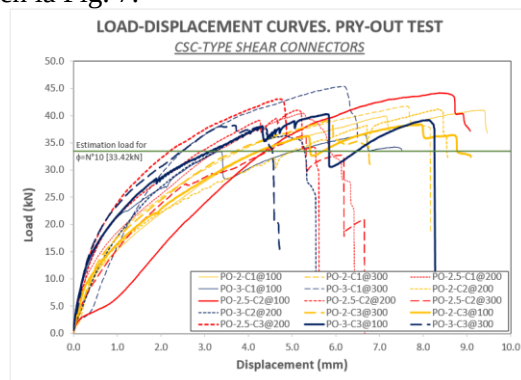


Fig. 7 – Curva de respuesta experimental Carga de reacción Vs. Desplazamiento [10]

De acuerdo con los resultados el mecanismo de falla se inicia con la rotación de los tornillos de fijación de los conectores. A nivel constructivo presenta la ventaja de que no induce a la inestabilidad del sistema. Es decir, si una losa de entrepiso llega a la condición de falla, el desacople del conjunto implicaría una transformación del comportamiento estructural de un sistema compuesto a un sistema de losa y vigas, el cual debe ser garantizado para resistir las cargas gravitacionales de operación.

En la Fig. 8 c) se muestra el estado final de los conectores en la losa de concreto, donde se puede visualizar su integridad dentro de la matriz. Las condiciones de construcción permitieron el flujo del concreto, de manera que se confinara totalmente tanto el conector como la barra de refuerzo, y de esta manera se lograra el trabajo efectivo de todos los elementos del sistema de transferencia.

Como se aprecia en la Fig. 8 b), en las probetas con concreto de menor resistencia se logró evidenciar, adicionalmente, la presencia de fisuras transversales al sentido de aplicación de la carga, validando la eficiencia de la configuración geométrica y mecánica del conector, particularmente con la inclusión de la barra transversal de refuerzo, que permite la dispersión de las fisuras inducidas por la carga axial (Fig. 8 a)).

Esta condición de falla conjunta para las configuraciones analizadas implica que el perfil de acero y la losa de concreto aportan al sistema, sin alcanzar su estado límite de resistencia antes que los tornillos logren su estado de máxima capacidad, induciendo a su falla frágil por corte, acompañada por ligeros desgarramientos de los conectores, en la zona de fijación.

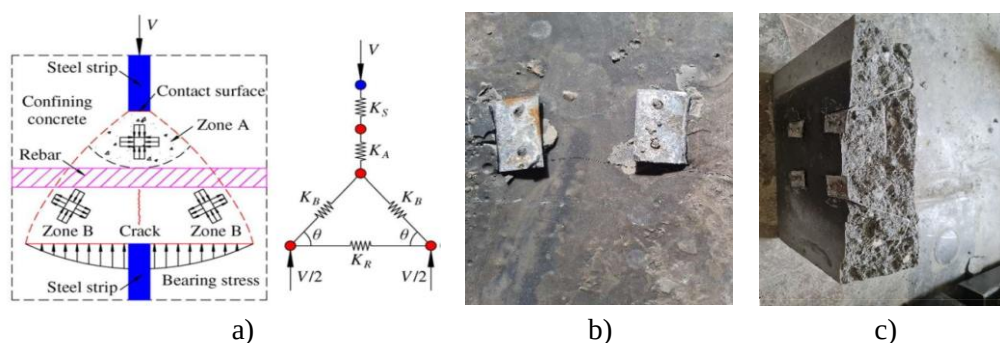


Fig. 8 – Mecanismo de transferencia de corte con inclusión de barras de refuerzo. a) Idealización teórica del mecanismo [11]. b) Detalle inducción de fisuras en losa de concreto. c) Estado final de conectores de cortante tipo CSC [10]

3.2. Análisis paramétrico

El análisis paramétrico permitió concluir acerca de la incidencia estadística de las variables en estudio en el comportamiento del sistema compuesto, particularmente las cargas de falla y los desplazamientos máximos.

Efecto de la resistencia a la compresión del concreto

La fisuración en las placas de concreto se presentó como parte del mecanismo conjunto de falla del sistema compuesto en algunos especímenes, sin que se llegara a la fractura de la losa. De acuerdo con lo evidenciado, esta variable no se considera estadísticamente significativa en la capacidad de carga máxima del sistema, pero si marca diferencia en la condición de desplazamientos máximos. Menores resistencias evidencian mayores desplazamientos de acuerdo con la rigidez del material.

Efecto del espesor del perfil de acero

De forma análoga como se presentó con el concreto, el espesor del perfil de acero sólo afecta la condición de rigidez del sistema, implicando mayores desplazamientos en elementos con menores espesores. Los perfiles de acero no evidenciaron daño, ni pandeo local en las configuraciones ensayadas.

Efecto del espaciamiento entre conectores

El espaciamiento entre conectores marcó fuerte diferencia en los máximos desplazamientos relativos entre los componentes, siendo mayores en especímenes con menores separaciones. Esta situación indica que menores separaciones dan mayor ductilidad al sistema, previo a la falla, dado que en cuanto a las cargas máximas no se presenta una diferencia estadísticamente significativa.

4. Conclusiones

- La metodología de ensayo Pry-Out, para la evaluación de la capacidad de sistemas compuestos con perfiles de acero de lámina delgada (CFS) y conectores CSC, resultó ser una alternativa experimental viable, ya que se mitiga la posibilidad de pandeo local en los perfiles, siendo incluso extrapolable a configuraciones de secciones compuestas que emplean perfiles laminados en caliente (HRS), de mayores espesores de lámina.
- La validación experimental de sistema compuesto por losa de concreto y perfiles formados en frío CFS, empleando conectores de cortante tipo CSC, ante cargas de corte directo, permitió evaluar las condiciones de trabajo del sistema y su mecanismo de falla, iniciándose como rotación en los tornillos autoperforantes como elementos de fijación, presentando un leve desgarramiento en la platina de los conectores, paralelamente con fisuración en las placas de concreto, en especímenes con menores resistencias. Finalmente se produjo el corte en los tornillos para todas las configuraciones ensayadas, sin afectación en el perfil de acero, desacoplando el sistema compuesto, pero sin pérdida de integridad en los elementos.
- Aunque los parámetros experimentales validados en esta investigación no presentaron diferencias estadísticas para las cargas de falla, sus configuraciones lograron distinguirse en las condiciones de ductilidad del sistema, permitiendo mayores desplazamientos relativos en las probetas con más bajas resistencias del concreto, menores espesores de perfil de acero y separaciones menos distantes, logrando valores superiores a 6mm, como límite del Eurocódigo4 para conectores de cortante dúctiles.

5. Referencias

- [1] Crisinel, Michel. (1990). PARTIAL-INTERACTION ANALYSIS OF COMPOSITE BEAMS WITH PROFILED SHEETING AND NON-WELDED SHEAR CONNECTORS. *Journal of Constructional Steel Research*, 15, 65-98.
- [2] Majidi, Y., Hsu, C., & Zarei, M. (2014). FINITE ELEMENT ANALYSIS OF NEW COMPOSITE FLOORS HAVING COLD-FORMED STEEL AND CONCRETE SLAB. *Engineering Structures*, 77, 65–83.
- [3] Hurtado, X.F. & Molina, M. (2020). ALTERNATIVE FASTENING MECHANISM FOR SHEAR CONNECTORS WITH COLD-FORMED STEEL SHAPES INVOLVED IN COMPOSITE SECTIONS. *Athens Journal of Technology and Engineering* 7(2), 133-156.
- [4] Erazo, L. & Molina, M. (2017). COMPORTAMIENTO DE CONECTORES DE CORTANTE TIPO
- [5] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARIZATION. EUROCÓDIGO 4. (1994). DESIGN OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES.
- [6] Viest, I. M., Siess, C. P., Appleton, J. H. & Newmark N. M. (1952). FULL-SCALED TEST OF CHANNEL SHEAR CONNECTORS AND COMPOSITE T-BEAMS. Report of investigation. University of Illinois Bulletin N° 405.
- [7] Lawan, M., Tahir, M., & Hosseinpour, E. (2016). FEASIBILITY OF USING BOLTED SHEAR CONNECTOR WITH COLD-FORMED STEEL IN COMPOSITE CONSTRUCTION. *Jurnal Teknologi*, 78(6–12), 7–13.
- [8] Anderson, N. & Meinheit, D. (2005). PRY-OUT CAPACITY OF CAST-IN HEADED STUDS ANCHORS. *PCI Journal* 90-112.
- [9] Hurtado, X. & Molina, M. (2020). GEOMETRICAL AND MECHANICAL OPTIMIZATION OF SHEAR CONNECTORS FOR CFS-CONCRETE COMPOSITE SYSTEMS. In *The 2020 Structures Congress* 25-28.
- [10] Hurtado, X.F. & Molina, M. (2023). EXPERIMENTAL ANALYSIS OF CSC-TYPE SHEAR CONNECTORS CAPACITY UNDER DIRECT SHEAR: PRY-OUT TEST. *Athens Journal of Technology and Engineering* (Review).
- [11] Liu, Y., Zheng, S., Yoda, T. & Lin, W. (2016). PARAMETRIC STUDY ON SHEAR CAPACITY OF CIRCULAR-HOLE AND LONG-HOLE PERFORATED SHEAR CONNECTOR. *Journal of Constructional Steel Research*, 117, 64-80.

Cómo citar: X. F. Hurtado Amézquita y M. Molina Herrera, «Conectores de cortante para sistemas compuestos de entrepiso con perfiles formados en frío: CSC-Type Shear Connectors», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 169-175. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Análisis del comportamiento sísmico de estructuras: Estudio de caso para Popayán – análisis de ciclo de vida y evaluación de desempeño

Autores: Javier Andrés Otero Velasco ⁽¹⁾, Denny Mariana Torres Ortiz ⁽²⁾

¹ Estudiante. Universidad del Cauca. Calle 5 N°4-70, Popayán, 190003, Colombia.

² Profesor. Universidad del Cauca. Calle 5 N°4-70, Popayán, 190003, Colombia.

Resumen

Es necesario conocer los estudios realizados al comportamiento de estructuras debido a cargas sísmicas en el departamento del Cauca y contribuir a investigaciones en el análisis estructural. Para realizar un análisis adecuado se requiere disponer de información. En este trabajo se hace una búsqueda de investigaciones previas realizadas en la ciudad de Popayán y su vecindad, además de la metodología de Hazus para conocer el daño de estructuras a causa de un sismo utilizando curvas de fragilidad. Inicialmente, con el propósito de realizar un estudio preliminar se usaron las aceleraciones máximas en la zona de estudio a causa de un sismo ocurrido en un radio de distancia aproximada de 200 km entre el epicentro y Popayán con una magnitud cercana a Mw7.0, donde se tomó por medio de interpolación los valores de aceleraciones máximas. Se realizó una clasificación de estructuras para construir un inventario de edificaciones. Estos datos se utilizaron de manera preliminar para obtener las curvas de fragilidad. Se confirmó la necesidad de conocer las aceleraciones máximas del terreno producido por un sismo que afecte la estructura utilizando otros métodos para conocer aceleraciones mayores que permita un estimado aproximado del daño estructural de las edificaciones sometidas a un sismo.

Palabras clave: Curvas de fragilidad, Daño estructural, Comportamiento sísmico, PGA.

Abstract

To contribute to research in structural analysis in the department of Cauca it is necessary to know research related to the structural behavior due to seismic loads. To perform strict analysis is necessary to know information, in this project, search was carried out of previous research for Popayan city and its surroundings to know the damage to structures due to earthquakes employing fragility curves using Hazus methodology. Initially, with the purpose of achieve a preliminary study, the maximum accelerations in the study area were used due to an earthquake that occurred in a 200 km of radius approximately between the epicenter and Popayan with a magnitude around of Mw7.0, where the maximum accelerations values were taken by interpolation. A classification of structures was carried out to build a buildings inventory. These data were used preliminarily to obtain the fragility curves. The need to know the maximum ground accelerations due an earthquake that affects the structure using other methods to know higher accelerations that approximate the structural buildings damage subjected to an earthquake was confirmed.

Keywords: Fragility curves, Structural damage, Seismic behavior, PGA.

1. Introducción

La ciudad de Popayán se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta en Colombia [1]; en estudios precedentes se ha identificado que el proceso de subducción de la placa tectónica de Nazca sobre la Suramericana influye en la sismicidad de poblaciones ubicadas a lo largo de la costa Pacífica colombiana, mientras que las fallas activas contribuyen a la sismicidad del ambiente cortical (superficial) [2]. Los factores mencionados permiten definir 3 fuentes sismogénicas para la ciudad, los cuales corresponden a la zona de subducción (interplaca), Benioff (intraplaca) y las fallas activas cercanas como las fallas Cauca-Almaguer y Silvia-Pijao [3], por lo que toma relevancia analizar el comportamiento de las edificaciones actuales frente a

escenarios sísmicos; se ha evaluado el comportamiento de las estructuras frente a sismos históricos superficiales en estudios de riesgo sísmico para la ciudad [3] de los que no se cuenta con muchos registros instrumentales debido a las circunstancias de la época. En el presente estudio se determinó evaluar preliminarmente el comportamiento sísmico de las estructuras con respecto a dos escenarios ocurridos en el departamento del Cauca y sus alrededores que contengan más de tres registros asociados a la zona de Benioff, estos sismos corresponden al sismo de La Vega-Cauca del 2012 (escenario 1) y al sismo de Guaitarilla-Nariño del 2013 (escenario 2). Las características generales se observan en la *Tabla 1*.

Tabla 1 – Características de los sismos considerados en el estudio

No.	Zona Epicentral	Fecha del sismo	Hora local	Latitud	Longitud	Magnitud		Prof. (Km)
						MI	Mw	
1	La Vega, Cauca	30/09/2012	16:31	1.971	-76.555	6.4	7.1	171.9
2	Guaitarilla, Nariño	9/02/2013	9:16	1.113	-77.561	6.4	7	162.8

2. Metodología

La metodología propuesta por Hazus presenta 2 opciones para evaluar la fragilidad con base en los siguientes parámetros estructurales: por deriva máximas de piso o desplazamiento lateral máximo al tope del edificio [4], utilizando funciones de fragilidad aplicables para edificaciones en la zona de estudio [5]. Con las curvas de fragilidad se obtiene las probabilidades de daño de la edificación clasificándolas en un nivel de daño, para estas curvas se asume una distribución log-normal, como se observa en la *Ec. (1)* esta función depende de un parámetro de demanda ingenieril (IM), el valor medio del IM (λ_i) y la desviación log-estándar del IM para el nivel de daño (β_i):

$$Frag_i = \phi\left(\frac{\ln(IM) - \ln(\lambda_i)}{\beta_i}\right) \quad (1)$$

Para el procesamiento de datos se desarrollaron scripts que permiten leer y procesar diferentes formatos para obtener los resultados de probabilidades de daño y una representación gráfica de las curvas de fragilidad agrupadas por tipología.

2.1. Recolección y procesamiento de registros de aceleraciones

Los escenarios se seleccionan del catálogo de aceleraciones del Servicio Geológico Colombiano (SGC) utilizando estaciones con una distancia máxima de 200 km de la zona de estudio. A los datos se le realizó el procesado estándar de registros de aceleración en los canales EW (este-oeste) y NS (norte-sur), y se verifica la similitud de los acelerogramas resultantes con los reportados en la plataforma del SGC. En la *Fig. 1* se presenta la localización y distribución de las estaciones y sismos seleccionados.

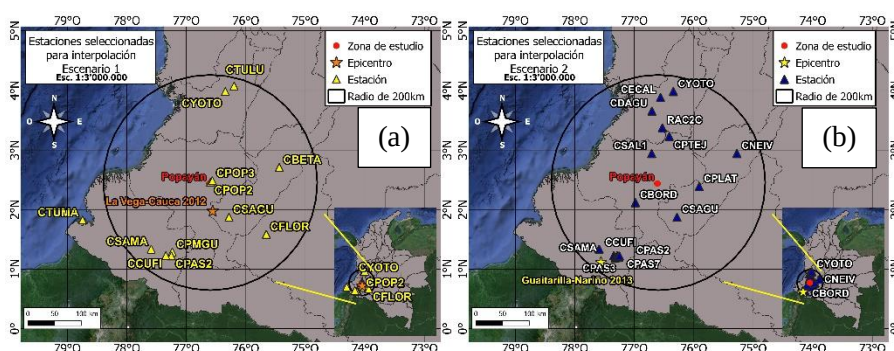


Fig. 1 – Distribución de estaciones seleccionadas (a) Escenario 1. (b) Escenario 2.

2.2. Mapa de aceleraciones máximas (PGA) en la zona de estudios

Con los datos de las estaciones seleccionadas se obtiene el valor de PGA horizontal como la raíz cuadrada de la suma de las componentes de EW y NS al cuadrado para cada estación. Para generar el mapa de aceleraciones se realiza una interpolación, inicialmente se obtienen los pares de puntos entre todas las estaciones y su respectiva correlación que permiten definir la cantidad y el tamaño de los intervalos para agruparlos, esta gráfica es conocida como variograma o semivariograma empírico donde se determina un modelo teórico que se ajuste a los datos y con el modelo elegido se obtendrá el mapa interpolado, para los escenarios 1 y 2 se determinaron modelos lineales, los cuales presentaron el mejor ajuste.

2.3. Registro y recolección de datos de edificaciones

Teniendo en cuenta estudios antecedentes como el estudio de riesgo sísmico para Popayán [3], se realiza un muestreo de 30 edificaciones ubicadas en algunas zonas de la ciudad bajo criterios de selección como: viviendas multifamiliares, edificaciones residenciales de 3 o más pisos y preferiblemente que se encuentre en zonas de estratos socio-económicos 1, 2 y 3. Los parámetros recopilados de cada estructura son: Un identificador, sistema estructural, número de pisos, estado de la estructura, fuente de la información, año de la información y año de registro en el inventario. Preliminarmente se realizó una inspección de las características con herramientas virtuales y posteriormente en una visita de campo se corroboró la validez de la información mediante una inspección visual del exterior de las edificaciones. En la Fig. 2 se presenta la localización de las edificaciones evaluadas en la zona de estudio.

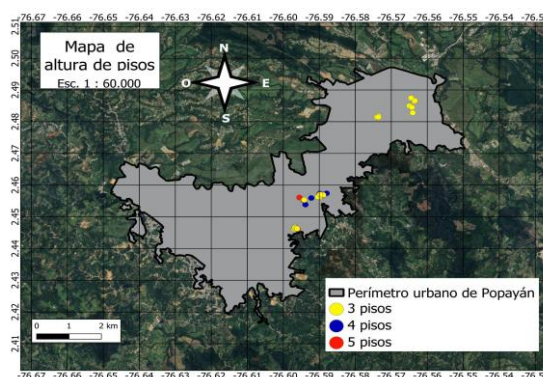


Fig. 2 – Distribución de edificaciones evaluadas en la zona de estudio.

2.4. Aplicación de curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad son representaciones gráficas de las funciones de fragilidad que permiten estimar las probabilidades de que las estructuras excedan un determinado nivel de daño en función de un parámetro de intensidad sísmica [6], [7] y según las técnicas de obtención e información disponible se pueden clasificar como curvas de fragilidad analíticas, experimentales, empíricas y basadas en juicio de expertos. Sobre las variables necesarias en la Ec. (1) se propuso asociar las tipologías halladas en el estudio con las tipologías evaluadas por otros autores [5], mediante modelos de estructuras analíticas aplicables para edificaciones de tipo residencial en Suramérica se han determinado los parámetros λ_i , β_i y el parámetro de intensidad sísmica (IM) requerido. Se seleccionaron 30 estructuras de diferentes tipologías, donde la más frecuente es la mampostería confinada (MCF) entre 3-5 pisos, dado que dentro de las consideraciones de Villar y otros [5] no se

han desarrollado curvas de fragilidad para tipologías de MCF de 4 y 5 pisos, se asignaron los parámetros de la MCF de 3 pisos.

3. Presentación de resultados y análisis

Luego de la adquisición de datos y desarrollo de la metodología se obtiene preliminarmente los mapas de aceleración interpolados. En la Fig. 3 (a) se observan los mapas de PGA y (b) la desviación estándar para el escenario 1 y de forma análoga en la Fig. 3 (c) y (d) se presentan los mapas del escenario 2.

Las funciones de fragilidad trabajan con probabilidades de daño acumulados y para determinar la probabilidad un estado de daño se debe restar la probabilidad del estado en cuestión con la probabilidad de daño del estado inmediato a este, es decir, si se quiere conocer el estado de daño moderado se debe restar la probabilidad del umbral de daño moderado menos la probabilidad del umbral de daño severo [8]. Tras evaluar todas las edificaciones con las funciones de fragilidad se puede resumir los resultados de probabilidades de daño. Los niveles de daño considerados son: sin daño, leve, moderado, extensivo y colapso. Gráficamente se pueden ubicar los valores de la aceleración espectral S_a [$T=0.3\text{seg}$] en las curvas de fragilidad y obtener los valores, se observa en la Fig. 4 que el 100% corresponde al estado sin daños, este resultado coincide a lo esperado debido a las características de los dos escenarios considerados.

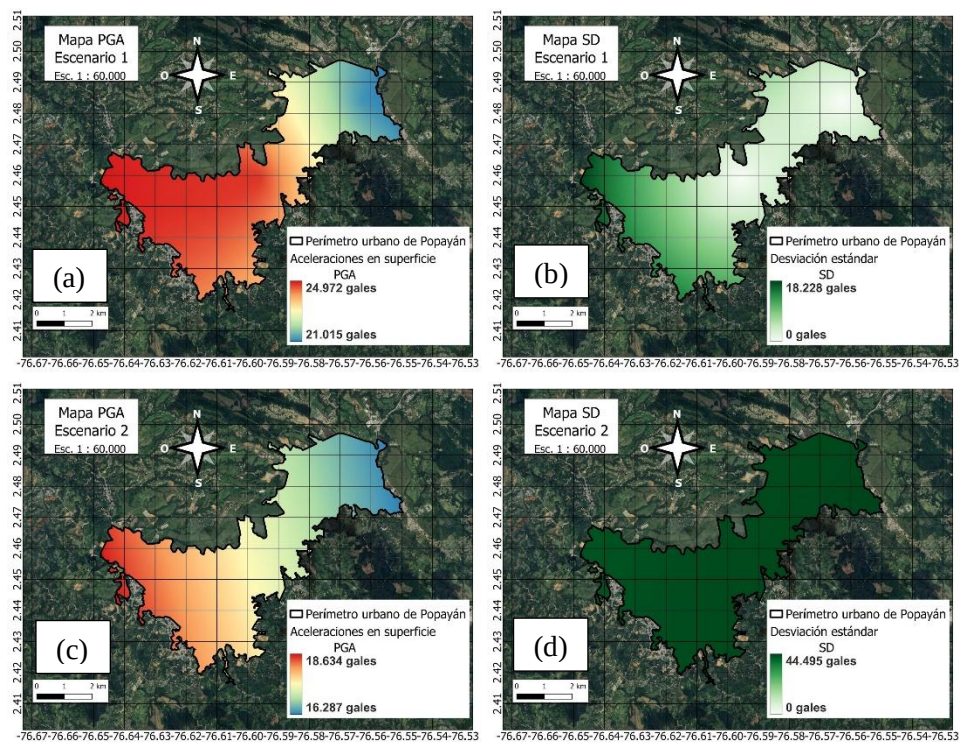


Fig. 3 – Mapa PGA horizontal (a y c) y desviación estándar (b y d). (a) y (b) Escenario 1, sismo de La Vega, Cauca-2012, (c) y (d) Escenario 2, sismo de Guaitarilla, Nariño-2013.

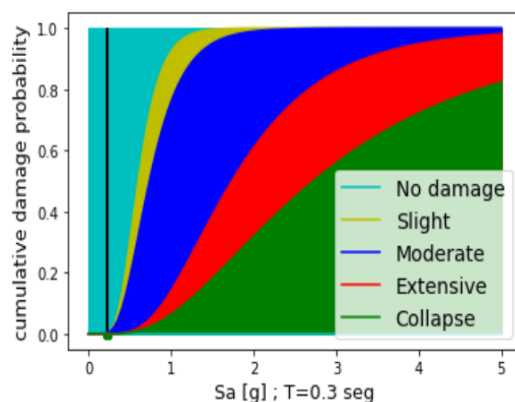


Fig. 4 – Ejemplo de determinación de probabilidades de daño de forma gráfica para el escenario 2.

Los escenarios tienen una magnitud considerable, aunque por sus características como su profundidad, localización, entre otras, los efectos de las ondas sísmicas se pueden reducir cuando llegan a la superficie terrestre.

4. Conclusiones

La metodología desarrollada es una forma rápida y simplificada de evaluar los posibles daños que pueden presentarse tras un evento sísmico, esta información puede contribuir a la gestión del riesgo y atención del desastre en la toma de decisiones para las entidades correspondientes al permitir realizar una primera estimación de la distribución de daños en construcciones de la zona [9]. Para el área de estudio se presentan daños importantes en los sismos de 1736, 1827, 1906, 1979 y 1983, sin embargo, estos eventos no cuentan con registros sísmicos debido a la época en que ocurrieron. Los escenarios seleccionados son los más relevantes para esta zona en las últimas 2 décadas, particularmente después del sismo de Guaitarilla-Nariño del 2013 varios municipios de los departamentos de Cauca, Valle del Cauca y Nariño se declararon en calamidad pública debido a los daños reportados por las personas afectadas de acuerdo con informes locales [10] sin embargo, en la zona urbana de Popayán no tuvo grandes efectos en las edificaciones. No obstante, para el escenario 1 al buscar informes oficiales de daños no se encontraron reportes para esta tipología en la zona de estudio, lo que es acorde con los resultados que se esperaban.

El parámetro de demanda de ingeniería en las funciones de fragilidad depende de la disponibilidad de registros de aceleraciones, para el escenario 1 hay 2 estaciones dentro de la ciudad y presentarán un menor error al estimar el PGA o la aceleración espectral en la zona de estudio, mientras que para el escenario 2 no hay ninguna estación con registros, lo que da cierta incertidumbre para los valores determinados. De acuerdo con la página del SGC, la ciudad cuenta con 4 estaciones acelerográficas activas y la Universidad de los Andes que realizó el estudio de microzonificación de la ciudad concluye la necesidad de una red de estaciones acelerográficas para ser empleada en estudios posteriores de riesgo, amenaza y vulnerabilidad de la ciudad [11].

Se realizó una caracterización general de estructuras a evaluar, y se concluye que es importante tener un modelo de exposición de edificaciones actualizado como el conformado por parte del SGC [3] para estudios posteriores que evalúen el riesgo y vulnerabilidad de las estructuras. Este estudio puede contribuir a nuevas investigaciones que exploren las temáticas abordadas, el SGC y la Universidad de los Andes han realizado estudios en los años recientes (2011-2020), y es de interés continuar con investigaciones relacionadas ya que durante la revisión de literatura se encontró información que debe actualizarse. Se recomienda considerar un tercer escenario

utilizando los registros del escenario 1 y realizar un escalamiento con respecto al espectro de diseño de la NSR-10. De esta forma se espera obtener resultados donde las estructuras presenten daños.

5. Agradecimientos

Agradecimientos al Ing. Civil Luis Ángel Moya Profesor de la Pontificia Universidad Católica de Perú (PUCP) por enseñarnos sobre este tema que implica una aplicación de los Sistemas de Información Geográfica a la rama de la Ingeniería Sísmica y la Universidad del Cauca por el apoyo dado para la realización de esta investigación.

6. Referencias

- [1] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, “Reglamento colombiano de construcción sismo resistente nsr-10,” 2010.
- [2] M. Arcila y otros, “Modelo nacional de amenaza sísmica para Colombia”. Servicio Geológico Colombiano, 2020. <https://doi.org/10.32685/9789585279469>.
- [3] H. Pérez y otros, “Evaluación del riesgo sísmico en la ciudad de Popayán,” 2020.
- [4] R. Aguiar y C. Bobadilla, “Curvas de fragilidad para estructuras de hormigón armado y comparación con hazus,” Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, vol. 6, no. 1, pp. 49–58, 2006.
- [5] M. Villar-Vega y otros, “Development of a fragility model for the residential building stock in South America,” Earthquake Spectra, vol. 33, no. 2, pp. 581–604, May 2017, <https://doi.org/10.1193/010716EQS005M>.
- [6] K. Porter, R. Kennedy, y R. Bachman, “Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering,” Earthquake Spectra, vol. 23, no. 2, pp. 471–489, 2007, <https://doi.org/10.1193/1.2720892>.
- [7] J. M. Velásquez, “Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante curvas de fragilidad analíticas,” 2006.
- [8] R. Moreno y J. M. Bairán, “Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico en edificios de concreto armado con losas reticulares,” 2010.
- [9] L. Moya y E. Mas, “Analysis of building damage mapping technique using seismic fragility functions: a case study of the 2016 Mw 7.0 Kumamoto earthquake,” 2016. [Online]. Available: <http://jutaku.homeskun.com/taishin/>
- [10] A. M. Sarabia y H. G. Cifuentes, “Análisis macrosísmico del sismo del 9 de febrero de 2013, al sur de Nariño,” Bogotá, May 2013.
- [11] Universidad de los Andes, “Microzonificación sísmica de Popayán,” 2012.

Cómo citar: J. A. Otero Velasco y D. M. Torres Ortiz, «Análisis del comportamiento sísmico de estructuras: Estudio de caso para Popayán – análisis de ciclo de vida y evaluación de desempeño», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 176-181. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Determinación de probabilidades de falla en armaduras planas usando OpenSees y códigos desarrollados para el cálculo de confiabilidad

Autores: Wilson Rodríguez Calderón ⁽¹⁾, Myriam Rocío Pallares Muñoz ⁽²⁾ Luis Enrique Maldonado de la Torre ⁽³⁾

¹ Profesor Titular. Escuela Superior de Administración Pública - ESAP. Calle 10 No. 5-92 centro, Neiva, Colombia.

² Profesor Titular. Universidad Surcolombiana. Avenida Pastrana Borrero - Carrera 1, Neiva, Colombia.

³ Estudiante. Universidad Nacional de Ingeniería. Av. Túpac Amaru 210, Rímac, Lima, 15333, Perú.

Resumen

Este artículo muestra el desarrollo e implementación de modelos numéricos y computacionales adaptados para el cálculo de probabilidades de falla e índices de confiabilidad en armaduras planas usando el programa de elementos finitos libre OpenSeesPy y códigos desarrollados para la implementación de métodos de cálculo de confiabilidad estructural usando el lenguaje de programación Python dentro de los modelos. Teniendo los códigos desarrollados se plantea un caso de una armadura estructural con variables aleatorias pertinentes como las áreas de las barras, el módulo elástico del material y las cargas aplicadas.

La metodología empleada parte del estudio del estado del conocimiento general de confiabilidad en estructuras, estudio sobre el modelado de estructuras en OpenSees, planteamiento de problema a modelar, desarrollo de códigos de cálculo de confiabilidad usando métodos FORM y Monte Carlo, implementación de modelos numéricos, análisis de resultados, verificación de resultados contra soluciones obtenidas usando el programa comercial ANSYS y desarrollos previos de soluciones en Matlab-Fortran y por último la determinación de conclusiones y recomendaciones.

Se obtienen conclusiones importantes respecto a los resultados de confiabilidad estructural hallados con los diferentes métodos abordados (Método de confiabilidad de primer orden – FORM, método de Monte Carlo Directo – MC y método Monte Carlo con muestreo por hipercubo latino – MCLH) y los costos computacionales en tiempo CPU, así como también la verificación de resultados mediante la comparación con soluciones previas obtenidas mediante modelos probabilísticos en el programa comercial ANSYS y también en Matlab-Fortran.

Palabras clave: Confiabilidad estructural, Probabilidad de falla, Simulación, FORM, Método Monte Carlo, OpenSees

Abstract

This paper shows the development and implementation of numerical and computational models adapted for the calculation of failure probabilities and reliability indices in flat reinforcement using the free finite element program OpenSeesPy and codes developed for the implementation of structural reliability calculation methods using the Python programming language within the models. Having the developed codes, a case of a structural reinforcement with relevant random variables such as the areas of the bars, the elastic modulus of the material and the applied loads is presented.

The methodology used starts from the study of the general state of knowledge of reliability in structures, study on the modeling of structures in OpenSees, approach of the problem to be modeled, development of reliability calculation codes using FORM and Monte Carlo methods, implementation

of numerical models, analysis of results, verification of results against solutions obtained using the commercial program ANSYS and previous developments of solutions in Matlab-Fortran and finally the determination of conclusions and recommendations.

Important conclusions are obtained regarding the structural reliability results found with the different methods approached (First Order Reliability Method - FORM, Direct Monte Carlo Method - MC and Monte Carlo Method with Latin Hypercube Sampling - MCLH) and the computational costs in CPU time, as well as the verification of results through the comparison with previous solutions obtained by means of probabilistic models in the commercial program ANSYS and also in Matlab-Fortran.

Keywords: Structural reliability, Failure Probability, Simulation, FORM, Monte Carlo Method, OpenSees

1. Introducción y planteamiento del problema

El problema elegido tiene como propósito avanzar rápidamente hacia estrategias computacionales de modelado de confiabilidad estructural donde se han estado explorando varias alternativas por parte de los autores y otros investigadores como son: la implementación de un solo código con módulos de cálculo de elementos finitos y de cálculo de confiabilidad usando software comercial como Ansys [1,2], el desarrollo separado de códigos programados en diferentes lenguajes para el análisis de elementos finitos y el cálculo de la confiabilidad estructural [3,4], labor que en la práctica no es sencilla por el enlace que debe realizarse entre los módulos de elementos y los de confiabilidad que pueden coincidir en el lenguaje de programación o no, y por último la implementación de un solo código con módulos de cálculo de elementos finitos y cálculo de confiabilidad usando software libre como OpenSees en su versión Python conocido como OpenSeesPy, en este caso los autores encuentran ventajas asociadas a la capacidad robusta y eficiente de cálculo de elementos finitos ya disponible en OpenSees y la posibilidad de agregar código de confiabilidad usando toda la sintaxis del lenguaje Python y sus librerías. Si bien se hace necesario el desarrollo de estrategias para la implementación de métodos de confiabilidad que se adapten al modelado numérico en OpenSees, la gran ventaja de disponer de un lenguaje de programación integrado como Python facilita la integración de nuevos códigos y estrategias que permitan incluir métodos de cálculo de confiabilidad clásicos o de simulación como el método de Monte Carlo y sus variantes.

El problema abordado fue planteado por Haldar-Mahadevan [5], es un referente mundial del cálculo de confiabilidad y ha tenido estudios previos por parte de los autores usando diferentes herramientas como ANSYS [4] y códigos de desarrollo propio en Matlab_Fortran [4], estos estudios se reportan aquí como referente de comparación frente a la nueva alternativa de uso de OpenSees en el problema de confiabilidad de armaduras planas. La Fig. 1 muestra la composición geométrica de la armadura, las cargas aplicadas y las condiciones de apoyo. La numeración elemental se encuentra señalada en círculos y la elemental en cuadrados.

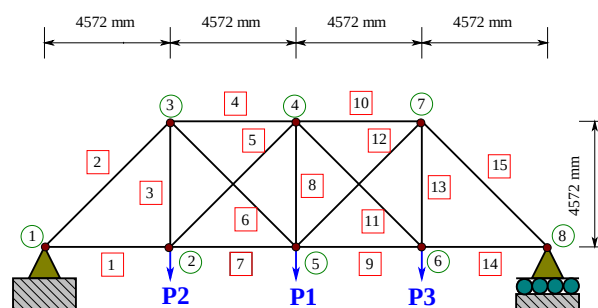


Fig. 3 – Armadura Plana: composición geométrica, cargas aplicadas y condiciones de apoyo.

La *Tabla 1* muestra la lista de variables aleatorias y sus características, la sigla CV significa coeficiente de variación de la variable aleatoria en cuestión. Para el análisis de confiabilidad estructural se usa la ecuación de estado límite de servicio formulada mediante la *Ec. 1*, se toma como flecha máxima en el punto medio de la armadura localizado en el nodo 5 el valor de 76.2 mm.

$$G(\mathbf{x}, \mathbf{u}, \mathbf{s}) = 1.0 - \frac{\delta}{\delta_{lim}} \quad (1)$$

Donde $\mathbf{x}$ corresponde al vector de variables aleatorias pertenecientes a la estructura (cargas, propiedades del material y geometría estructural) el vector $\mathbf{u}$ representa los desplazamientos implicados en la función de estado límite G , y el vector $\mathbf{s}$ está compuesto por las variables secundarias del problema implicadas en la función de estado límite G (tensiones, fuerzas internas, entre otras), δ es la deflexión vertical calculada en el nodo 5 y δ_{lim} es la flecha límite establecida. Para este caso particular, G es una función de $\mathbf{x}$ y $\mathbf{u}$ debido a la naturaleza de estado límite de servicio. La flecha límite de 76.2 mm elegida para el problema es igual a $L/240$ de la luz de la armadura, calculada como:

$$\delta_{lim} = \frac{4 * 4572}{240} = 76.2 \text{ mm} \quad (2)$$

Tabla 1 - Tabla de variables aleatorias y sus parámetros estadísticos característicos.

Variable	Unidad	Media	CV	Distribución
E	Mpa	199948.04	0.06	Lognormal
A1, A2, A3, A13, A14, A15	mm ²	1032	0.05	Lognormal
A4, A5, A6, A7, A8, A9, A10, A11, A12	mm ²	645	0.05	Lognormal
P1	N	266890	0.10	Lognormal
P2,P3	N	88960	0.10	Lognormal

2. Metodología implementada en el proyecto

La metodología empleada se detalla con el diagrama de flujo de la *Fig. 2*.

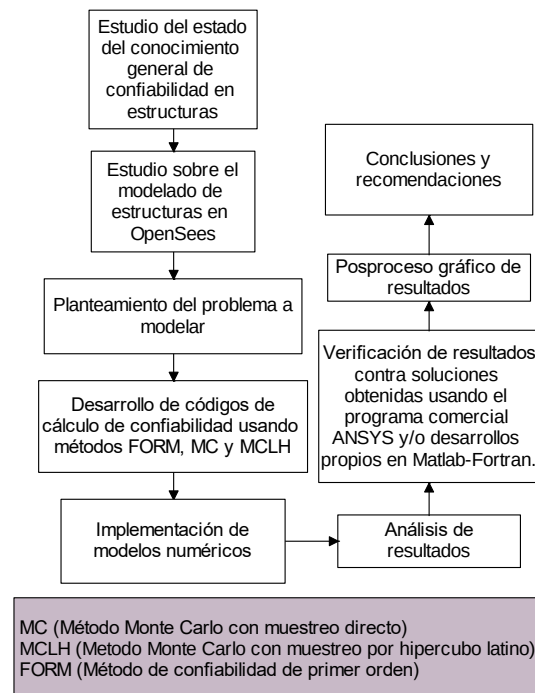


Fig. 2 – Diagrama de Flujo de la Metodología aplicada para el proyecto.

3. Resultados y análisis

Tomando los resultados obtenidos en investigaciones previas [4] donde se encontraron soluciones al problema de estudio usando herramientas desarrolladas en Matlab-Fortran y modelos implementados en ANSYS y su modulo PDS (Probabilistic Design System) es posible establecer comparativos con las soluciones halladas mediante los códigos implementados en OpenSeesPy, esto aprovechando las capacidades propias del lenguaje Python y sus librerías. La Fig. 3 muestra la numeración de nodos y elementos del modelo de la armadura implementada en OpenSees, así como también las condiciones de apoyo, esta gráfica se logra usando la librería de OpenSees llamada opsviz.

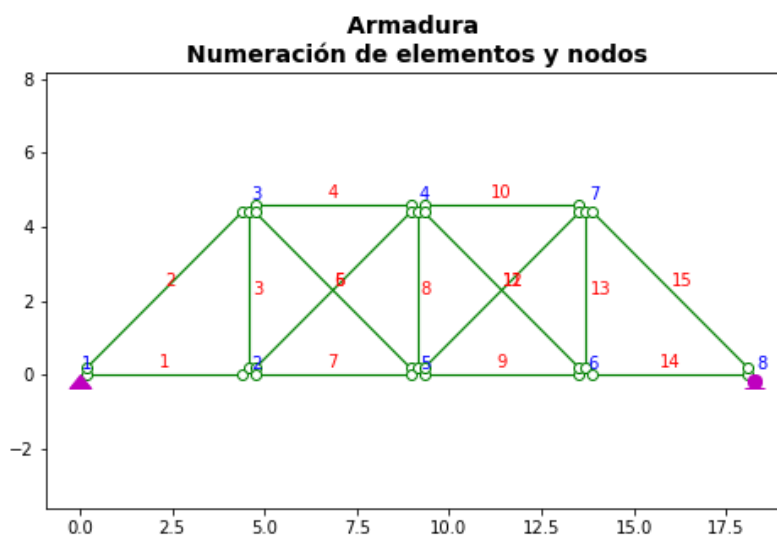


Fig. 3 – Armadura Plana: numeración de nodos, elementos y condiciones de apoyo implementadas en OpenSees.

En la *Tabla 2* se muestran los resultados obtenidos con las diferentes herramientas de implementación y los diferentes métodos de solución. El coeficiente de variación de la probabilidad de falla CV_{pf} es un indicativo del error cometido en el cálculo de la probabilidad de falla y su índice de confiabilidad asociado, es importante anotar que este tiene variaciones en su expresión cuando se trata del método Monte Carlo Directo (MC) o el Método Monte Carlo con muestreo por hipercubo latino (MCLH), por tanto estos son comparables entre los métodos que usan la misma técnica de muestreo. La sigla Sim significa Simulaciones y el paso en el método MCLH corresponde al tamaño del subconjunto de muestras que se generan determinado numero de veces hasta alcanzar el total de simulaciones.

Tabla 2 – Resultados obtenidos para los diferentes métodos y herramientas usadas (* Los resultados provienen de la referencia [4], donde se realizaron estudios previos con herramientas desarrolladas en Matlab-Fortran y modelos implementados en Ansys APDL)

Método	Herramienta de implementación de los modelos	Probabilidad de falla (pf)	Índice de confiabilidad (β)	CV_{pf} (%)	Tiempo de CPU (min)
FORM1 (HLRF)*	Matlab-Fortran	0.695860E-02	2.459	---	0.533
FORM2 (HLRF)	OpenSees-Python	0.695901E-02	2.459	---	0.001
MC1 (200000 sim)*	Matlab-Fortran	0.773500E-02	2.421	2.533	11.567
MC2 (200000 sim)*	Ansys APDL	0.725026E-02	2.445	2.617	440.500
MC3 (200000 sim)	OpenSees-Python	0.730000E-02	2.442	2.608	0.208
MC4 (1000000 sim)*	Matlab-Fortran	0.749100E-02	2.433	1.151	167.100
MC5 (1000000 sim)	OpenSees-Python	0.741500E-02	2.437	1.157	1.015
MCLH1 (Paso 10000) (sim 100000)*	Ansys APDL	0.746822E-02	2.434	3.646	299.317
MCLH2 (Paso 10000) (sim 100000)*	OpenSees-Python	0.752000E-02	2.431	3.633	0.024

En la *Tabla 1* hay que indicar que los cálculos realizados con las herramientas Matlab-Fortran y Ansys APDL fueron realizados en Workstation de 4 núcleos entre los años 2015 a 2018, y los de

OpenSees por ser los actuales se realizaron en WorkStation de 6 núcleos en 2024, sin embargo, no hay una diferencia significativa en la potencia de cálculo de estas máquinas. Los valores de índices de confiabilidad calculados con los diferentes métodos y herramientas son similares, no obstante, los valores más precisos corresponden a los calculados en MC4 y MC5, destacando que MC5 registra un tiempo de cálculo muy competitivo de apenas 1.015 minutos frente a 167.1 minutos de MC4, por otra parte los índices de confiabilidad calculados con el Método MCLH (MCLH1 Y MCLH2) son muy competitivos frente al MC (MC4 y MC5), dado que son valores de índice confiabilidad muy similares y apenas requirieron el 10% de las simulaciones que requieren los métodos MC, destacando que en el MCLH2 apenas se requirieron 0.024 min, es decir tiempos del orden de segundos. En general la herramienta OpenSees-Python muestra un camino muy prometedor para abordar problemas complejos de confiabilidad estructural con la ventaja de una gran eficiencia computacional que se demuestra en la diferencia de ordenes de magnitud en los tiempos encontrados. Los métodos FORM tienen como crítica general que no poseen evaluación del error y dado que provienen de la implementación de alguna forma de optimización, no se puede tener certeza sobre si el valor alcanzado para el índice de confiabilidad no corresponda a un mínimo local que puede estar lejos de la solución real. Los métodos FORM son muy competitivos en sus tiempos CPU y pueden ser usados como una primera aproximación para el cálculo del índice de confiabilidad.

En la Fig. 4 se muestran los resultados de índice de confiabilidad β calculados con cada uno de los métodos y herramientas listados en la Tabla 2. En las etiquetas del eje horizontal están los nombres de los métodos usados y los valores entre paréntesis indican la fracción en millones de simulaciones realizadas, como puede verse los métodos MC4 y MC5 registran los menores valores del coeficiente de variación indicando errores cercanos al 1%, también puede verse que bajo la misma cantidad de simulaciones los métodos registran índices de confiabilidad y coeficientes de variación de la probabilidad de falla similares, indicando una verificación del funcionamiento adecuado de los modelos desarrollados e implementados con las diferentes herramientas usadas. Los índices de confiabilidad encontrados en MC4, MC5, MCLH1 y MCLH2 son similares indicando que los métodos MCLH desarrollados e implementados en las herramientas correspondientes son muy competitivos al usar una cantidad razonablemente menor a los métodos MC, con la ventaja de tiempos muy pequeños registrados en la implementación de los modelos en OpenSees. Los métodos FORM no registran valor de coeficiente de variación, en razón a que no existe una definición para este en cualquiera de las variantes del método FORM.

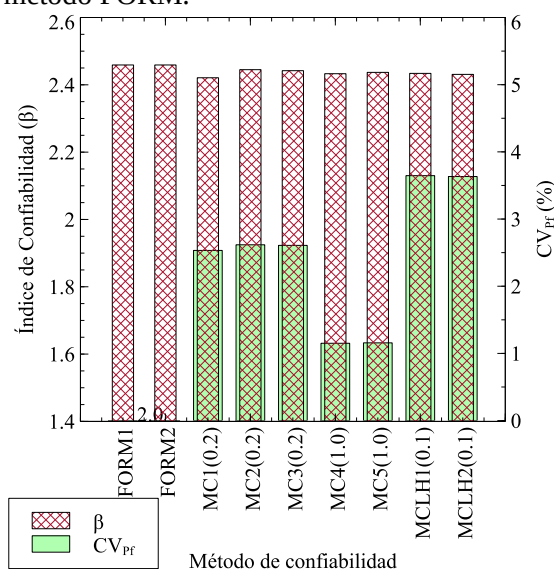


Fig. 2 – Diagrama de Flujo de la Metodología aplicada para el proyecto.

4. Conclusiones y recomendaciones

Respecto a los resultados de confiabilidad estructural obtenidos con los modelos implementados en OpenSeesPy, puede decirse que todos los métodos experimentados FORM, MC y MCLH se verificaron con resultados muy satisfactorios y con tiempos CPU muy competitivos que vislumbran un camino factible para desarrollar modelos más complejos en estructuras y geotecnia. En particular el método MCLH muestra superioridad en la calidad del muestreo y esto puede ser determinante en problemas que impliquen modelado no lineal, allí son importantes todos los ahorros que puedan hacerse en la cantidad de simulaciones a realizar.

El uso del lenguaje Python y sus librerías en OpenSeesPy es una gran ventaja por la posibilidad de tener un lenguaje que complementa las herramientas de modelado numérico en elementos finitos propias del OpenSees. En la experiencia de modelado de la investigación se destaca la posibilidad de parametrizar los modelos de OpenSees con lo cual se abre la posibilidad de automatización requerida para toda clase de algoritmos que requieran la repetición de gran cantidad de modelos numéricos parametrizados.

Se recomienda explorar otras variantes del método Monte Carlo y estrategias de reducción de la varianza como las variables antitéticas, entre otras, también el uso de los resultados del método FORM como primera aproximación para el cálculo de probabilidades de falla e índices de confiabilidad asociados.

5. Referencias

- [4] Rodríguez W, Awruch A M, Palomino J L, Gomes H M. Análisis de sensibilidades probabilísticas y de confiabilidad estructural en armaduras planas usando ANSYS. In: Useche J, editor. *Mecánica de Materiales V, Experimentación, Modelado Numérico y Teórico – Memorias SMEC 2018*. Cartagena: SMEC; 2018. p. 49-60.
- [5] Rodríguez W, Pallares M R, Pulecio J A. Análise de Sensibilidades Probabilísticas e Confiabilidade Estrutural em Treliças de Pontes Usando ANSYS (Métodos Monte Carlo e Superfície de resposta). In: ABECE-ABPE, editor. *Memorias CBPE 2021 XII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*. Rio de Janeiro: CBPE; 2021. p. 1-10.
- [6] Santana D L. *Dissertação (Mestrado): Confiabilidade estrutural de pórticos metálicos planos*. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil; 2016.
- [7] Rodríguez W, Awruch A M, Palomino J L, Gomes H M. Aplicação da análise da confiabilidade estrutural em treliças usando Ansys e ferramentas desenvolvidas em Matlab e Fortran. In: Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estructural, 2018, Lima. XXXVIII Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estructural, 2018. v. 38. p. 1-8.
- [8] Haldar A, Mahadevan S. *Reliability assessment using stochastic finite element analysis*. New York: John Wiley and Sons; 2000; 328p.

Cómo citar: W. Rodríguez Calderón, M. R. Pallares Muñoz, y L. E. Maldonado de la Torre, «Determinación de probabilidades de falla en armaduras planas usando OpenSees y códigos desarrollados para el cálculo de confiabilidad», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 182-187. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Estadio Atilio Paiva Olivera: modelos de comportamiento estructural

Autores: Juan José Fontana ⁽¹⁾, Karen Crosa ⁽¹⁾, Mariana Saura ⁽¹⁾, Gianella Mussio ⁽¹⁾, Laura Bozzo ⁽¹⁾, Marcia Ferreira ⁽¹⁾, Leticia Olivera ⁽¹⁾, Noelia Ramos ⁽¹⁾, Guillermo Zubeldía ⁽¹⁾

¹ Facultad de Arquitectura, Diseño y Urbanismo (FADU), Universidad de la República (Udelar). Bv. Artigas 1031, Montevideo, CP. 11300, Uruguay.

Resumen

El estadio Atilio Paiva Olivera, en Rivera, es uno de los principales centros deportivos de la región norte de Uruguay. A partir de un convenio con la Intendencia de Rivera se realizaron, entre otras actividades, siete modelos estructurales con el programa RFEM. De este modo, se obtuvo una aproximación numérica a las deformaciones, tensiones, cuantías y fisuraciones teóricas de algunos sectores representativos de la estructura: dos de la Tribuna Oficial inaugurada en 1966 y cinco de la ampliación finalizada en 1995 para la celebración de la Copa América.

Se compararon las tensiones de compresión de los modelos con las resistencias obtenidas en testigos extraídos de pórticos y losas. Las máximas tensiones de compresión observadas en los modelos de las tribunas nuevas resultaron menores a las resistencias a la compresión medidas en los ensayos de testigos. En la Tribuna Oficial, por el contrario, superaron la resistencia media obtenida. Se contrastaron las zonas que presentan los máximos anchos teóricos de fisuración, con el relevamiento de lesiones. No se encontró correlación, en general, entre las fisuraciones teóricas de los modelos y las relevadas. En todos los tramos estudiados, las deformaciones máximas se encuentran dentro de los límites recomendados por la normativa de referencia.

Palabras clave: hormigón armado expuesto, modelos informáticos, patologías estructurales, ensayos

Abstract

The Atilio Paiva Olivera stadium in Rivera is one of the main sports centers in the northern region of Uruguay. Based on an agreement with the Municipality of Rivera, among other activities, seven structural models were developed with RFEM software. Thus, a numerical approximation of the deformations, stresses, steel reinforcements and width cracking of some representative sectors of the structure were obtained: two of the Official Tribune inaugurated in 1966 and five of the extension completed in 1995 for the celebration of the America's football Cup. The compressive stresses of the models were compared with the resistances obtained in samples taken from porticos and slabs. The maximum compressive stresses observed in the models of the new tribunes were lower than the compressive strengths measured in the sample tests. In the Official Tribune, on the other hand, they exceeded the average resistance obtained. The areas with the maximum theoretical cracking widths were contrasted with the lesion survey. No correlation was found, in general, between the theoretical cracking of the models and those observed in the building. In all the sections studied, the maximum deformations are within the limits recommended by the reference standards.

Keywords: exposed reinforced concrete, computer modeling, structural pathologies, testing

1. Introducción

El Estadio Atilio Paiva Olivera se ubica en el Barrio Carmelo Sosa localizado al sur de la ciudad de Rivera. El asesoramiento realizado a partir de un convenio entre la FADU, Udelar y la Intendencia de Rivera tuvo como objetivo evaluar el estado actual de conservación del edificio, con particular atención en el desempeño estructural del bien. Particularmente, se buscó determinar las características y el estado actual de los componentes estructurales de hormigón armado visto, siguiendo metodologías establecidas en normas técnicas o procedimientos validados.

El edificio fue construido en dos etapas. En 1966 culminaron los trabajos para la construcción de la Tribuna Oficial, proyectada por los Arqs. Walter Domingo y Ney Leites, que transformaron el anterior campo de fútbol en un estadio. En 1994, con el fin de cumplir los requisitos para que Uruguay organizara la Copa América de 1995 y que Rivera se constituyera en sede, se inició la construcción de tres nuevas tribunas y la ampliación de la existente, a partir de un proyecto del estudio Daners y Asociados. Mediante esta intervención, el estadio triplicó su capacidad locativa y se incrementaron sus servicios. Las obras se ejecutaron en nueve meses, tiempo récord considerando las tecnologías de la época y los recursos disponibles en la ciudad. El estadio quedó así conformado por la Tribuna Oficial, construida en 1966 y ampliada en 1994, y por tres tribunas adicionales construidas ese mismo año: la Norte, Sur e Italia.

2. Metodología

Se implementó una metodología que combinó la recopilación y estudio de antecedentes del edificio con el análisis de datos provenientes de recaudos gráficos, inspección y registro, técnicas y ensayos experimentales, y la modelización y simulación digital del comportamiento estructural. Fueron seleccionados siete sectores de análisis, contemplando los diferentes sistemas estructurales empleados en los dos períodos de construcción de la obra. Entre otras actividades, se realizó un relevamiento detallado de las lesiones que afectan los componentes estructurales en dichos sectores, que fue registrado en gráficos. Fueron extraídos testigos con el fin de tener una aproximación a las características mecánicas de los materiales estructurales y se realizaron ensayos de dureza superficial. Por otra parte, a efectos de analizar y evaluar el funcionamiento teórico de la estructura, se modelaron los sectores seleccionados con el programa RFEM considerando la información recopilada del edificio –tanto gráfica como documental–, las mediciones realizadas in situ y los resultados de los ensayos. Particularmente, se observaron los valores de tensiones resultantes en las distintas piezas, las cuantías necesarias de acero, las deformaciones máximas y aquellas zonas en las que ocurren los máximos valores de fisuración teórica. Se contrastaron los resultados de los modelos teóricos con el relevamiento de lesiones, aportando al diagnóstico del edificio y a la identificación de los procesos degresivos que lo afectan. Finalmente, se recomendaron acciones de mantenimiento correctivo y preventivo de modo de contribuir a detener los procesos patológicos que fueron identificados y de prolongar la vida útil del bien.

3. Resultados obtenidos

3.1. Resultados de los ensayos de compresión en testigos

Se extrajeron 7 testigos cilíndricos del edificio, de 100 mm de diámetro y 200 mm de altura, que fueron ensayados a la compresión [1].

El valor promedio de resistencia a la compresión de aquellos extraídos de los pórticos de la Tribuna Oficial, de 16,03 MPa, resultó inferior a lo previsto en función de la edad y el uso de la estructura. No se encontraron datos sobre el mismo en los antecedentes gráficos y bibliográficos.

Los valores de dureza superficial obtenidos en los pórticos de todas las tribunas resultaron superiores a los de las gradas. En el caso de las Tribunas Norte, Sur e Italia, esta relación se corresponde con los valores de rotura a la compresión de probetas informados por la dirección de obra [2] así como también con los valores indicados en los planos del proyecto de estructura – 20 MPa de resistencia característica en las gradas y 30 MPa en los pórticos– y con los valores de resistencia obtenidos en los ensayos de testigos, expresados en la Tabla 1.

Tabla 1 – Resistencia a la compresión de testigos (MPa)

Testigo	Tribuna - tramo	Elemento	Resistencia a la compresión (MPa)
1	Oficial T03	Pórtico A13-A14	18,54
2	Oficial T03	Pórtico A13-A14	16,15
3	Oficial T04	Pórtico A29-A30	13,39
4	Oficial T02	Pórtico A01-A02	16,04
5	Italia TI3	Grada: viga P69-70 y P71-72	22,58
6	Italia TI3	Pórtico P77-78	46,12
7	Italia TI4	Pórtico P75'-76'	39,98

3.2. Relevamiento de lesiones

Las inspecciones oculares, realizadas entre octubre de 2022 y febrero de 2023, permitieron identificar las principales patologías y defectos constructivos presentes en el estadio: fisuras y grietas, craquelado, desprendimientos, armadura expuesta, manchas de corrosión, discontinuidad de encofrado, coqueras, eflorescencias, acumulación de agua, manchas negras, colonización vegetal, colonización animal y reparaciones impropias. En las Figuras 1 y 2 se muestran algunos de los gráficos desarrollados en las 71 láminas elaboradas.

3.3. Modelos de comportamiento estructural

Considerando los resultados obtenidos en los ensayos de testigos de la tribuna Oficial, se asignó un hormigón de calidad C12 a todos los elementos estructurales de dicha tribuna. Por otra parte, se asignó un hormigón de calidad C20 a las losas, losetas y viguetas prefabricadas de las gradas de las tribunas nuevas. A los otros elementos estructurales de dichas gradas, tales como vigas y pórticos, se les asignó un hormigón de calidad C30.

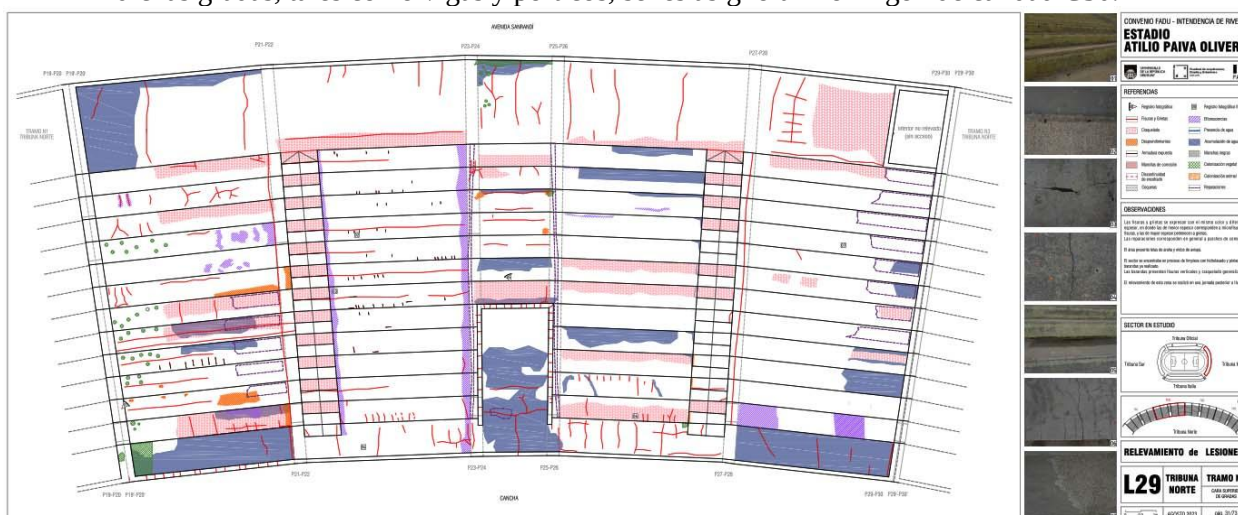


Fig. 1 – Relevamiento de lesiones en la cara superior de las gradas del Tramo 02 de la Tribuna Norte



Fig. 2 – Relevamiento de lesiones en el pórtico P97-98 del Tramo 06 de la Tribuna Italia

Los casos de carga considerados fueron: peso propio, cargas muertas, sobrecarga de uso y viento. Se consideró una sobrecarga de uso de $6,25 \text{ KN/m}^2$ actuando sobre las losas de las gradas de las tribunas, correspondiente a la categoría C5 (zonas de congregación de público) y una sobrecarga de uso de $5,00 \text{ KN/m}^2$ actuando sobre las losas en zonas de entrada, salida y congregación de público, correspondiente a la categoría C3 de la norma UNE-EN 1991-1-1:2019 [3]. Se consideró, asimismo, una sobrecarga horizontal de $1,0 \text{ KN/m}$ actuando en los bordes superiores de las barandas de hormigón armado. Para la combinación de las acciones se siguieron las reglas definidas en la norma UNE-EN 1990:2019 [4]. El cálculo estructural de los estados límite últimos y de servicio fue realizado siguiendo los procedimientos del Eurocódigo 2 [5]. Se observó que la carga de viento no conduce a situaciones críticas en la estructura.

En la Figura 3 se observan los sectores modelizados y en las Figuras 4 a 6, algunos de los resultados obtenidos.

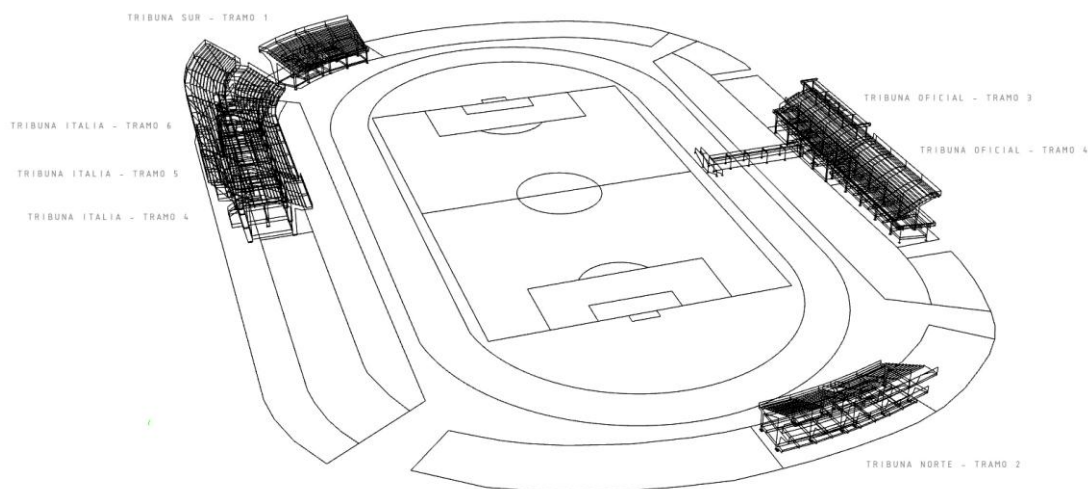


Fig. 3 – Sectores modelizados del estadio

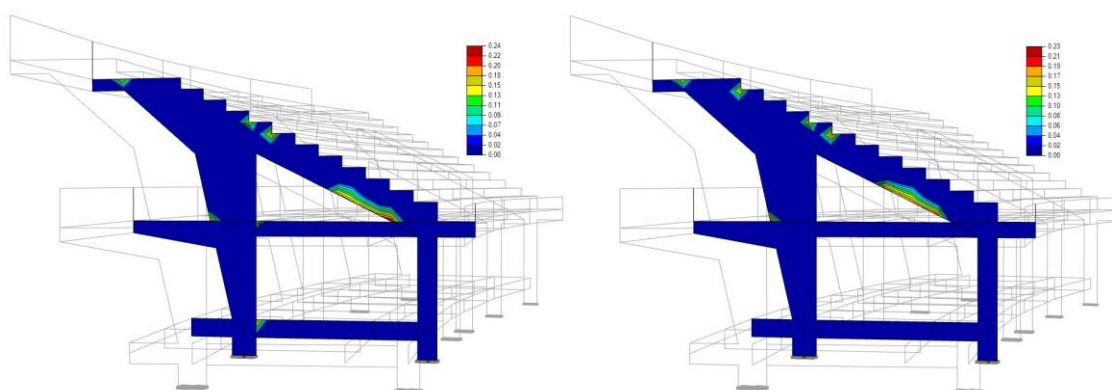


Fig.4 – Diagramas de anchos de fisuración (mm) en ambas caras de los pórticos intermedios más cargados del Sector 2 de la Tribuna Norte, para la combinación de cargas determinante en ELU/ELS

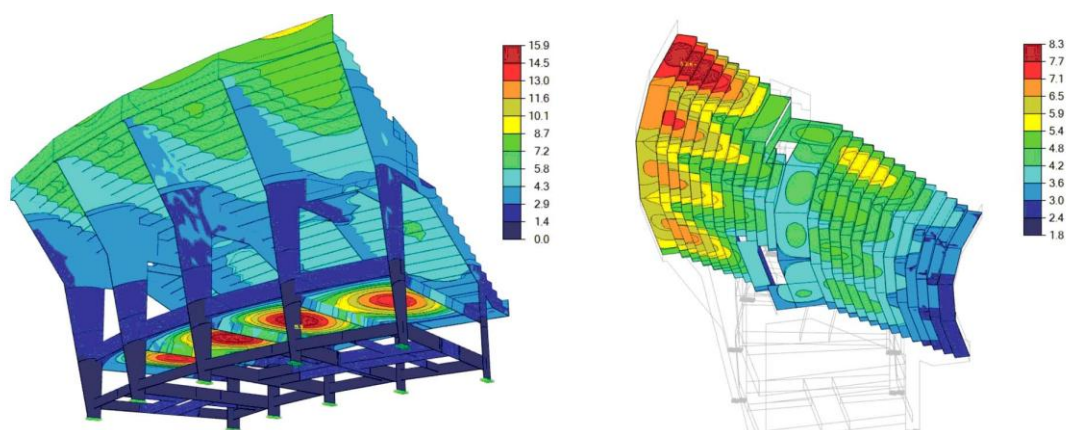


Fig. 5 – Deformaciones globales iniciales (mm) del Sector 6 de la Tribuna Italia, para Estados límite de Servicio en combinación característica de resultados

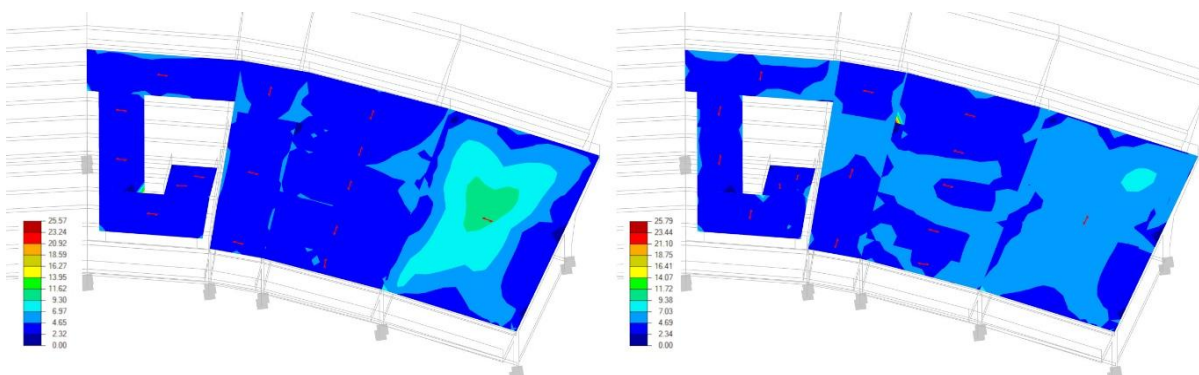


Fig.6 – Diagramas de armadura necesaria para la cara inferior (en cm^2) de las losas sobre planta baja en el Tramo 1 de la Tribuna Sur, para la combinación de cargas determinante en ELU/ELS. A: A la izquierda: armadura longitudinal. A la derecha: armadura transversal.

4. Conclusiones

Las máximas tensiones de compresión en los tramos estudiados de las Tribunas Norte, Sur e Italia alcanzan los $1,64 \text{ KN/cm}^2$ en las gradas y los $1,99 \text{ KN/cm}^2$ en los pórticos, valores

que resultan menores a la resistencia a la compresión considerada en los modelos. Situación diferente se registra en la Tribuna Oficial, donde las máximas tensiones de compresión alcanzan los $2,44 \text{ KN/cm}^2$ en los pórticos, valor que supera la resistencia media obtenida en los ensayos de los testigos. En dichas zonas, no se detectaron lesiones específicas. Se recomienda un monitoreo continuo de las mismas.

En todos los tramos estudiados, por otra parte, las deformaciones máximas y fisuraciones teóricas se encuentran dentro de los límites admisibles de acuerdo a la normativa de referencia [2], aún considerando un hormigón de calidad C12 para la Tribuna Oficial.

Para algunas losas ubicadas a nivel de la cubierta de los locales de planta baja de las tribunas Norte, Sur e Italia que, según el modelo, presentaban deformaciones y anchos de fisuración significativos, se realizó un análisis complementario. La armadura superior del proyecto resultó, en algunas zonas, menor a la recomendada por los modelos. Si bien creemos que esto no supone un riesgo para la estabilidad de dichas losas, consideramos que sí condiciona su uso. Se recomienda, en las losas de mayores dimensiones de estas zonas, limitar la sobrecarga de uso a $2,0 \text{ KN/m}^2$ y no incrementar la permanente.

Con respecto al análisis comparativo entre las zonas que presentan los mayores anchos de fisuración en los modelos y las fisuras observadas in situ, no se ha encontrado una correspondencia que permita relacionar las causas de las mismas con el desempeño estructural. Los craquelados podrían tener relación con las altas temperaturas durante la ejecución y puesta en obra del material, sumado al tamaño y forma de los elementos y a otros aspectos como la dosificación, la cantidad de cemento, la relación agua-cemento, la granulometría de los agregados, el curado, etc.

El estudio realizado permite afirmar que no se han encontrado evidencias de riesgos frente a la seguridad estructural en las condiciones de uso previstas y controladas. Sin embargo, la presencia de algunas lesiones tales como grietas, fisuras, y acero expuesto, advierte sobre procesos patológicos que inciden directamente en la durabilidad y que podrían comprometer la seguridad estructural a mediano y largo plazo.

5. Agradecimientos

Se agradece a la Intendencia de Rivera por su colaboración en las actividades desarrolladas.

6. Referencias

- [1] Instituto Uruguayo de Normas Técnicas. Ensayos de hormigón - Parte 6: Muestreo, preparación y ensayo de testigos de hormigón. (UNIT-ISO 1920-6:2019).
- [2] Lima E. Control de calidad del hormigón estructural en el Estadio Municipal de Rivera. *Actas de las XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*. Tucumán, 1995. p.340.
- [3] Asociación Española de Normalización. Eurocódigo 1. Acciones en estructuras. Parte 1-1:Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios. (UNE-EN 1991-1-1:2019).
- [4] Asociación Española de Normalización. Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras (UNE-EN 1990:2019).
- [5] Asociación Española de Normalización. Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-2. Reglas generales y reglas para edificación. (UNE-EN 1992-1-1: 2013).

Cómo citar: J. J. Fontana *et al.*, «Estadio Atilio Paiva Olivera: modelos de comportamiento estructural», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 188-193. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

¿Cómo nos afecta las conexiones atornilladas la especificación AISC 360-22?

Autora: Zulma Stella Pardo Vargas ⁽¹⁾

¹ Catedrática, Universidad Distrital Francisco José de Caldas. Calle 68D Bis A Sur # 49F – 70, Bogotá, 111611, Colombia.

Resumen

Se presentan los principales cambios y limitaciones de los tornillos en la especificación AISC 360-22. Se presentan limitaciones para el método de apriete del medio giro de la tuerca. Al final se concluye y se recomiendan aspectos importantes para diseñadores y constructores.

Palabras clave: tornillos, AISC 360-22, conexiones atornilladas, métodos de apriete, estructuras metálicas

Abstract

The author presents the relevant aspect about structural bolts in standard specification AISC 360-22. It is explained the different groups for strength with limitations. These limitations are about the position of bolted connection or upon the external treatment of the bolt. For snug tightening are presented limitations too and finally, the author presents conclusions and recommendations for structural designers and builders.

Keywords: bolts, AISC 360-22, bolted connections, snug tightening, steel structures

1. Introducción

Hace unos años las provisiones AISC sólo clasificaban los tornillos de acuerdo a su nomenclatura ASTM, posteriormente [1], aparecieron los grupos y fue así como por más de una década se estuvo trabajando con esta clasificación [2] [3]. A partir de 2022, [4], la nomenclatura se basa en la resistencia a la tensión en Ksi, los grupos ya no se denominan con letras sino con números totalmente relacionables con la capacidad de los pernos estructurales. Debe tenerse en cuenta que el Royal Council of Steel Connections, RCSC, va un poco más adelante que las provisiones AISC y el documento [5], todavía no se incorpora totalmente al AISC.

En el presente artículo, se presentan algunas limitaciones con los tornillos estructurales de la especificación AISC más reciente [4], para que los ingenieros diseñadores y constructores lo tengan en cuenta en sus proyectos.

2. Sobre los tornillos estructurales de la especificación AISC 360-22

2.1. Grupo 120

Este grupo abarca los tornillos ASTM F3125 Gr 325, son los de más amplio uso, porque pueden ser galvanizados en caliente y su resistencia no experimenta cambios. Son de fácil consecución. Existen de tipo 1 y 3, el primero corresponde a aceros convencionales y los segundos a aceros auto oxidantes o patinables. En la Tabla 1 se resume sus características mecánicas.

Tabla 1 – Características mecánicas Grupo 120 [6]

Grado	Esfuerzo a tensión (MPa)	Tipo	Cabeza
A325	Mínimo 830	1 o 3	Hexagonal

Dentro de este grupo también se encuentran los pernos ASTM F3125 Gr 1852, que corresponden a tornillos de cabeza de tensión controlada (=TC). Los anclajes ASTM A324 Gr BC, también, están dentro de este grupo, estos se pueden encontrar negros, cincados y galvanizados.

2.2. Grupo 144

Este grupo es totalmente nuevo en las especificaciones [4], es un sistema patentado, donde el perno tiene cabeza de tensión controlada y el borde exterior no se rompe como en otras aplicaciones. El apriete se hace en dos etapas, a diferencia de los otros grupos donde todo el apriete se hace en una sola fase. Se fabrican en tipo 1 y 3. La principal desventaja sobre otros grupos es que su difusión no ha sido amplia, por lo tanto, no llega a todos los países y se deben hacer importaciones especiales, aunque la resistencia es mayor y la cantidad de tornillos disminuye en un diseño, la disponibilidad es importante tenerla en cuenta si el proyecto es de construcción inmediata, una vez se termine el diseño estructural. En la Tabla 2, se presentan las características mecánicas de estos tornillos:

Tabla 2 – Características mecánicas Grupo 144 [6]

Grupo	Esfuerzo a tensión (MPa)	Tipo	Cabeza
144	Mínimo 1008	1 o 3	Redonda, TC

2.3. Grupo 150

En este grupo se encuentran los tornillos F3125 Gr A490, disponibles en tipo 1 y 3. El principal problema de esta referencia de tornillos que no deben galvanizarse en caliente porque no existen suficientes investigaciones sobre la pérdida de resistencia debido a este tratamiento. Por esta razón, debe realizarse tratamientos en frío como el mecanizado, el galvanizado en frío o usarlo en negro. Lo anterior, representa una desventaja si la conexión o la estructura se encuentra en un sitio con ambientes agresivos, altamente corrosivos, contaminados. Se pierde las ventajas de reducción del número de tornillos por conexión por mayor resistencia, si se requiriera galvanizar en caliente. En la Tabla 3, se presentan las propiedades:

Tabla 3– Características mecánicas Grupo 150 [6]

Grupo	Esfuerzo a tensión (MPa)	Tipo	Cabeza
150	Mínimo 1040	1 o 3	Hexagonal

En este mismo grupo se encuentran los ASTM F3125 Gr 2280, que corresponden a los tornillos de tensión controlada. La Tabla 4, presenta sus características:

Tabla 4– Características mecánicas Grupo 150 [6]

Grupo	Esfuerzo a tensión (MPa)	Tipo	Cabeza
150	Mínimo 1050	1 o 3	De tensión controlada (=TC)

Los anclajes ASTM A354 Gr BD, también se encuentran dentro de este grupo y se pueden encontrar negros, cincados o galvanizados

2.4. Grupo 200

Dentro de este grupo se encuentran los tornillos ASTM F3043 y ASTM F3111, los cuales se han usado en Japón desde el año 2000.

Para alcanzar la alta resistencia que poseen, son sometidos a tratamientos en caliente, pero esta situación genera que experimenten fragilidad o debilitamiento por hidrógeno con la correspondiente pérdida de resistencia, por esta razón se ha limitado su uso. Se fabrican de dos tipos que también se denominan grupos, existe grupo 1 y grupo 2. Los primeros se emplean en conexiones con apriete normal de acuerdo al título J de [4], los segundos se emplean en conexiones de deslizamiento crítico donde se especifican aprietes diferentes o en dos etapas para la conexión.

Para el grupo 2, de acuerdo a [7], no deben ser empleados en los siguientes casos:

- Exteriores sin cubierta
- Ambientes altamente corrosivos por gases, humos o químicos.
- Ambientes químicamente severos de industrias.
- Ambientes con alta condensación o humedad
- Ambientes marinos.
- Ambientes protegidos catódicamente en el cual el sistema de estructural en acero sean el ánodo de sacrificio.

En la Tabla 5, se presenta la resistencia de este grupo.

Tabla 5– Características mecánicas Grupo 200 [6]

Grupo	Esfuerzo a tensión (MPa)
200	Mínimo 1400

3. Sobre los aprietes

3.1. Según AISC 360-22

Permite varios métodos de apriete entre los que se encuentran el medio giro de la tuerca (“snug tight”), método de la llave calibrada (“calibrated wrench”), método con indicadores de tensión (=Direcct Tension Indicator), método con tornillos de cabeza de tensión

controlada (“twist off tensión control bolt”), método combinado de pretensionamiento, este último consiste en aplicar dos tensionamientos para ajustar cada tornillo.

Los métodos tienen más o menos porcentaje de error como todo procedimiento sin embargo se debe llamar la atención a los diseñadores el menos exacto de todos es el método de medio giro de la tuerca, que no ha desaparecido porque aún existen lugares donde no hay disponibilidad de herramientas de última generación, para hacer otro tipo de apriete en la Fig. 1, se presenta una adaptación de los estudios con tornillos de diámetro 7/8” empleando el método de medio giro de la tuerca de [8].

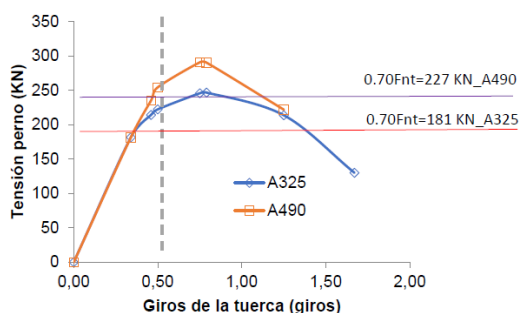


Fig. 4 – Adaptación gráfica investigación de [8], por Ing. Zulma S. Pardo V.

La Fig. 1, permite visualizar que el método de medio giro de la tuerca excede la tensión mínima especificada para tornillos A325 y para tornillos A490, no se alcanza la tensión mínima especificada en el título J del AISC, por lo tanto, en el primer caso, siempre y cuando no se exceda la tensión máxima del tornillo, la conexión quedaría bien ajustada, sin embargo, para el segundo caso las conexiones quedarían del lado inseguro con un apriete menor al mínimo especificado. Por esta razón este método no debería ser usado como primera alternativa en una construcción metálica.

En la Fig. 2., se presenta una adaptación de los estudios hechos por [9], donde se puede analizar la ductilidad de tornillos de amplio uso A490 (=Gr 150), A325 (=Gr120), respecto a los introducidos en las especificaciones de 2022, F3043 (=Gr 200). De la gráfica se deduce que los del Gr 150 son los más frágiles y que disipan menos energía, mientras que los del Gr 200 son los más dúctiles y que disipan mayor energía. Siendo los del Gr 120, los intermedios entre los dos, aunque sean los de menor resistencia de los tres.

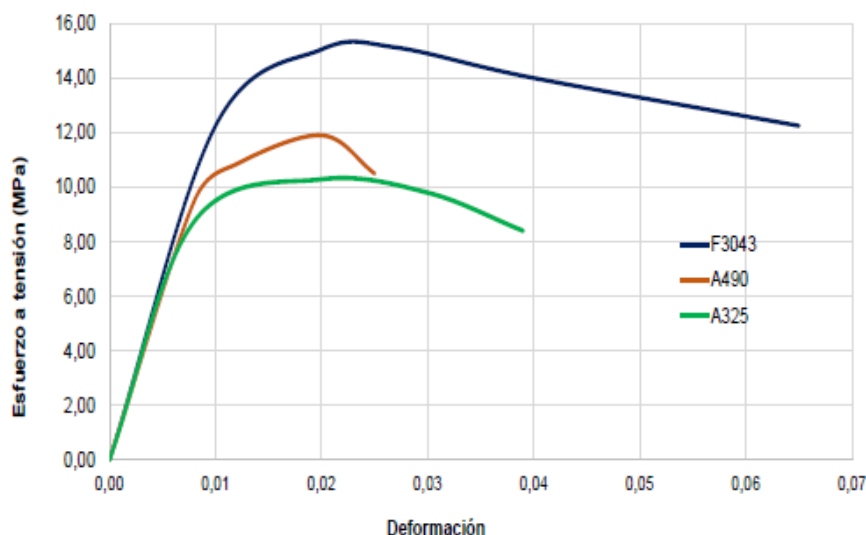


Fig. 2 – Adaptación gráfica investigación de [9], por Ing. Zulma S. Pardo V.

4. Conclusiones

El presente artículo pretende llamar la atención de diseñadores y constructores sobre la selección de la tornillería y los aprietes para conexiones atornilladas según el estándar AISC 360-22.

Se recomienda no sólo ver el tornillo como una resistencia y que con más resistencia se obtendrá un diseño más económico. Se debe verificar la disponibilidad de los pernos en el mercado, las herramientas para el apriete y que no tengan contraindicaciones en algunos sectores de la estructura como los tornillos del grupo 200.

En caso de requerir galvanización los conectores deberán consultarse los documentos [5] o las normas ASTM, sobre los procedimientos que permitan garantizar la resistencia a lo largo de la vida útil de la estructura.

Métodos de apriete como el medio giro de la tuerca deberán ser especificados en casos donde un método más preciso no sea posible realizarlo por la inexactitud que el método genera.

5. Agradecimientos

Este estudio fue financiado por ZJ Ingenieros Estructurales SAS y el resultado es un libro [6], publicado en Abril de 2024, en este artículo se presentan algunos temas relevantes de los tornillos.

6. Referencias

- [1] AISC, AISC 360-05_Specification for structural steel buildings, Chicago: American Institute of Steel Construction, 2005.
- [2] AISC, AISC 360-10_Specification for structural steel buildings, Chicago: American Institute of Steel Construction, 2010.
- [3] AISC, AISC 360-16_Specification for structural steel buildings, Chicago: American Institute of Steel Construction, 2016.
- [4] AISC, AISC 360-22_Specification for structural steel buildings, Chicago: American Institute of Steel Construction, 2022.

- [5] RCSC, Specification for structural joints using high strength bolts, Chicago, 2020.
- [6] Z. Pardo, Pernos y soldaduras estructurales. Según AISC 360-22, RCSC-20 y ASTM, Bogotá: Zulma S Pardo V, 2024.
- [7] R. Chander, «Building Bulletin 2017-010 OTCR,» NYC Building , NY, 2017.
- [8] G. Kulak, J. Fisher y H. Struik, Guide to design criteria for bolted and riveted joints, Wiley, 1987.
- [9] M. Wood, C. Galitz, R. Shaw y M. Eatherton, «Pretensioning procedures for ASTM F3043 twist off type tension control bolt assemblies,» *Journal of constructional steel research*, vol. 155, pp. 385-394, 2019.

Cómo citar: Z. S. Pardo Vargas, «¿Cómo nos afecta las conexiones atornilladas la especificación AISC 360-22?», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 194-199. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

ÁREA TEMÁTICA: Proyectos y Construcción de Estructuras

Uso del modelado BIM en la planificación y ejecución del área estructural en proyectos de construcción en Bucaramanga

Autores: Homer Armando Buelvas Moya ⁽¹⁾, Jeysson Camilo Pinzón Castillo ⁽¹⁾

¹ Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, 680001, Colombia.

Resumen

El modelado Building Information Modelling BIM es un componente utilizado en el trabajo colaborativo de proyectos que anexa información al modelado convencional 3D para la gestión de la construcción, con el fin de crear un entorno digital con datos de las actividades necesarias para realizar la ejecución por parte del contratista y posterior seguimiento por parte de todos los interesados en el proyecto. Por medio de esta investigación se muestra las actividades ejecutadas en la práctica académica revisando los componentes básicos de estructura objeto de modelado y resultados de la actividad profesional como ingeniero coordinador de proyectos de construcción para el uso del modelado BIM de muros de contención, cerramientos y estructuras aisladas en concreto reforzado de proyectos de construcción en la Ciudad de Bucaramanga, realizando una revisión bibliográfica sobre la gestión de la información en modelos BIM en el área estructural, anexando los datos recopilados en campo sobre la incidencia de construir un modelo estructural que pueda ser controlado durante la ejecución para realizar pedidos de materiales y cortes de obra, logrando evidenciar que el manejo de la información de manera ordenada con programas de modelado BIM se permite una mejora en la ejecución del proyecto en las fases de estructuras; permitiendo además plantear solución a interferencias en la construcción de elementos, cuantificar y verificar cantidades de ítems y materiales, y proponer cambios en los procesos constructivos del proyecto antes de que estos inicien.

Palabras clave: *Modelado BIM, Gestión, Planificación, Control, Interferencias, Cuantificar, Procesos constructivos.*

Abstract

The use of Building Information Modelling (BIM) is an essential component in collaborative project work, as it adds information to conventional 3D modeling for construction management. Its purpose is to create a digital environment with data on the necessary activities for execution by the contractor and subsequent tracking by all project stakeholders. This research showcases the activities undertaken in professional practice as a construction project coordinator, specifically focusing on the use of BIM modeling for retaining walls, enclosures, and isolated structures in construction projects in the City of Bucaramanga. The study includes a literature review on information management in BIM models within the structural area, as well as field data collection on the impact of constructing a structural model that can be controlled during execution for material orders and work cuts. The research demonstrates that organized information management through modeling programs leads to improvements in project execution during the structural phases and later management. Additionally, it allows for proposing solutions to construction interferences, quantifying and verifying construction item and material quantities, and suggesting changes to project construction processes before it starts.

Keywords: *BIM Modeling, Management, Planning, Control, Interferences, Quantifying, Construction processes.*

Cómo citar: H. A. Buelvas Moya y J. C. Pinzón Castillo, «Uso del modelado BIM en la planificación y ejecución del área estructural en proyectos de construcción en Bucaramanga», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia:

Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 200-208. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

1. Introducción

Los proyectos de construcción tienen un componente único debido a que funcionan como componente generador de negocios y permiten suplir las necesidades o demandas humanas particulares y generales. Como resultado, la gestión de proyectos de obra directamente afecta el desarrollo estable de factores socioeconómicos en la economía nacional (Phong Thanh Nguyen et al, 2018). En Colombia, el sector de la construcción representa el 55% de los sectores de producción, que generan el 61,2% del valor total de inversión del país, a través de la compra de insumos, y representa el 4.3% del producto interno bruto del país, por lo que una mejor logística puede ayudar a profundizar la gestión de la construcción en zonas alejadas y de nuevo desarrollo. Además, la mejor provisión de bienes públicos y vivienda mejora las condiciones de vida de los colombianos (BBVA Research, 2024), es por esto que se deben crear esfuerzos comunes para utilizar nuevas metodologías de gestión de la construcción como la reciente aplicación de BIM mediante la Estrategia Nacional BIM 2020-2026 de la Cámara de Comercio de la Construcción CAMACOL y el Fondo Nacional de desarrollo.

Las herramientas de modelado de información de la construcción como las utilizadas por la metodología de Building Information Modelling BIM se han implementado de manera progresiva en varios países del mundo debido a su gran rango de aplicación desde diseño de edificios hasta la supervisión de proyectos, generando beneficios significativos en eficiencia y calidad de los resultados y permitiendo entre otras variables, revisar las interferencias interdisciplinarias de construcción y llevar un seguimiento del proyecto constructivo (Eastman, 20018). BIM permite el uso de modelos 3D para gestionar la información del proyecto, mejorar la coordinación entre equipos, y mejorar la calidad de los resultados de la construcción. Así, BIM se ha vuelto muy popular en la industria de la construcción, especialmente en proyectos complejos y con plazos ajustados (Satriawansyah et al, 2024).

La etapa de diseño estructural es una de las más críticas en la planificación de los proyectos de edificaciones de concreto reforzado debido al contenido técnico que se busca generar en planos y modelos 2D. En la planificación de BIM puede componerse de la formación de un anteproyecto que incluye documentación y modelos 3D productos de diseños básicos o detallados. El proceso de modelado 3D que contiene información paramétrica y con datos de localización, color, forma, dimensiones y materiales de elementos de modelado se puede considerar como un modelado BIM de acuerdo con los criterios de contenido establecidos por un estándar o por una iniciativa BIM como la liderada por Camacol en la estrategia Nacional 2020-2026 conocido como el BIM KIT (2020). En este documento explora inicialmente los resultados iniciales de una práctica pedagógica en la asignatura de diseño de estructuras de hormigón que integraba sesiones de modelado 3D con el fin de formular un proceso de conocimientos necesarios para el uso de tecnologías de modelado BIM. Concentrados en una estructura tipo pórtico y otros elementos de diseño como muros y obras complementaria, se incorporan los conceptos adquiridos de Diseño de estructuras y las herramientas digitales para afianzar el uso de herramientas BIM para el modelado de elementos que contengan información necesaria para el proyecto y generar bases para adquirir competencias relacionadas con la presentación de modelos digitales, evaluación de interferencias, entre otras.

Al integrar los conceptos técnicos de diseño y las competencias en el área de modelado 3D, es posible notar un avance en la creación del producto final. El ingeniero puede tener una visión integral del proyecto que está diseñando, evitando en gran medida una posible falta de detalles y especificaciones, permitiendo identificar y suministrar más información en el resultado final (planos y modelos 3D). Posteriormente, los profesionales de la construcción que usan BIM pueden crear o modificar los modelos BIM detallados y precisos de proyectos de construcción, permitiéndoles predecir, anticipar y solucionar problemas que puedan ocurrir durante construcción. La metodología BIM puede ayudar a reducir los costos y tiempos de construcción, así como mejorando la calidad de los resultados de la construcción. BIM también permite una mejor coordinación entre equipos, incluidos arquitectos, ingenieros, contratistas y otros (Satriawansyah et al, 2024.). En este documento se plantean las ventajas de utilizar modelos BIM para aumentar el conocimiento y seguimiento de un componente de construcción como un sistema de mampostería confinada con vigas y columnas de concreto, así como un muro de concreto reforzado, sin desestimar las áreas de diseño pero aprovechando las ventajas del modelado en la gestión técnica, administrativa y de compras de un proyecto de construcción.

2. Marco de Referencia

2.1. Marco Teórico

BIM: Building Information Modeling (Modelado de la información de construcción) es una metodología de trabajo colaborativo para la creación, ejecución y seguimiento de proyectos, que basado en un proyecto de construcción permite evidenciar la evolución de los sistemas de diseño tradicionales basados en el plano, donde se incorpora información geométrica (3D), de tiempos (4D), de costos (5D), de variables ambientales (6D), de mantenimiento (7D), entre otras (BIM KIT, 2020).

Estrategia Nacional BIM: La adopción de la metodología BIM pretende impulsar la transformación digital, y el documento de estrategia establece como visión nacional la “Transformación digital del sector de la construcción para un mejor uso de los recursos disponibles y una mayor productividad”. Esta estrategia es la base de toda la industria (Público, Privado y Academia), para avanzar en la transformación digital del sector de la construcción y la infraestructura. Se generará gradualmente una demanda de servicios relacionados con BIM por parte del sector público. La implementación gradual de esta transformación digital es una parte fundamental de esta estrategia, ya que asegurará la creación exitosa de procesos que han sido probados a nivel regional y nacional. Tales normas y procesos están siempre en constante evolución, adaptándose a las nuevas tecnologías y a los niveles de capacidad y madurez de nuestro país (Estrategia Nacional BIM 202-2026, 2020).

2.2. Marco Conceptual

Modelado 2D: Hace referencia al dibujo y la idealización de componentes físicos de un dibujo en dos dimensiones. En el caso de la estructura, componentes básicos que se encuentran en un mismo plano con características de área (Autodesk, 2024).

Modelado 3D: En un proceso de dibujo e idealización 3D donde se vincula una tercera dimensión (la profundidad o altura), para permitir una visualización completa de los componentes básicos. En el caso de la estructura, incluye los elementos básicos con

características volumétricas donde se puede dibujar la longitud y se sección transversal (Autodesk, 2024).

Elementos de modelado: Son aquellos gráficos que representan elementos físicos de un modelo 3D que arquitectónicamente permiten evidenciar los espacios y estructuralmente permite consolidar el trabajo posterior. Cuando se insertan en un modelo, un elemento pueden ser muros, ventanas y puertas; son visibles en todas las vistas (Autodesk, 2024).

Familias paramétricas de modelado: Son los componentes gráficos y de información de un modelo 3D que contienen la definición geométrica de los elementos y los parámetros utilizados por estos, definiendo y controlando cada ejemplar de un modelo, que es el elemento de modelado particular que ha cambiado su forma, color, dimensiones o materiales (Autodesk, 2024)..

3. Desarrollo

3.1. Revisión bibliográfica sobre el uso de modelado BIM en proyectos de construcción.

Para la primera parte de este documento se realiza una revisión literaria de varias fuentes, incluyendo casos de estudios y análisis para encontrar como BIM se puede aplicar a los proyectos de construcción con el fin de dar apoyo al uso de modelos 3D en la ejecución de proyectos de construcción. Según lo anterior y Satriawansyah et al (2024) los resultados muestran que la metodología BIM ha sido usado en gran rango de aplicación desde diseño de edificios hasta la supervisión de proyectos, generando beneficios significativos en eficiencia y calidad de los resultados. Sin embargo, aún hay algunos retos que superar, como las diferencias en software y una carencia sobre el verdadero potencial de BIM. La ecuación de búsqueda consiste en:

$$\text{CONSTRUCCIÓN + MODELADO + BIM + 3D (1)}$$

Modelado de información de Edificios BIM como una herramienta de gerencia de proyectos de construcción en Nigeria: En este documento se establece un proceso de recolección de datos e investigación donde se establecen los desafíos y barreras que obstaculizan la adopción y utilización de la metodología BIM como mecanismo para manejar la construcción en las industrias nigerianas. Los desafíos identificados anteriormente incluyen la falta de apoyo o motivación adecuados por parte de los líderes de gobierno y la falta de personal capacitado que esté al tanto de las últimas desarrollo en tecnología, demostrando que es imperioso crear más conciencia sobre los organismos profesionales cuyas visiones están relacionadas a la construcción y su gestión. También es importante que sea importante para los organismos reguladores para desarrollar nuevos procesos y estándares que incorporen BIM en la Procedimientos necesarios para la construcción (Ihuoma Onyinyechi Onungwa et al, 2017)

Gestión de calidad de proyectos de construcción utilizando el campo de modelado de información de construcción 360: La investigación realizada por Phong Thanh Nguyen et al (2018) muestra las ventajas del uso de un ambiente común de datos BIM para la gestión y el control del proyecto. Se concluye que el uso de un ambiente BIM de información es un enfoque moderno que podría mejorar la efectividad de la gestión a la calidad del proyecto de construcción. Este es un nuevo método utilizado para controlar el proyecto calidad en Vietnam para reemplazar la aceptación tradicional del método que usa documentos en dos dimensiones. Sin embargo, la aplicación de BIM 360 Field también experimenta algunas

dificultades y desafíos específicos, ya que es necesario un gran esfuerzo para cambiar la antigua mentalidad 2D.

BIM en la construcción industrial de Pakistan: La investigación realizada por Hussain et al (2022), evidencia nivel de significancia de los méritos y deméritos del BIM, así como las ventajas y barreras comunes que enfrentan los profesionales en la adopción del BIM en la industria de la construcción. Del hallazgo del estudio obtenido a través de datos de una encuesta se puede concluir que BIM ayuda a mejorar la calidad del trabajo; BIM es útil para controlar el tiempo y el costo del proyecto, permitiendo que lograr la satisfacción del cliente son los méritos más significativos de BIM. Entre los deméritos, los más importantes son que BIM añade trabajo para el diseñador y la interoperabilidad como elemento significativo, presentando tres barreras más comunes como la falta de personal competente para operar el software, desconocimiento de la tecnología y la distorsión de la estructura operativa normal.

El uso de BIM en la construcción pública supervisión en Brasil: El objetivo de este trabajo es estudiar el potencial de uso de la tecnología de modelado de información de construcción (BIM) para apoyar las actividades realizadas por la supervisión de la ejecución de proyectos de construcción de edificios federales públicos en Brasil. Los autores (de Matos y de Oliveira Miranda) encontraron que las irregularidades relacionadas con sobreprecios y sobrefacturación, diseño básico y ejecutivo deficiente u obsoleto, supervisión deficiente o inexistente y retrasos injustificables en las obras y los servicios podrían mitigarse con los beneficios que se derivan desde BIM. En cada irregularidad, las principales aportaciones de BIM fueron identificados para evitar los problemas, así como la utilidad en la inspección de obras públicas.

3.2. Planificación del modelado BIM

Se ha encontrado que el proceso de implementación BIM podría plantearse desde la formulación y concepción del proyecto con diseños esquemáticos o básicos (anteproyectos). Sin embargo, ya en la planificación, los diseños y la ejecución se vuelve una de las etapas más críticas debido al contenido técnico que se busca generar en planos y modelos 2D para la posterior ejecución. En esta etapa se pueden cometer múltiples errores por mala comunicación entre los profesionales que intervienen en las diferentes áreas, además que posiblemente se resalta la falta de información, detalles y especificaciones que brinden al constructor una mayor claridad al momento de la construcción, como lo podría aportar la metodología BIM (BIMKIT, 2020). En esta etapa del desarrollo de este documento, se genera un procedimiento base para la construcción de un modelo 3D con información, que permita realizar la visualización y revisión del diseño estructural de componentes básicos de una estructura en la etapa de planeación del proyecto.

Se procede a realizar una propuesta de prácticas correctas del modelado BIM, garantizando el sistema estructural terminado y vinculado con una plantilla arquitectónica para modelar los respectivos elementos circundantes mediante las opciones de seguimiento y supervisión, se crea un modelo coordinado entre las dos disciplinas, permitiendo visualizar el entorno de implantación que la estructura tiene. El proceso descrito en cinco etapas finalizó con la presentación del modelo BIM y toda la documentación pertinente al proyecto realizado: planos, tablas de cantidades y vistas isométricas.

Etapas 1 de Entorno Arquitectónico: El modelado de elementos arquitectónicos es de vital importancia ya que estos representan las cargas muertas presentes en la estructura acercando el modelo a la realidad, se le permite al estudiante definir cualquier otro componente arquitectónico adicional, iniciando la etapa de diseño y modelado de elementos de vigas y

columnas, teniendo en cuenta que en la realidad, esta sección es revisada y pactada con el profesional de Arquitectura o de obra según el proyecto. El conocimiento de la arquitectura (que incluye estructuras cercanas, elementos no estructurales y escaleras, les brinda a los interesados del proyecto las herramientas y conocimientos para el modelo de la estructura.

Etapas 2 de Elementos estructurales: Con las dimensiones preliminares de escaleras, muros, vigas y columnas es posible iniciar un modelado de los elementos, al definirse las propiedades de los elementos mediante componentes de información paramétricos, las cuales son “Hormigón-Losa”, “Hormigón-Muro Estructural”, “Hormigón-Rectangular pilar estructural” y “Hormigón-viga rectangular”. Se logra modelar una estructura con dimensiones preliminares que puede ser ajustado con cambios en el diseño o ejecución gracias a que comparten parámetros de autor, de actividad de obra y de información de área, peso y volumen.

Etapas 3 de Cimentación: Los cimientos son elementos estructurales que transmiten las fuerzas al suelo deben ser modelados de tal modo que permitan garantizar los criterios del diseñador con respecto a la distribución de esfuerzos en el suelo portante, y teniendo dimensionados y reforzados los cimientos se debe agregar los nuevos elementos al modelo. Para estos casos de estudio solo se modelarán cimientos superficiales o zapatas, los cuales se definen como elementos estructurales de poca profundidad con geometría preferiblemente rectangular. En el caso de un muro la zapata me define la construcción del vástago o elemento vertical, en el caso de columnas solo se consideraron los cimientos aislados.

Etapas 4 de Dimensiones detalladas: Para definir las dimensiones finales del edificio, es fundamental en el diseño la realización del análisis sísmico mediante el análisis de fuerzas y el cálculo de los desplazamientos máximos relativos de piso que permite establecer las dimensiones finales de elementos estructurales como Vigas y Columnas, o en su defecto que se suministra información por parte del diseñador original. Los pasos de análisis sísmico y cumplimiento de derivas se presentan en la NSR-10 secciones A.2 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Los elementos de modelado BIM permiten realizar los respectivos cambios en las dimensiones de los elementos sin necesidad de volver a modelarlos. En esta sesión se modifican los elementos para tener un modelo con las dimensiones finales que cumplen los requisitos del diseñador. El modelo con las dimensiones finales nos permite realizar la edición de familias paramétricas, modelando elementos estructurales con sus dimensiones finales.

Etapas 5 de Documentación: La documentación final del modelado BIM es una de las fases más importantes del proceso de planificación, ya que con los elementos de modelado se crean vistas y planimetrías aptas para todos los interesados del proyecto, además de que permite estimar las cantidades de todos los elementos y materiales empleados en el modelo. Se crean tablas de cantidades de volúmenes, áreas y líneas de los elementos estructurales como vigas, columnas, losas, muros, escaleras y zapatas; y también se crean los planos de los detalles estructurales que contienen detalles del refuerzo longitudinal y transversal de los elementos estructurales, cortes típicos de plantas y tablas de cantidades de materiales. En esta etapa se presentan planos a proveedores, personal en obra, interventores y supervisores futuros.

3.3. Proyecto Tipo

En la etapa de la construcción, la metodología BIM busca identificar y reducir reprocesos, así como un análisis de cantidades de obra más precisos y seguimientos en la ejecución de

esta; donde la toda la información se encuentra organizada de manera digital en un ambiente común de datos, permitiendo una mayor interacción y colaboración entre los distintos implicados de la construcción (BuildigSMART, 2014). Realizar el diseño y posterior de construcción con herramientas de coordinación y modelado 3D puede resultar positivo para la entrega oportuna y cumpliendo los estándares de alcance, tiempos y costo.

Para iniciar el proceso de modelado BIM, se seleccionaron varios proyectos desde la etapa de diseño durante varios periodos de tiempo para iniciar su uso en el proyecto de construcción, sin embargo, hasta el presente periodo se selecciono un proyecto que cumplieran las etapas de modelado durante la ejecución de un proyecto de construcción de adecuación de zonas urbanas. En este proyecto se contaba con un diseño validado de un muro de contención, un cerramiento en mampostería con columnas y vigas de confinamiento, y una zona de plazoleta (tipo losa) con acceso de escaleras de concreto como se puede observar en la Fig 1 y en la tabla 2..

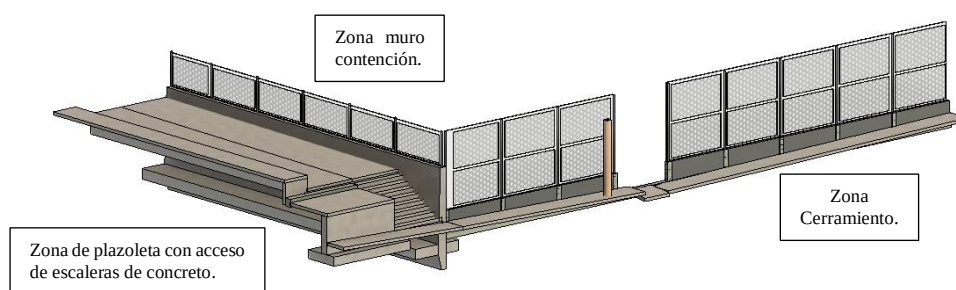


Fig. 5 – Componentes del Proyecto Tipo

Tabla 2 – Tabla de Etapas del modelado de planificación

Componente	Elemento de Modelado	Modelado de Refuerzo	Cantidad de Concreto	Cantidad de Acero
Plazoleta	Losas macizas	No	11.09	-
Escalera	Losa maciza y escalera	Si	2.11	145.42
Muro de contención	Cimiento y Muro	Si	36.25	2139.42
Viga y columnas	Vigas y Columnas	Si	3.29	229.22

3.4. Seguimiento de un proyecto de construcción con modelos BIM

A partir de la revisión del estado actual de la madurez BIM encontrado en la Bibliografía y lo encontrado en entidades colombianas IDU (EL IDU, 2021), se pudo establecer la prioridad a los procesos misionales de la organización a la hora de implementar, es decir, a las actividades que la organización ejecutada como función de su actividad principal, identificando las oportunidades de mejora y ajuste a las políticas y procesos para la planificación y ejecución de nuevos proyectos que sean realizados con implementación BIM. Se estableció como prioridad los proyectos de construcción urbanos y como parte clave para iniciar con el modelado BIM, se realiza una revisión del estado actual de ejecución de los

proyectos por parte del contratista y el resultado del diagnóstico indica el siguiente proceso actual:

- 1) Se participa en el proceso de selección del proyecto de construcción.
- 2) Se revisan los estudios y diseños existentes en versión 2D.
- 3) Se complementan los estudios en versión 2D.
- 4) Se delimita el costo y presupuesto de acuerdo con los estudios, experiencia y modelos 2D.
- 5) Se realiza planificación de tiempo e hitos de trabajo.
- 6) Se realiza ejecución, seguimiento y control.
- 7) Se realiza el proceso de puesta en marcha. Liquidación del proyecto.

Para implementar la metodología BIM se mantiene el proceso anterior, reemplazando las etapas 2D por modelos BIM, por lo que es necesario contar con una planificación de esta transición donde se tenga en cuenta los miembros del equipo y la formación BIM que requieran. Sin embargo, debido a que la concentración solo se realizó en la etapa de modelado BIM, se selecciona solo las etapas de delimitación de la implementación y designación de roles BIM, así como también se deben analizar los tiempos para que los trabajos se adapten correctamente al cambio, empleando una Auditoria del flujo de trabajo actual, se realiza un diagnóstico del flujo del trabajo y la manera en que se comparte la información de un proyecto dentro de la empresa revisando en que aspectos de pueden mejorar los procesos; de lo anterior, se genera una hoja ruta incluye un proyecto piloto tipo como base y los siguientes componentes:

- Delimitación de la implementación.
- Documentación del proyecto BIM
- Designación de roles BIM
- Plan de capacitación
- Formación de la biblioteca BIM.

Se inicia la revisión de la información BIM, en este punto se busca crear un proceso de delimitación basado en estándares BIM como la ISO 19650 y el BIM KIT para apoyar la implementación en la empresa, no se crean plantillas para la documentación de los proyectos ni normativa BIM interna para no incurrir en la capacitación, pero se realiza una asignación de roles y asignación de información del software a utilizar en cada área y fase del proyecto, nomenclatura en los archivos, etc. En la selección del equipo BIM, de acuerdo con las capacidades de cada miembro de la empresa se puede definir el rol de cada uno de ellos, en la guía 1 del BIM KIT se establecen las características de cada perfil BIM, designando al modelador como el Residente del proyecto, al auxiliar de modelado al segundo residente y como Coordinador BIM al mismo director de Obra.

El proceso constructivo se divide en las siguientes etapas:

- Excavaciones.
- Construcción muro principal
- Construcción Cerramiento y Placa plazoleta.
- Construcción muro secundario y escalera.

Ya con la Formación técnica del perfil de modelador, en base con las capacidades de cada perfil se realizó seguimiento del proceso de uso de modelado BIM en el proyecto, y durante el desarrollo se hizo necesario que existiese un equipo documentando todo el proceso, llevando control de las lecciones aprendidas y toma de decisiones de cambios, dentro de los cuales, se encontraron:

- Cambio de la cimentación del muro principal en 1.0m a 0.80m de desplante debido a la revisión del suelo competente. Este cambio generó una actualización en el modelo

y sus cantidades con un tiempo de respuesta de 1 día. El tiempo de respuesta de aprobación del revisor se aumento en un 400% con respecto a la actualización.

- Cambio en la geometría e inclinación de la plazoleta modificando cantidades de concreto y acero de escaleras y elementos cercanos. Este cambio generó modificaciones en el proceso constructivo y su tiempo de respuesta fue de 2 días. El tiempo de respuesta de aprobación del revisor se aumentó en un 300% con respecto a la actualización.
- Cambio en la disposición del refuerzo de columnas con base en la revisión del título D de la NSR-10. Este cambio generó retrasos hasta un comité de obra y modificaciones en el proceso constructivo y su tiempo de respuesta fue de 2 días. El tiempo de respuesta de aprobación del revisor se aumentó en un 400% con respecto a la actualización.
- Un evento de problemas en el proceso constructivo del muro principal se integró al modelado, revisando un ajuste a las cantidades adicionales de concreto, pero no fue motivo de análisis de respuesta.

4. Conclusiones

Se evidencia mediante la aplicación del modelado BIM a un proyecto constructivo, la capacidad de respuesta oficina-campo que se puede obtener por parte del rol específico, siempre y cuando este cuente con elementos de capacitación propias de la ejecución de modelos BIM.

La actualización de las compras se generó en cuestión de horas o menor a 2 días, lo que permitió siempre mantener un equipo y material de obra Constante en sitio, garantizando las ventajas en términos de tiempo y costo que tiene la metodología BIM y en este caso el componente de modelado BIM.

5. Agradecimientos

Agradecimientos a la empresa privada involucrada en el proyecto de construcción urbana y por su disposición al uso de herramientas de modelado BIM.

6. Referencias

- [1] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Tomo 2*. Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica. 2010
- [2] Autodesk. *AutoCAD Architecture 2011 - Manual de soporte y aprendizaje de Autodesk*. Enlace recuperado de: <https://knowledge.autodesk.com/es/support/revit?sort=score>; 2010.
- [3] BuildingSMART. Enlace recuperado de: <https://www.buildingsmart.es/bim/>; 2024
- [4] *Guías para la adopción BIM en las organizaciones*, Camacol – BIM KIT; 2021.
- [5] Ihuoma Onyinyechi Onungwa et al. *Modelado de información de Edificios BIM como una herramienta de gerencia de proyectos de construcción en Nigeria*. 2017.
- [6] Phong Thanh Nguyen et al, 2018. *Gestión de calidad de proyectos de construcción utilizando el campo de modelado de información de construcción* 360.
- [7] Sacks, R., Eastman, C., Lee, G., & Teicholz, P. *BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling for Owners, Designers, Engineers, Contractors, and Facility Managers*. John Wiley & Sons; 2018.
- [8] Satriawansyah et al.. *BIM Application in Civil Engineering: Literature Review*. *Aplicaciones de BIM en la Ingeniería Civil*; 2024

Aislamiento de base y disipación sísmica facilitando innovación arquitectónica: la historia del diseño resiliente del nuevo museo del condado de Los Ángeles

Autores: Abel Díaz Valdés ⁽¹⁾, Alessandro Beghini ⁽²⁾, Eric Long ⁽³⁾

¹ Skidmore, Owings and Merrill. 333 S Grand Ave, Los Angeles, 90017, Estados Unidos.

^{2,3} Skidmore, Owings and Merrill. One Maritime Plaza, San Francisco, 94111, Estados Unidos.

Resumen

En el desarrollo arquitectónico del nuevo edificio para la colección permanente del Museo de Arte del Condado de Los Ángeles (LACMA), el arquitecto suizo Atelier Peter Zumthor creó un concepto que eleva los espacios de exhibición a una planta única, con una geometría orgánica de concreto estructural expuesto, y volados de hasta 30 metros de longitud. Las soluciones de ingeniería acentuaron la necesidad de avanzar los criterios de diseño sísmico más allá de la seguridad a la vida, adentrándose en la protección de la inversión y la preservación del carácter histórico y cultural de los contenidos del museo. Este artículo presenta el diseño resiliente del sistema de protección sísmica, centrándose en el sistema de aislamiento pendular con rozamiento triple implementado en el proyecto, incluyendo consideraciones del programa de ensayo y de revisión estructural requeridos por la normativa estadounidense del ASCE 7. También se describe el sistema de reducción de aceleraciones sísmicas verticales con una serie de amortiguadores verticales integrados en el sistema de fachada. Los aisladores tienen más de 2.8 metros de diámetro y se pueden mover hasta 1.5 metros cuando se excede el sismo máximo considerado, produciendo una reducción de hasta el 75% en las aceleraciones horizontales de piso.

Palabras clave: Aislamiento de Base, Apoyos Pendulares de Rozamiento Triple, Disipación de Energía, Diseño Resiliente

Abstract

In the development of the new Los Angeles County Museum of Art (LACMA) building for the permanent collection, swiss architect Atelier Peter Zumthor created a concept that elevated the exhibition level into a single floor, with an organic geometry of exposed structural concrete, and cantilevers of up to 30 meters long. The engineering solutions emphasized the need to advance the seismic design criteria beyond life safety performance, in order to focus on protection of investment and preservation of the historic and cultural value of the museum art contents. This paper presents the resilient-based design of the seismic protection system, centered upon the Triple Friction Pendulum isolation system implemented in the project, and including considerations from the testing program as well as the peer review process according to the US standard ASCE 7. The seismic vertical acceleration reduction system is also described, consisting of a series of vertical dampers integrated with the mullions of the façade. The isolation bearings have over 2.8 meters in diameter and can move up to 1.5 meters when exceeding the Maximum Considered Earthquake, producing a reduction of horizontal floor accelerations of up to 75%.

Keywords: Base Isolation, Triple Friction Pendulum Bearings, Energy Dissipation, Resilient Design

1. Introducción

En el desarrollo arquitectónico del nuevo edificio para la colección permanente del Museo de Arte del Condado de Los Ángeles (LACMA, del inglés Los Angeles County Museum of Art), el arquitecto suizo Atelier Peter Zumthor, galardonado con el prestigioso premio arquitectónico Pritzker, creó un concepto que eleva los espacios de exhibición a una planta única, creando porosidad en la planta baja y eliminando la presencia de jerarquía en la

experiencia del visitante típica de los museos que presentan varias plantas. Uniendo estos principios arquitectónicos con el deseo de una geometría orgánica con concreto estructural, y volados de hasta 30 metros de longitud, el diseño del museo presentó una serie de desafíos para el equipo de ingeniería estructural de Skidmore, Owings and Merrill (SOM).

La arquitectura utiliza concreto expuesto en gran parte del proyecto, de modo que arquitectura y estructura se funden en la lectura visual, estética y funcional del proyecto. El nivel de exhibición se eleva sobre 10 núcleos de muros de concreto que se extienden de la planta baja a la cubierta. La aparentemente irregular planta de la losa del nivel de exhibición es racionalizada estructuralmente con un sistema de piso conformado por módulos romboidales de geometría repetitiva, discretizando a modo de malla la forma orgánica. Tanto la estructura del piso, conformada por una doble losa nervada, como la iluminación y distribución de las instalaciones en las galerías de arte, siguen el patrón creado por los rombos. El concepto se muestra en las visualizaciones arquitectónicas de la Fig. 1.



Fig. 1 – El nuevo edificio para la colección permanente de LACMA diseñado por Atelier Peter Zumthor

2. Desarrollo Conceptual de los Sistemas de Protección Sísmica

Situado dentro de la cuenca de Los Ángeles, la sismicidad específica de sitio del proyecto es una combinación de fallas locales capaces de producir Mw 7.0+ y la más distante Falla de San Andrés que puede producir eventos de Mw 8.0. El resultado son aceleraciones espectrales para el sismo máximo considerado (MCE_R , del inglés risk-targeted Maximum Considered Earthquake) cercanas a 3g en el rango de períodos cortos que serían característicos de una estructura de muros de concreto de dos plantas. Como consecuencia se decidió introducir aislamiento sísmico horizontal para proteger el incalculable valor de los contenidos de arte del museo.

Aisladores pendulares de rozamiento triple proporcionados por Earthquake Protection Systems fueron elegidos para el sistema de aislamiento de base horizontal. Con más de 2.8 m de diámetro y una capacidad de desplazamiento de 1.5 m son de los aisladores más grandes nunca producidos. Objetivos de alto desempeño estructural fueron establecidos para garantizar una funcionalidad continua del museo para el sismo de diseño y el MCE_R [1] [2], pero también se incluyeron consideraciones de bajo rozamiento para la iniciación del movimiento y transiciones graduales en los regímenes iniciales para controlar las aceleraciones espectrales de piso y otorgar la máxima protección posible al arte.

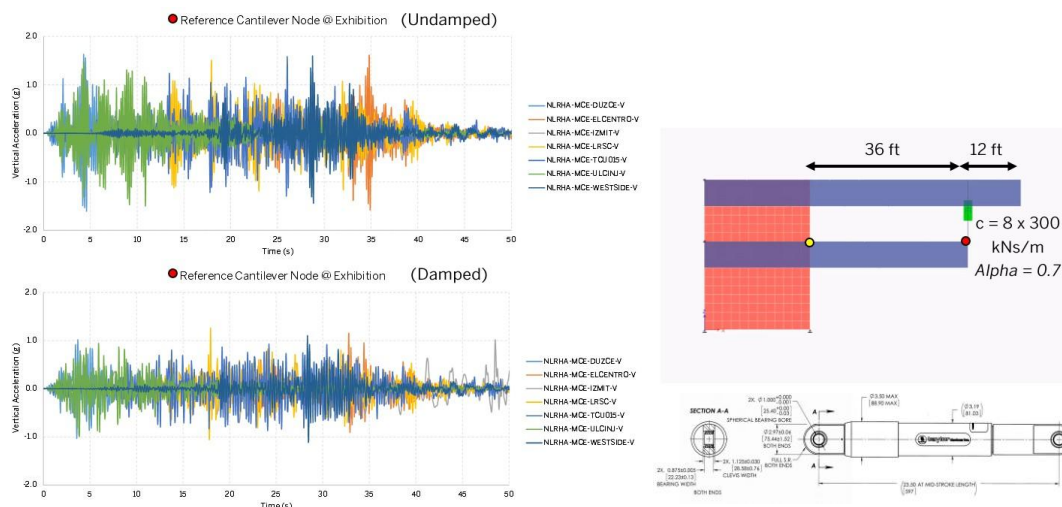


Fig. 2 – Reducción de aceleraciones verticales mediante amortiguadores viscosos integrados con el sistema de fachada

Relaciones entre la componente vertical y horizontal de los espectros sísmicos (V/H) mayores de lo habitual resultaron en aceleraciones espectrales verticales de aproximadamente 2.5g en el rango de períodos de interés de los volados de los niveles de exhibición y cubierta. Un estudio de alternativas considerando amortiguamiento y aislamiento vertical fue realizado, llevando a la selección de una solución con amortiguadores viscosos verticales integrados con la fachada como el mejor compromiso entre mejora de desempeño y costo. Las aceleraciones verticales máximas se redujeron en torno al 30% comparadas con el caso no amortiguado (véase la Fig. 2). Los amortiguadores viscosos no lineales del diseño final fueron proporcionados por Taylor Devices.

3. Sistema de Aislamiento Pendular de Rozamiento Triple

3.1. Modelo de Componente y Calibración

Los apoyos de aislamiento fueron modelados en ETABS utilizando el modelo en serie triple [3]. La Fig. 3 muestra un ejemplo de la calibración de los links no lineales con una comparativa del ciclo de histéresis idealizado proporcionado inicialmente por EPS y de la histéresis obtenida del modelo numérico con los análisis de ETABS. Las órbitas de desplazamiento para el sismo MCE_R y los ciclos de histéresis con combinación cuadrática resultante del análisis de respuesta temporal no lineal también se muestran. Como criterio de diseño de alto desempeño comparado con los requerimientos mínimos del ASCE 7, el promedio de los desplazamientos máximos se contuvo fuera del régimen de rigidización (Régimen V). La geometría de los aisladores y los espectros sísmicos de aceleraciones horizontales específicos de sitio se muestran también por referencia.

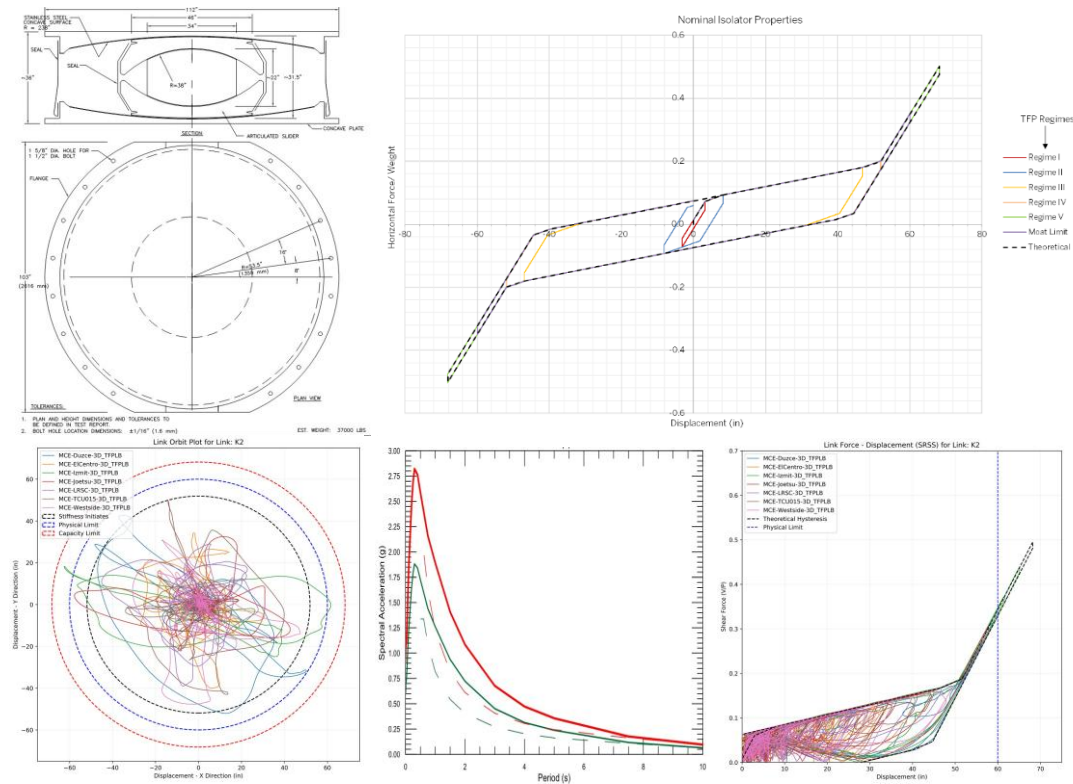


Fig. 3 – Aisladores pendulares de rozamiento triple de EPS (arriba izquierda), histéresis idealizada (arriba derecha) y calibración del link no lineal para el modelo de componente mostrando órbitas de desplazamiento para el MCE_R, espectros sísmicos específicos de sitio, e histéresis con combinación cuadrática (abajo, de izquierda a derecha)

3.2. Respuesta Global del Edificio

Un modelo global fue creado en ETABS para analizar la respuesta del edificio, incluyendo los links no lineales de los aisladores horizontales pendulares de rozamiento triple y los amortiguadores viscosos no lineales verticales. Una vista general del modelo se muestra en la Fig. 4, junto con un resumen de las distorsiones de entrepiso y de las aceleraciones espectrales horizontales de piso para el MCE_R. El promedio de las distorsiones máximas se mantiene por debajo de 0.5%. En cuanto a aceleraciones, el promedio de las aceleraciones espectrales de piso se mantiene por debajo de 1.0g para objetos conectados rígidamente a la estructura incluso cuando se inicia el movimiento tal y como se muestra en el rango de períodos cortos (0-0.5s), y se mantienen significativamente bajo 0.5g en el resto de períodos en los que se encuentran la mayoría de contenidos del museo que presentan conexión flexible a la estructura (0.5-2.0s).

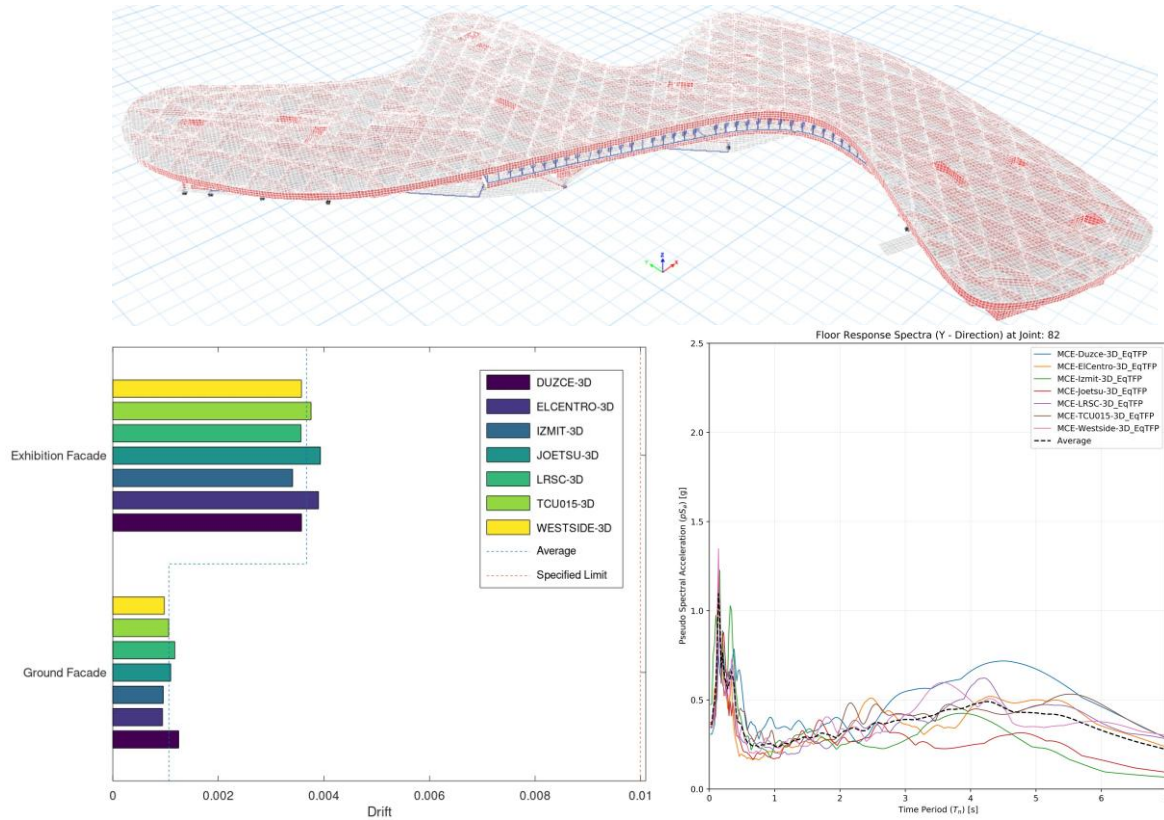


Fig. 4 – Modelo global de análisis en ETABS (arriba) y respuesta para el MCE_R mostrando distorsiones máximas de entrepiso (abajo izquierda) y un ejemplo de espectro de aceleraciones de piso para el nivel de exhibición (abajo derecha)

3.3. Ensayo de Prototipos

Ensayos dinámicos a escala real de prototipos de los aisladores se realizaron en la mesa de ensayos de EPS. Dada la combinación de altas cargas verticales, desplazamientos horizontales de gran magnitud, y el significativo tamaño de los apoyos, el programa de ensayos a escala real hubo de ser suplementado por prototipos de ensayo a escala reducida de cara a satisfacer todos los requisitos del Capítulo 17 del ASCE 7. La Fig. 5 muestra uno de los prototipos de ensayo. Al equipo de SOM le gustaría agradecer la colaboración con el comité de revisión estructural (Bob Bachman, Michael Constantinou, Martin Button y Norm Abrahamson) así como con EPS (Victor Zayas, Anoop Mokha y Stanley Low) en este proceso. La instalación de los aisladores en obra y la construcción de la superestructura aislada se muestran en la Fig. 6.



Fig. 5 – Ensayo de un prototipo de los aisladores pendulares de rozamiento triple en la mesa de EPS

4. Conclusiones

En este artículo se ha presentado un sistema de protección sísmica de alto desempeño para el nuevo LACMA. El sistema consigue una reducción de un 30% en las aceleraciones verticales y de un 75% en las aceleraciones horizontales en comparación con la solución base sin amortiguamiento ni aislamiento.



Fig. 6 – Construcción de la superestructura aislada (izquierda) e instalación de uno de los apoyos pendulares (derecha)

5. Referencias

- [1] Kitayama S, Constantinou M. Technical Report MCEER-18-0004. Seismic Performance Assessment of Seismically Isolated Buildings Designed by the Procedures of ASCE/SEI 7. State University of New York, University at Buffalo, 2018.
- [2] Zayas V, Mahin S. Continued Functionality Standard. University of California Berkeley, Department of Civil and Environmental Engineering, 2021.
- [3] Fenz D, Constantinou M. Modeling Triple Friction Pendulum Bearings for Response-History Analysis, Earthquake Spectra, Volume 24, No. 4, pages 1011-1028, 2008.

Cómo citar: A. Díaz Valdés, A. Beghini, y E. Long, «Aislamiento de base y disipación sísmica facilitando innovación arquitectónica: la historia del diseño resiliente del nuevo museo del condado de Los Ángeles», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 209-214. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

ÁREA TEMÁTICA: Madera Estructural

Comportamiento experimental de conexiones de madera tarugada empleando especies uruguayas de rápido crecimiento

Autores: Gastón Bruzzone ⁽¹⁾, Diego Passarella ⁽²⁾, Laura Moya ⁽³⁾

¹Facultad de Agronomía, Universidad de la República. Av. General Eugenio Garzón 780, Montevideo, 12900, Uruguay.

²CENUR Noreste, Universidad de la República. Ruta 5. km: 386,500, Tacuarembó, 45000, Uruguay.

³Facultad de Arquitectura, Universidad ORT. Bvar. España 2633, Montevideo, 11300, Uruguay.

Resumen

Este artículo presenta los resultados experimentales de conexiones de madera tarugada empleando especies uruguayas de rápido crecimiento. La resistencia a flexión de tarugos de madera de *Eucalyptus tereticornis* (ET) de 15 y 18 mm, *E. grandis* (E), y *Balfourodendron riedelianum* (G) de 20 mm fueron de 178,58 N/mm² (COV = 9,5%), 44,4 N/mm² (COV = 12,2%), y 72,2 N/mm² (COV = 14,4%), respectivamente. Se evaluaron diez series variando la orientación del grano (paralelo par, perpendicular perp), diámetro y especie de los tarugos conforme al procedimiento elaborado por Church y Tew [1997]. Para *Pinus taeda*, la resistencia al empotramiento fueron E,G-par = 9,61-23,32 N/mm² (COV = 22,9-31,5%) y E,G-perp = 6,16-10,52 N/mm² (COV = 13,9-25,7%). Para *E. grandis*, los valores fueron ET,G-par = 27,92-31,31 N/mm² (COV = 9,3-14,6%) y ET,G-perp = 9,03-16,68 N/mm² (COV = 23,7-28,7%). Los tarugos de *Eucalyptus tereticornis* y *Balfourodendron riedelianum* mostraron propiedades físicas y mecánicas significativamente superiores en comparación con los tarugos de *E. grandis*. La carga paralela, alineada con la orientación del grano, exhibió el doble de resistencia que la carga perpendicular. Se identificó correlación con la densidad de las láminas y de los tarugos, aunque el diámetro del tarugo no mostró influencia significativa. Estos hallazgos son fundamentales para diseñar conexiones de madera libre de adhesivos y elementos metálicos, avanzando hacia sistemas constructivos más sostenibles.

Palabras clave: Conexiones de madera, madera tarugada, resistencia al empotramiento, especies de rápido crecimiento.

Abstract

This paper presents the experimental results of dowel timber connections using fast-growing Uruguayan species. Bending strength of 15 and 18 mm *Eucalyptus tereticornis* (ET), 20 mm *E. grandis* (E) and *Balfourodendron riedelianum* (G) wooden dowels were 178.58 N/mm² (COV = 9.5%), 44.4 N/mm² (COV = 12.2%), and 72.2 N/mm² (COV = 14.4%), respectively. Ten series were evaluated by varying grain orientation (parallel par, perpendicular perp), dowel diameter and species according to procedure developed by Church and Tew [1997]. For *Pinus taeda*, embedment strengths were E,G-par = 9.61-23.32 N/mm² (COV = 22.9-31.5%) and E,G-perp = 6.16-10.52 N/mm² (COV = 13.9-25.7%). For *E. grandis*, values were ET,G-par = 27.92-31.31 N/mm² (VOC = 9.3-14.6%) and ET,G-perp = 9.03-16.68 N/mm² (VOC = 23.7-28.7%). *Eucalyptus tereticornis* and *Balfourodendron riedelianum* dowels showed significantly higher physical and mechanical properties compared to *E. grandis* dowels. Parallel loading, aligned with grain orientation, exhibited twice the strength of perpendicular loading. Correlation was identified with density of lamellae and dowels, although the dowel diameter did not show significant influence. These findings are fundamental to designing timber connections free of adhesives and metallic elements, moving towards more sustainable building systems.

Keywords: Timber connections, dowelled timber, embedment strength, fast-growing species.

1. Introducción

Desde mediados de la década de 1950, en los países europeos principalmente, se han llevado a cabo extensas investigaciones en conexiones de madera [1]. Una de las técnicas de ensamblaje más sencilla y universal es la que emplea elementos de unión tipo clavija. Las uniones con clavijas de madera están siendo investigadas ya que su empleo como elementos de unión presentan diversas ventajas en comparación con los elementos metálicos: i) proporcionan mayor resistencia al fuego, ii) impactos ambientales positivos, iii) mayor resistencia a la corrosión, iv) rápida ejecución y v) elevado valor estético [2, 3]. En gran parte de Europa y Norteamérica, las clavijas están elaboradas de especies de madera de frondosas tales como roble, arce, abedul, fresno y haya. También se pueden utilizar maderas de coníferas, fundamentalmente de pino [4]. En la actualidad, las conexiones con clavijas de madera se utilizan principalmente en el sector de la carpintería tradicional, y cada vez es mayor su fabricación y empleo en industrias aserrables de gran porte. La calidad y estabilidad de las conexiones de madera con clavijas dependen del método de diseño y de los parámetros de resistencia y rigidez de los materiales, por lo que su comportamiento estructural debe estimarse con alta fiabilidad [5]. El objetivo principal de este trabajo es estudiar las propiedades de flexión de clavijas y aplastamiento de madera fabricadas con especies uruguayas de rápido crecimiento.

2. Materiales y métodos

El diseño experimental consistió en diseñar y analizar las propiedades de flexión de clavijas de madera, de aquí en adelante denominados “tarugos”, y el aplastamiento que producen los tarugos en la madera. En las Tablas 1 y 2 se detallan las series ensayadas.

Tabla 1 – Descripción de las series de ensayos de tarugos.

Especie de tarugos	Símbolo	Número de muestras
Guatambú $\phi = 20$ mm	G20	22
Eucalipto grandis $\phi = 20$ mm	E20	22
Eucalipto colorado $\phi = 18$ mm	T18	23
Eucalipto colorado $\phi = 18$ mm	T15	22

¹ ϕ es el diámetro del tarugo

Tabla 2 – Descripción de las series de ensayos de aplastamiento.

Especie de láminas	Especie de tarugos	Orientación del grano	Símbolo	Número de muestras
Pino	Guatambú $\phi = 20$ mm	Paralelo	PG20-par	17
		Perpendicular	PG20-perp	15
	Eucalipto grandis $\phi = 20$ mm	Paralelo	PE20-par	18
		Perpendicular	PE20-perp	15
Eucalipto	Guatambú $\phi = 20$ mm	Paralelo	EG20-par	18
		Perpendicular	EG20-perp	17
	Eucalipto colorado $\phi = 18$ mm	Paralelo	ET18-par	17
		Perpendicular	ET18-perp	15
	Eucalipto colorado $\phi = 15$ mm	Paralelo	ET15-par	16
		Perpendicular	ET15-perp	10

2.1. Materiales

La madera utilizada en este estudio consistió en láminas de pino (*Pinus elliotti*) de 2" x 6" y eucalipto (*Eucalyptus grandis*) de 2" x 4" proveniente de dos plantaciones comerciales situadas en el Departamento de Rivera (30°54'00" S, 55°33'00" O, y 30°56'01" S, 55°33'03" O) en el noreste de Uruguay. Todas las láminas se equilibraron a un contenido de humedad objetivo (MC) del 16%, típico para interiores en Uruguay.

Por otro lado, se utilizaron tarugos de eucalipto (*Eucalyptus grandis*) y guatambú (*Balfourodendron riedelianum*) de 20 mm de diámetro suministrados por un proveedor local. Adicionalmente, y a efectos comparativos, se fabricaron clavijas de madera 18 y 15 mm de diámetro, provenientes de láminas de eucalipto colorado (*Eucalyptus tereticornis*) de 30 x 150 x 3300 mm³, procedentes de un monte ubicado en el centro-este del Departamento de Cerro Largo (32°21'53"S 54°26'13"W). Todas las clavijas de madera fueron cortadas a 200 mm de longitud. Posteriormente, fueron almacenadas en una cámara de secado hasta que alcanzaron un contenido de humedad (CH) del 7±1%.

2.2. Metodología

Se realizaron ensayos de flexión estática en tres puntos sobre los tarugos de madera hasta la rotura en máquina universal (Shimadzu AGS-100) con una celda de carga de 100 kN y a una velocidad de 1,5 mm/min siguiendo el procedimiento establecido por Bell [6]. Las clavijas de madera fueron restringidas en una placa de 10 mm de espesor y alineada correctamente sobre los apoyos bajo la máquina universal. La placa contaba con dos orificios fijos de 20 y 16 mm de diámetro (± 0,5 mm) para los diferentes diámetros de tarugos ensayados (20, 18 y 15 mm). A partir de los ensayos se obtuvieron registros de la carga aplicada y el desplazamiento del cabezal hasta la rotura. La configuración del ensayo en flexión se muestra en la Figura 1.

Para cada tarugo, se obtuvo la tensión normal de flexión (σ_f) y la tensión tangencial de corte (τ_v) de acuerdo con las ecuaciones (1) y (2), respectivamente.

$$\sigma_f = (8 \times P \times l) / (\pi \times d^3) \quad \text{Ec. (1)}$$

$$\tau_v = (8 \times P) / (3 \times \pi \times d^3) \quad \text{Ec. (2)}$$



Fig. 1 – Configuración de ensayo de flexión en tarugos de madera. Series: a) E20, b) G20, c) T15 y d) T18.

Se realizaron ensayos de aplastamiento en las conexiones de madera considerando las orientaciones principales de las fibras de las láminas (paralelo “par” y perpendicular “perp”), de acuerdo con el procedimiento descrito por Church y Tew [1997]. Los cuerpos de prueba consistieron en dos piezas (superior e inferior) pertenecientes a la misma pieza de madera aserrada. Los tarugos utilizados presentaron diámetros de 20, 18 y 15 mm, con una longitud de 60 mm (± 10 mm). Cada conexión se ensayó en máquina universal como se muestra en la Figura 2. La velocidad de carga se mantuvo constante a 0,2 mm/min hasta que ocurrió la falla del material o se alcanzó el tiempo máximo permitido de 420 segundos. La deformación de cada muestra se registró continuamente mediante la medición del desplazamiento de la placa, mientras que la carga aplicada se cuantificó utilizando la celda de carga integrada.

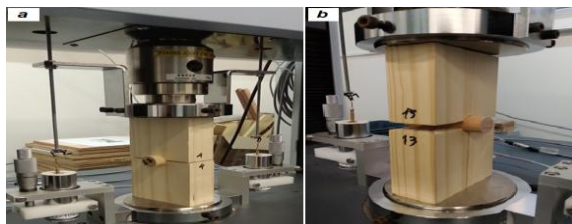


Fig. 2 – Configuración de ensayos aplastamiento en conexiones de madera tarugada. a) PG20-par y b) PE20 par.

Inmediatamente al finalizar los ensayos de flexión y aplastamiento, se determinaron la densidad y el CH de acuerdo a EN 13183-1 [2002].

El análisis estadístico incluyó test de normalidad, y pruebas estadísticas (t-student, análisis de varianza-ANOVA y Kruskal Wallis) para determinar diferencias significativas ($p \leq 0,05$) en las propiedades de flexión y aplastamiento de los tarugos y de la madera, y sus respectivos CH y densidad. Posteriormente, se estudió la relación entre las propiedades físicas y mecánicas mediante los coeficientes de correlación de Pearson y Spearman.

3. Resultados

En la Tabla 3 se presentan los resultados de los ensayos de flexión en tres puntos y densidad de los tarugos.

Las pruebas estadísticas (Kruskal-Wallis y ANOVA) indicaron que los tarugos de *Eucalyptus tereticornis* (T18 y T15) y *Balfourodendron riedelianum* (G20) presentaron propiedades físicas y mecánicas significativamente superiores ($p \leq 0.05$) en comparación con los tarugos de *E. grandis* (E20). Con respecto al diámetro del tarugo (20, 18 y 15 mm) no se observaron diferencias significativas ($p > 0.05$) independientemente de la especie del tarugo.

Tabla 3 – Resultados de ensayos de flexión a tres puntos en tarugos. Valores medios¹ y DS.

Serie de prueba	G20	E20	T18	T15
n	22	22	22	23
Densidad [Kg/m ³]	741 (32.8)	524 (45.3)	868 (15.6)	904 (25.2)
Carga máxima [kN]	7.56 (1.09)	4.65 (0.57)	6.58 (0.54)	4.17 (0.45)
Tensión normal [N/mm ²]	72.2 (10.4)	44.4 (5.4)	184.0 (15.2)	173.0 (18.6)
Tensión de corte [N/mm ²]	16.0 (2.3)	9.9 (1.2)	17.2 (1.4)	10.9 (1.2)

Nota: ¹Valores de densidad ajustados al 12% CH.

En todos los casos se observó que el modo de falla de los tarugos fue por desgarro en la fibra traccionada más alejada con respecto al plano neutro, como se observa en la Figura 3. Adicionalmente, en algunos tarugos de eucalipto colorado se observaron pequeñas fisuras posiblemente atribuibles a defectos durante el secado natural de las trozas, realizado en época estival, y durante el maquinado en el proceso de fabricación de los tarugos.



Fig. 3 – Falla típica en ejemplares de tarugos (a) G20 y (b) T15.

Los resultados de resistencia al aplastamiento y densidad se presentan en la Tabla 4. Con respecto a la orientación del grano en las muestras de pino (P) y eucalipto (E), se observaron diferencias significativas ($\alpha \leq 0.05$) en la resistencia al aplastamiento, donde la orientación paralela mostró una resistencia de 102% (P) y un 159% (E) superior en comparación con la orientación perpendicular.

Tabla 4 – Resultados de pruebas de resistencia al aplastamiento en conexiones de madera tarugada. Valores medios y DS.

Propiedad	Pino				Eucalipto					
	PE20-par	PE20-perp	PG20-par	PG20-perp	EG20-par	EG20-perp	ET18-par	ET18-perp	ET15-par	ET15-perp
n	18	15	17	15	18	17	17	15	16	10
Densidad lámina [Kg/m ³]	412 (48.0)	381 (44.0)	416 (47.0)	379 (23.0)	454 (38.0)	428 (35.0)	466 (52.0)	551 (59.0)	482 (39.0)	455 (69.0)
Densidad tarugo [Kg/m ³]	552 (69.0)	486 (56.0)	840 (82.0)	791 (59.0)	858 (55.0)	871 (32.0)	1043 (19.0)	1044 (14.0)	1034 (56.0)	1018 (58.0)
Resistencia al empotramiento [N/mm ²]	9.6 (3.0)	6.2 (1.6)	23.3 (5.3)	10.5 (1.5)	27.9 (4.1)	9.0 (2.14)	29.3 (2.8)	16.7 (4.3)	31.3 (2.9)	11.2 (3.2)

La prueba Kruskal-Wallis indicó que la resistencia al aplastamiento en las conexiones de pino unidas con tarugos de guatambú presentaron diferencias significativas ($\alpha \leq 0.05$) en comparación con las conexiones unidas con tarugos de eucalipto para ambas direcciones. Esto sugiere que la especie del tarugo influyó en la resistencia al aplastamiento. Sin embargo, en las conexiones de eucalipto, las pruebas no paramétricas indicaron que la resistencia al aplastamiento no mostró diferencias significativas ($\alpha > 0.05$) en relación con las especies (*Balfourodendron riedelianum* y *Eucalyptus tereticornis*) y diámetros (20, 18 y 15 mm) de los tarugos en ambas orientaciones, paralela y perpendicular.

En la Figura 4 se presenta la relación entre la resistencia al aplastamiento (fh) y la densidad (ρ_l = densidad de la lámina y ρ_t = densidad del tarugo) de cada muestra ensayada en dirección paralela y perpendicular. Los coeficientes de correlación de Pearson y Spearman fueron significativamente positivos (valor $p \leq 0.05$) para fh vs ρ_l ($r = 0.64 - 0.90$) y fh vs ρ_t ($r = 0.65 - 0.92$) en las conexiones de pino y eucalipto.

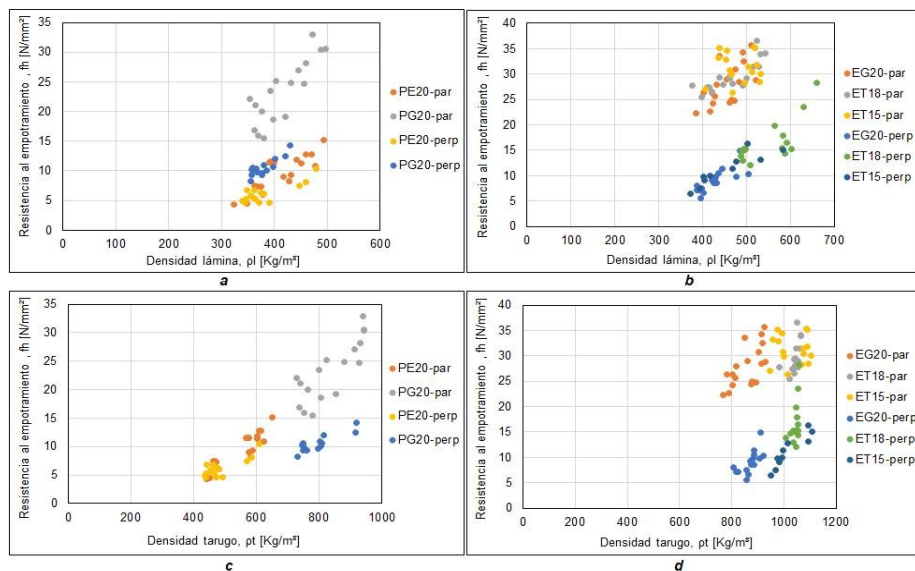


Fig. 4 – Relación entre resistencia al aplastamiento y densidad en conexiones de madera tarugada. a) y b) f_h vs ρ_l , c) y d) f_h vs ρ_t .

4. Conclusiones

Los tarugos de *Eucalyptus tereticornis* y *Balfourodendron riedelianum* presentaron propiedades físicas y mecánicas significativamente superiores en comparación con los tarugos de *E. grandis*. Las conexiones de madera tarugada cargadas en dirección paralela a la fibra exhibieron el doble de la resistencia al aplastamiento que las conexiones cargadas perpendicularmente. Se identificó una correlación significativa y positiva con la densidad de las láminas y de los tarugos, aunque el diámetro del tarugo no mostró influencia significativa. Los hallazgos preliminares de este estudio son fundamentales para el diseño y fabricación de conexiones de madera-madera provenientes de especies de rápido crecimiento, y permiten avanzar en diseños de sistemas constructivos más sostenibles que los actuales.

5. Agradecimientos

Los autores agradecen a la Agencia Nacional de Investigación e Innovación, ANII por los fondos para este proyecto (PR_FMV_2019_1_156162), y a Carlos Mantero por proporcionar parte de los materiales para la fabricación de los tarugos.

6. Referencias

- [1] Ogunrinde O. Evaluation of bending performance of nail laminated and dowel laminated timber. Thesis Master of Science in Forest Engineering. The University of New Brunswick. Faculty of Forestry and Environmental Management. New Brunswick; 2019. 146 p.
- [2] Jeong G Y, Kong J H. Evaluating bearing properties of wood peg connection using four different test methods. Wood and Fiber Science 2018; 50 (1): 20 – 32.
- [3] Martos R. Uniones en estructuras de madera laminada: pórticos de luces medias. Tesis Arq. Universidad de Sevilla. Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Sevilla; 2015. 37 p.
- [4] A Anshari B, Sugiartha I W, Mahmud F, Rofaida A, Pathurrahman. Experimental study on the strength of double shear timber connection using bamboo dowel fastener. In: Saloma, Reza Borgan W, Buntoro F, Victor, editors. Proceedings of the 3rd International Conference on Construction and Building Engineering (ICONBUILD 2017). Palembang; 2017. 1903: 020022-1 - 020022-7.
- [5] Franke S, Franke B, Tuhkanen E. Design of connections in timber structures: Test methods for determination of design parameters of fasteners. Deutsche Nationalbibliothek 2020; 31 – 59 p.

- [6] Bell TA. A detailed investigation into the engineering properties and challenges affecting the potential introduction of a UK grown dowel-laminated timber floor panel into the domestic construction market. Thesis Doctor of Architecture. University of Strathclyde. Faculty of Engineering. Glasgow; 2018. 309 p.

Cómo citar: G. Bruzzone, D. Passarella, y L. Moya, «Comportamiento experimental de conexiones de madera tarugada empleando especies uruguayas de rápido crecimiento», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 215-221. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Modelo de vivienda eco-sostenible para la vereda San Pablo del municipio de López de Micay

Autores: Diana Alejandra Alomia Viveros ⁽¹⁾, Yessica Milena Menza-Calambás ⁽²⁾

¹ Estudiante. Universidad del Cauca. Calle 5 #4-70, Popayán, 190003, Colombia.

² Docente. Universidad del Cauca. Calle 5 # 4-70, Popayán, 190003, Colombia.

Resumen

Actualmente el sector de la construcción hace parte de los principales contaminantes del medio ambiente aportando ampliamente en la producción de gases de efecto invernadero. Por lo anterior, es necesario generar modelos constructivos que, siendo amigables con el medio ambiente, logren garantizar el derecho a una vivienda digna.

El objetivo de este proyecto es analizar las características particulares para un modelo de vivienda eco-sostenible para la vereda San Pablo del municipio de López de Micay, que cumpla con las condiciones de vivienda de interés cultural (VIC) definidas por el Gobierno Nacional.

Siguiendo las disposiciones de la Ley 2079 de 2021 para Vivienda y Hábitat, además del Decreto 651 de 2022 para vivienda VIC, se realizará la caracterización en 12 pasos para la vereda San Pablo, verificando la pertinencia, pertenencia y viabilidad de un modelo eco-sostenible. Este modelo debe adaptarse a las condiciones propias del territorio como clima, topografía, materiales de construcción locales, costumbres y tradiciones, además de la mano de obra local.

Al finalizar este proyecto se realiza la caracterización del enfoque diferencial para un modelo de vivienda VIC que se ajusta a las características y particularidades únicas de un territorio, mientras se fortalecen los actores locales como fuente de saber tradicional.

Palabras clave: madera, estructura, eco-sostenible, energía, precipitación, agua, VIC, diseño.

Abstract

Currently, the construction sector is one of the main environmental pollutants, contributing significantly to the production of greenhouse gases. Therefore, it is necessary to generate construction models that, being environmentally friendly, guarantee the right to decent housing.

The objective of this project is to generate an eco-sustainable housing model for the village of San Pablo in the municipality of López de Micay, which complies with the conditions for housing of cultural interest (VIC) defined by the National Government.

Following the provisions of Law 2079 of 2021 for Housing and Habitat, in addition to Decree 651 of 2022 for VIC housing, a 12-step characterization will be carried out for the San Pablo village, verifying the relevance, relevance and viability of an eco-sustainable model. This model must be adapted to the territory's own conditions such as climate, topography, local construction materials, customs and traditions, as well as local labor.

At the end of this project, it is expected to present a differential approach for construction models that adjust to the unique characteristics and particularities of a territory, while strengthening local actors as a source of traditional knowledge.

Keywords: timber, structure, eco-sustainable, energy, precipitation, water, VIC, design.

1. Introducción

La contaminación ambiental y su impacto es una problemática que afecta a toda la sociedad y particularmente el sector de la construcción aporta un gran porcentaje al aumento del Dióxido de Carbono (CO₂) [1]. Para el desarrollo de una sociedad son indispensables las construcciones, sin embargo, hacen parte de los principales contaminantes del medio ambiente, siendo uno de los sectores con mayor índice en producción de gases con efecto invernadero durante todas sus etapas: desde la etapa inicial de construcción, su vida útil y su demolición [2].

Los materiales tradicionales de construcción no solo producen dióxido de carbono, sino que también tienen un alto costo de producción y transporte, especialmente en las regiones de difícil acceso en el país [3]. El costo de la construcción con los sistemas tradicionales viene sufriendo un alza en los precios de los materiales en los últimos años. Lo anterior representa para la población con menos recursos, dificultades en el proceso para acceder a una vivienda digna; en el año 2021 en las cabeceras municipales, el 20.4% de los hogares se encontraba en déficit habitacional, mientras que en los centros poblados y rurales la proporción fue del 68.2% de los hogares [4].

Es necesario que se incorporen nuevas alternativas utilizando materiales que se inclinen al desarrollo social sostenible y que no requieran grandes procesos industrializados [3]. Esta incorporación permitirá combatir una problemática en la que ha estado enmarcada la ruralidad en Colombia, la cual puede definirse como el índice de pobreza multidimensional relacionada con el déficit en aspectos como: acceso a los servicios públicos domiciliarios y a las condiciones de una vivienda digna [5]. La madera por ser un material eco-amigable, al ser usado en la construcción de viviendas, reduce los problemas ambientales siendo un material de fácil renovación y de bajo costo [3]. Usar la madera como material de construcción nos brinda una opción distinta a los materiales tradicionales y posee mayor accesibilidad por parte de las familias del municipio de López del Micay. En el proceso de elegir el material base de un sistema constructivo se deben tener consideraciones como: materiales existentes y disponibles de la región, además de las técnicas constructivas locales; esto permitirá reducir los costos en transporte y la mano de obra para desarrollar un proyecto de vivienda funcional, seguro y amigable con el medio ambiente.

Colombia se caracteriza por contar con una gran riqueza hídrica, que la mayoría de las poblaciones rurales aprovechan como fuente de abastecimiento [6]. En Colombia hay sectores que constituyen las zonas más lluviosas del mundo, como es el caso de la región pacífica, donde la precipitación media anual varía entre 9000 mm y 11000 mm [7]. López del Micay se encuentra en esta región y goza de alta pluviosidad, lo cual facilita la captación, recolección, almacenamiento y manejo del agua lluvia [8]. Lo anterior indica que con un buen diseño de recolección de aguas lluvias se podrían llegar a satisfacer las necesidades domésticas de una vivienda con suministro de agua permanente.

Durante este proyecto se analizaron las características esenciales de un modelo de vivienda de interés cultural y amigable con el medio ambiente para la vereda San Pablo del municipio de López de Micay, según las disposiciones definidas por el Gobierno Nacional [9]. Como propósito fundamental se buscó aprovechar los privilegiados recursos naturales que tiene el Municipio de López del Micay, como los son las altas precipitaciones y la gran variedad de árboles maderables, además, de técnicas y saberes tradicionales que identifican la cultura de la región.

2. Metodología

Se inició realizando una amplia revisión de literatura, que permitió adquirir fundamentos teóricos en investigaciones realizadas relevantes para el buen desarrollo del proyecto, en primer lugar, se estudiaron y definieron las características del modelo de vivienda de interés cultural para la zona de estudio siguiendo las definiciones de la Ley 2079 de 2021 para Vivienda y Hábitat.

Con el propósito de estudiar un modelo eco-sostenible, se identificaron sistemas constructivos existentes y funcionales en el país. A partir de lo anterior, se identificaron posibles sistemas de abastecimiento de servicios públicos eficientes para la zona de estudio, considerando los sistemas actualmente utilizados en el municipio de López de Micay.

Finalmente, según la información recolectada como parte del proceso de revisión de literatura y de la recopilación de la experiencia y saber tradicional con los habitantes del territorio, se resumieron aspectos importantes para ser considerados en la definición de una modelo de vivienda tradicional eco-sostenible para la vereda de San pablo.

3. Resultados

3.1. Caracterización de la vivienda de interés cultural

Según la definición de vivienda de interés cultural, el Ministerio de Cultura ha desarrollado una metodología de caracterización en 12 pasos definidos en el siguiente orden: Territorio, clima y topografía, materiales locales, costumbres, tradiciones, estilos de vida, resguardo y formas de implantación, técnicas constructivas, sistemas constructivos, criterios normativos, dialogo social y participación, planeación, diseño y espacio de habitaciones, técnicas productivas asociadas a cadenas productivas, mano de obra local y costos.

López de Micay es uno de los 42 municipios del departamento del Cauca (Colombia) localizado en la Provincia

Occidental de este territorio y a 84 km de la capital Popayán (Coordenadas 2°50'47"N 77°14'50"O). El municipio está a orillas del Río San Juan de Micay, y específicamente la vereda San Pablo se encuentra ubicada en la zona rural aguas abajo del municipio.

La temperatura promedio del territorio es de 25°C, con un clima de selva húmeda tropical. La precipitación media anual varía entre 9000 mm y 11000 mm, exaltando que es uno de los lugares más lluviosos del mundo. La vereda de San Pablo se encuentra en la parte baja del municipio, a 100 metros sobre el nivel del mar.

Como material local usado frecuentemente para la construcción se destaca la madera, la guadua, la chonta y las palmas de quitasol; aunque están últimas en la actualidad son poco utilizadas. Después de las visitas realizadas a la vereda de San Pablo con el fin de caracterizar el sistema estructural y el material de construcción más usado se elaboró la *Tabla 1*, que resume las distintas especies maderables usadas en las viviendas de la zona. Es importante mencionar que varias de estas especies son reconocidas como madera estructural en el Apéndice G-B que presenta los parámetros de estructuración del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR10) [10].

Tabla 1 – Madera utilizada para la construcción de viviendas en la vereda San Pablo

Característica	Tipo de madera
Palafito	Mispero, Guayacán, Mangle, Marequende, Zaupe
Bamba	Nato, Guayacán, Mangle, Cedro
Piso	Querre amarillo, Chanul, Perena, Nato, Machare, Caimito, Zaupe
Paredes	Machare, Tangare, Machare, Sajo, Cedro
Vigas	Chanul, Laurel, Mangle
Columnas	Chanul, Laurel, Mangle; Machare
Correas	Cedro, mangle
Varas	Cedro, mangle
Cielorraso	Peinemono, Cedro

Al hacer un recorrido en la vereda de San Pablo y completar una encuesta con los habitantes para conocer sus costumbres, fue posible identificar que las viviendas están implantadas de forma dispersa a la orilla del río y se desarrollan cultivos alrededor de las mismas. Las viviendas se construyen cerca al río porque se necesita el agua para satisfacer las necesidades domésticas, además, utilizan específicamente el Río San Juan de Micay y sus afluentes como ruta de transporte acuática (El río principal tiene tres afluentes, El Río Jolí, El Río Chuare y el Río Sigui.). Es importante mencionar que los medios de transporte acuático son los únicos utilizados para el transporte a través del municipio, debido a que no existen carreteras transitables. Las viviendas están construidas de forma tradicional con palafitos que tienen una altura de 1.5 a 3 metros, para proteger las viviendas en zonas propensas a sufrir derrumbes y buscando alejarlas de la orilla del río, el cual, en épocas de lluvia alcanza

caudales que pueden llegar a subir hasta 6 metros sobre el caudal promedio (caudal promedio 280 m³/s) [11].

Con el propósito de definir las técnicas y sistemas constructivos para la caracterización de la vivienda VIC, se identificó que los palafitos generalmente son construidos con madera de guayacán y tienen una base llamada bamba, que funciona de forma similar a una zapata aislada. La mayoría de las viviendas son de un piso y se utiliza como material estructural la madera; las dimensiones de las vigas y columnas tienen medidas estándar con secciones transversales de 4 pulgadas cuadradas, y los maestros de obra de la región acordaron usar la misma dimensión hasta para viviendas de dos pisos. A nivel de entrepiso, se usan vigas, sobre vigas y tablas de 1 pulgada de espesor; las cubiertas son livianas en Zinc, Eternit y unas pocas en Tejalit. Es importante mencionar que en los últimos años esta población ha implementado otros materiales para construir sus viviendas como los son: el concreto para la cimentación y lámina de fibro-yeso para sus paredes; sin embargo, la madera sigue siendo el material constructivo predominante.

Respecto a los criterios normativos referentes a las condiciones estructurales y arquitectónicas, algunas de las normativas vigentes que se deben tener en cuenta para la formulación de un proyecto de vivienda de interés cultural son las siguientes: Decreto 651 de 2022 “por el cual se adiciona el decreto 1077 de 2015”, Decreto Único Reglamentario del Sector Administrativo de Vivienda, Ciudad y Territorio, en relaciones con la vivienda de interés cultural, El Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente (NSR-10) y específicamente el Título G – Estructuras en madera y estructuras de guadua. Es importante mencionar que este tipo de proyectos requieren la regulación de normas ambientales para control y seguimiento del impacto ambiental como la ley 1753 de 2015 y el Decreto Único Reglamentario del Sector Ambiental y Desarrollo Sostenible (Decreto 1076 del 2015). La cultura de la vereda San Pablo se identifica por su diversidad étnica y sus evidentes lazos con la naturaleza. El pueblo afrodescendiente, de cierta manera, ha conservado sus tradiciones ancestrales a lo largo de los años. La música y la danza ocupan un lugar central en la vida cotidiana de la comunidad. La influencia africana se presenta en géneros musicales como el currulao y la marimba de chonta, que son interpretados durante festividades y celebraciones especiales. Además, las prácticas religiosas tradicionales, como las fiestas de la Santísima Trinidad y la Semana Santa, también son parte integral de la identidad cultural de la región. Para generar un modelo de vivienda de interés cultural que se ajuste a las necesidades y costumbres de la vereda San Pablo, será necesario que en la etapa de planeación y diseño arquitectónico se realice dialogo social y participativo con el consejo comunitario, maestros de obra y los habitantes de la vereda en general, quienes finalmente están interesados en conservar la identidad cultural representada en la construcción de viviendas tradicionales. Durante las visitas en la zona fue posible identificar que, uno de los aspectos más importantes para los habitantes en la proyección de la vivienda VIC es que tenga ventanas tanto en la parte frontal y lateral, permitiendo la entrada de la luz y la ventilación del espacio. Además, consideran importante evitar que el entrepiso esté en contacto con el suelo, recomendando como sistema de cimentación los palafitos. Las viviendas palafíticas existentes, tienen pilotes llamados horcones que tienen mínimo 3 metros de largo, de los cuales 1.5 metros quedan bajo el terreno. Estos niveles se recomiendan por la experiencia con las condiciones de humedad del lugar y para proteger a las viviendas y sus habitantes en caso de inundaciones generadas por el aumento del nivel del Rio San Juan de Micay. Respecto a los espacios internos de las viviendas, las habitaciones tienen un área promedio de 8 metros cuadrados, las cubiertas son livianas de mínimo dos aguas y máximo 4 aguas.

En estas regiones pacíficas es común encontrar alrededor de las viviendas cultivos de papa-china, plátano, banano, chivo y cachaco, además hay cultivos de caña, plantas medicinales y hortalizas.

En relación con la economía del territorio enfocada en la cadena productiva del material principal de construcción, la madera, se pudo identificar que existen algunas especies como el cedro que son cultivadas por los habitantes de la vereda, debido a facilidades en su cultivo. Otros materiales como el guayacán son talados y por lo general no se reemplazan con nuevos árboles de la misma especie; esta actividad es preocupante debido a que el guayacán es un material estructural resistente muy usado en la construcción, por lo cual, es requerido un estudio de impacto ambiental que permita plantear estrategias de conservación y restauración de los bosques del territorio.

Los árboles son talados con cierras y las tablas son llevadas a una vereda vecina para ser cepilladas, siendo el único tratamiento realizado al material antes de usarlo. Algunos habitantes cultivan sus propios árboles y comercializan las especies con los mismos habitantes de la vereda San Pablo o en veredas vecinas.

La vereda San Pablo, con una cantidad de habitantes estimada de 200 personas, cuenta con 2 maestros de obra reconocidos por los mismos habitantes y que actualmente conocen y ejecutan proyectos de vivienda a base de madera de especies locales.

Finalmente, una característica importante de la vivienda de interés cultural es definir el costo de la unidad, el cual, según la experiencia de sus habitantes, oscila entre 20 a 30 millones para viviendas pequeñas si se usa la madera como material principal. Este valor puede aumentar hasta 100 o 140 millones, si la vivienda se construye con un sistema tradicional de mampostería o concreto reforzado, debido al costo del flete de trasportación de los materiales.

3.2 Sistema de abastecimiento de servicios públicos eco-sostenibles

Para el aprovechamiento de la energía solar, se logra identificar la necesidad de medir la radiación solar del lugar y la hora solar pico, además de establecer la carga requerida por la vivienda para su uso funcional. Con base en esta información se selecciona el sistema de energía solar fotovoltaica.

Tabla 2 – Irradiación mensual del municipio de López del Micay

Mes	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Irradiación kWh/m ² /día	4.0 - 4.5	4.0 - 4.5	4.0 - 4.5	4.0 - 4.5	3.5 - 4.0	4.0 - 4.5	4.5 - 5.0	4.0 - 4.5	4.0 - 4.5	4.0 - 4.5	3.5 - 4.0	3.5 - 4.0

Con base al análisis realizado de la información de la Tabla 2 y Tabla 3 se establecen los elementos del sistema solar fotovoltaico. Los paneles seleccionados teniendo en cuenta su capacidad y uso en Colombia se presentan en la Tabla 4.

Tabla 3 – Consumos comunes de equipos electrodomésticos en una vivienda

Equipos	Potencia (W)	Periodo de operación (h)	Cantidad	Tecnología	Potencial Total (W)	Energía (Wh/día)	Energía (Wh/día)
Licudadora	140	0.2	1	Convencional	140	28	0.028
Nevera	80	10	1	Convencional	80	800	0.8
Televisor	100	3	1	LED	100	300	0.3
Luces	15	5	6	LED	90	450	0.45
Celulares	5	4	2	Convencional	10	40	0.04
Total					420	1618	1.618

Tabla 4 - Elementos del sistema solar fotovoltaico

Detalle del elemento	Cantidad
Panel Solar 330 Watts ZNSHINE Doble Vidrio Poli	2
Batería Gel Ciclo Profundo 200Ah 12V Vol-Bat	1
Inversor Cargador 1KVA Powest 110VAC 12VDC	1
Caja Fusible tipo Riel con Fusible 15A 1000V DC	1
Kit Cable Fotovoltaico 15mts 6mm conector en 1 extremo	1
Kit Cable Baterías para 12V 1 Serie AWG N°6	1
Breaker 63 Amperes DC Siemens 72 Voltios	1
Breaker 16 Amperes DC Siemens 72 Voltios	1

Para establecer el sistema de recolección de aguas lluvias se identifica: la precipitación de la zona, el consumo de la vivienda y la posible área de captación. En promedio una persona

consume 100 litros de aguas diarios, por lo tanto, si en la vivienda viven 4 personas en el año, se tendrá un consumo de 144,000 litros de agua por año. Para el análisis de captación además de tener en cuenta la precipitación, se tienen en cuenta los coeficientes de pérdida, (coeficiente de captación de 0.85, y coeficiente de escurrimiento de 0.85 por utilizar las láminas de zinc de la cubierta). Además, se define como área de captación 60m², según las viviendas existentes en el lugar.

$$\text{Volumen captado} = \text{lluvia (m)} * \text{área de captación} * cc * ce \quad \text{Ec1}$$

Según los datos tomados del Instituto de Hidrología Meteorología y Estudios Ambientales [7], la estación más cercana (NOANAMITO [53070050]) a la zona de estudio tiene una precipitación promedio anual de 7,868mm.

$$\begin{aligned} \text{Volumen captado} &= 7.868\text{m} * 60\text{m}^2 * 0.85 * 0.85 = 341.0596\text{m}^3 \cong 341,060 \text{ litros} \\ \text{Volumen captado} &> \text{Consumo} \rightarrow 341,060 \text{ litros} > 144,000 \text{ litros} \end{aligned}$$

En la Fig. 2 se puede percibir que con un área de captación de 60m² y la precipitación de la zona se puede recolectar para todos los meses una cantidad de agua mayor a la cantidad que se necesita para el consumo doméstico.

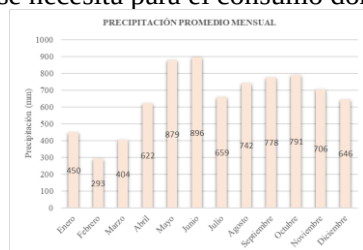


Fig. 1 - Precipitación; estación meteorológica 53070050 (Noanamito) [7]

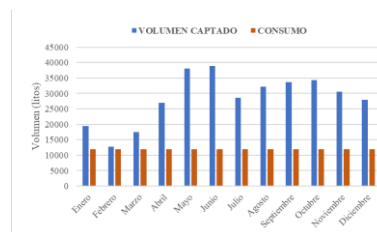


Fig. 2 – Consumo y volumen captado en una superficie de captación de 60m²

4. Conclusiones

En la vereda de San Pablo se construye de forma tradicional, con cimentación palafítica y utilizando como material principal la madera. Son usuales las ventanas en la parte frontal y lateral caracterizando las fachadas típicas de la zona; con columnas, vigas y sobre-vigas de una sección transversal de 4in². Las habitaciones cuentan con un área promedio de 8m² con pisos en madera y con cubiertas livianas. Las viviendas están ubicadas cerca a la orilla del río con cultivos a su alrededor. Si bien el uso de sistemas autosustentables puede llegar a incrementar el costo de un modelo de vivienda, representan una solución viable para los habitantes de la vereda de San Pablo quienes no cuentan con servicios públicos como acceso a agua potable y energía, y que por muchos años han sido abandonados por los entes gubernamentales.

El municipio de López del Micay cuenta con recursos hídricos privilegiados como el caudaloso Río San Juan de Micay y sus 3 afluentes principales, además, se destacan las altas precipitaciones pluviales al año. Sin embargo, la calidad del agua del río no es potable debido a la contaminación generada por la minería ilegal, por lo cual, es posible recomendar el diseño e instalación de sistemas de recolección y tratamiento de aguas lluvias para el uso y consumo doméstico.

El uso de energía solar también se convierte en otra solución viable para esta zona y que debe ser analizada con mayor detalle.

El mangle es una especie protegida para el comercio, pero en el municipio de López del Micay se permite usarlo para las necesidades indispensables de las familias como construir sus viviendas. Sin

embargo, resulta importante gestionar proyectos de impacto ambiental para determinar los efectos que esta actividad genera a corto, mediano y largo plazo en la zona.

5. Referencias

- [1] O. L. B. A. Flores and M. I. J. Julca, “FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE ARQUITECTURA ‘ Materiales estructurales eco-sostenibles y el impacto ambiental en las edificaciones de Picup - Huaraz , 2019 . ” - “ Terminal terrestre interprovincial en Huaraz - A nc,” <https://repositorio.ucv.edu.pe/>, pp. 0–2, 2019.
- [2] B. C. Escobar and M. C. Amaro, “Vivienda autosustentable con disminución de CO2 en su construcción,” 2022. Accessed: May 18, 2023. [Online]. Available: <http://hdl.handle.net/10785/9384>
- [3] G. P. Ancho, J. R. Condor, and C. R. Y. Bravo, *Diseño Estructural De Una Vivienda Unifamiliar Eco Sostenible a Base De Bambú De Interés Social En El Distrito De Morropón En La Región De Piura*. 2020. [Online]. Available: <https://repositorio.usil.edu.pe/items/a84bd7b7-5e08-4d74-870e-d881cab802b7>
- [4] DANE, “Boletín Técnico Déficit Habitacional,” 2022. [Online]. Available: <https://www.dane.gov.co/index.php/estadisticas-por-tema/demografia-y-poblacion/deficit-habitacional>.
- [5] B. M. Molina and G. K. L. Alfonso, “VIVIENDA RURAL SOSTENIBLE COMO POTENCIADOR DEL MUNICIPIO DE VENADILLO EN EL NORTE DEL DEPARTAMENTO DEL TOLIMA,” *file:///C:/Users/VERA/Downloads/ASKEP_AGREGAT_ANAK_and_REMAJA_PRINT.docx*, vol. 21, no. 1, pp. 1– 9, 2020.
- [6] J. D. F. Ruiz and B. Y. L. V. Pérez, “Prototipo de vivienda con criterios de sostenibilidad en la zona rural de Saravena, Arauca,” *Angewandte Chemie International Edition*, 6(11), 951–952., pp. 2013–2015, 2021.
- [7] IDEAM, “ESTUDIO NACIONAL DEL AGUA .” Accessed: May 18, 2023. [Online]. Available: <http://www.ideam.gov.co/>
- [8] Cristian Leonardo Gutiérrez Cuéllar, “UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA GESTIÓN SERVICIOS BIBLIOTECARIOS CARTA DE AUTORIZACIÓN,” 2021. [Online]. Available: www.usco.edu.co/ [9] *Ley_2079_de_2021*. Accessed: Jan. 22 2024. [Online]. Available: <https://www.funcionpublica.gov.co/eva/gestornormativo/norma.php?i=160946#:~:text=La%20presente%20ley%20tiene%20por%20objetivos%3A,su%20promoci%C3%B3n%2C%20garant%C3%ADa%20y%20satisfacci%C>.
- [10] NSR, “NSR-10: TÍTULO G — ESTRUCTURAS DE MADERA Y ESTRUCTURAS DE GUADUA,” 2010.
- [11] “Plan Municipal de Gestión del Riesgo de Desastres del municipio de López de Micay Cauca.” Accessed: Apr. 26, 2024. [Online]. Available: <http://repositorio.gestiondelriesgo.gov.co/handle/20.500.11762/32324>

Cómo citar: D. A. Alomia Viveros y Y. M. Menza-Calambás, «Modelo de vivienda eco-sostenible para la vereda San Pablo del municipio de López de Micay», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 222-228. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Formas plegadas optimizadas para el desarrollo de cubiertas con tableros derivados de la madera

Autores: Karen Crosa ⁽¹⁾, Juan José Fontana ⁽¹⁾, Marina Piñeyro ⁽¹⁾, Virginia Vila ⁽¹⁾

¹ Facultad de Arquitectura, Diseño y Urbanismo, Universidad de la República. Bv Artigas 1031, Montevideo, CP. 11300, Uruguay.

Resumen

El objetivo de este trabajo es el desarrollo de morfologías estructurales complejas basadas en la eficiencia de la forma, aprovechando el potencial que las nuevas herramientas de diseño y fabricación asistidos por computadora brindan. Particularmente, se encuentran formas de cubiertas plegadas optimizadas, que puedan ser fabricadas con tableros derivados de la madera y herrajes disponibles en el mercado local.

A partir de una serie de experimentos de *form finding* con técnicas de *origami*, se seleccionaron patrones de plegado aptos para la conformación de cubiertas de luces medianas o grandes. Manipulando los patrones, utilizando *Rhinoceros 3D*, se encontraron variaciones de las formas con distintas alturas, pero manteniendo constante la luz. Luego, el comportamiento estructural de las formas fue analizado utilizando RFEM. Dimensionando las formas con el mismo material pero distinto espesor, e igualando las deformaciones máximas, se comparó el peso propio de cada una por unidad de superficie cubierta (Kg/m^2). Finalmente, se analizaron alternativas para el incremento de la rigidez de las formas que presentaron un mejor comportamiento estructural, a través de la incorporación de bielas y tensores de acero.

La optimización de formas a partir de experimentos analógicos y digitales, es indispensable para el posterior diseño paramétrico y fabricación asistida por computadora de prototipos.

Palabras clave: origami, morfologías estructurales, modelos informáticos, diseño paramétrico.

Abstract

The aim of this work is the development of complex structural morphologies based on shape efficiency, taking advantage of the potential that new computer-aided design and manufacturing tools provide. Particularly, there are optimized forms of folded roofs, which can be manufactured with wood derived boards and steel connectors available on the local market.

From a series of form finding experiments with *origami* techniques, folding patterns suitable for creating medium or large span covers were selected. By manipulating the patterns, using *Rhinoceros 3D*, variations of the shapes with different heights were found, but keeping the span constant. Then, the structural behavior of the shapes was analyzed using RFEM. By dimensioning the shapes with the same material but different thickness, and equalizing the maximum deformations, the self-weight of each one per unit of covered surface (Kg/m^2) was compared. Finally, alternatives for increasing the stiffness of the shapes that showed a better structural behavior were analyzed through the incorporation of steel connecting rods and wires.

The optimization of shapes, based on analog and digital experiments, is essential for the subsequent parametric design and computer-aided manufacturing of prototypes.

Keywords: origami, structural morphologies, computer models, parametric design.

1. Introducción

El sector forestal uruguayo se encuentra en crecimiento y en los últimos años, desde diferentes organismos públicos, se ha incentivado el desarrollo de construcciones con madera. Esto ha generado un escenario propicio para la producción de materiales

estructurales derivados, con ingeniería incorporada, entre los que se destacan los tableros contrachapados y el CLT.

El pliegue, por otra parte, es una estrategia que permite incrementar la inercia geométrica y la rigidez de una superficie estructural. El *origami* es una técnica de plegado de papel milenaria que ha sido aplicada al diseño en diversas áreas y que puede ser utilizada para encontrar la forma de estructuras laminares eficientes, con resultados arquitectónicos muy atractivos cuando se resuelven con tableros derivados de la madera. Actualmente, existen programas informáticos que permiten simular y manipular fácilmente las formas plegadas, lo cual posibilita modelar estructuras complejas de forma paramétrica que luego sean analizadas y optimizadas con programas de cálculo.

2. Metodología

Se seleccionaron cinco patrones de un catálogo de formas con técnicas de *origami* desarrollado en una investigación previa [1]. Todos ellos conservan la planeidad de sus caras durante el proceso de pliegue y pueden, por lo tanto, quedar contenidos en un mismo plano al ser completamente plegados. Se trata de formas que, preliminarmente, se consideran apropiadas para cubiertas de espacios de luces medianas y grandes en función de sus cualidades resistentes, constructivas y estéticas. Los patrones seleccionados fueron bóvedas en V (BV01 y BV02), expansiones en V (EV02 y EV03) y el plegado Yoshimura (Y01), ver *Fig.1* y *Fig.2*. Con el objetivo de optimizarlos, fueron manipulados y escalados para cubrir una luz de 8 m. Inicialmente, fueron confeccionados con papel y luego se simularon digitalmente utilizando el programa *Rhinoceros 3D* que cuenta con el *plug in* de *Grasshopper*. También se aplicó el complemento *Crane*, para la simulación de plegados rígidos.

A partir de la forma digitalizada básica de cada patrón, se generaron series de distintas morfologías regulando la apertura del plegado. Los límites del proceso quedaron definidos entre una apertura máxima y una mínima. La máxima es la que produce una morfología plana en una vista superior (el patrón sin plegar), en tanto que la mínima es la que produce una forma totalmente cerrada y plana en una vista lateral (el patrón totalmente plegado). Las formas obtenidas quedaron comprendidas dentro de estos rangos y su número, varía para cada patrón. Cada morfología de la serie quedó definida por la relación entre su altura máxima y la luz entre apoyos.

Una vez obtenidas las morfologías con distintas proporciones de cada plegado, se extrajo una unidad mínima de cubierta o “faja prototipo”. El comportamiento teórico estructural de estas fajas fue analizado utilizando el programa RFEM y la norma EN 1990 [2]. La totalidad de los plegados fueron modelados como superficies planas, de rigidez ortótropa. El material se definió como tablero contrachapado clase F20/15 E30/25 según la norma EN 12369-2 [3]. Todos fueron sometidos a la misma combinación de cargas. Los vínculos entre los faldones se consideraron articulados y los apoyos externos fueron modelados como articulaciones fijas. Se calculó el espesor necesario del material para que todas las formas alcancen una misma deformación global. Se definió, a continuación, la relación entre el peso de la faja y el área cubierta como indicador de comportamiento para seleccionar aquellas con el mejor desempeño estructural de cada serie.

Con las cinco morfologías seleccionadas se modelaron cubiertas de siete fajas de ancho, manteniendo las mismas condiciones de luz, carga y apoyos. Finalmente, se analizaron alternativas para el incremento de la rigidez de estas cubiertas a través de la incorporación de distintas combinaciones de bielas y tensores de acero.

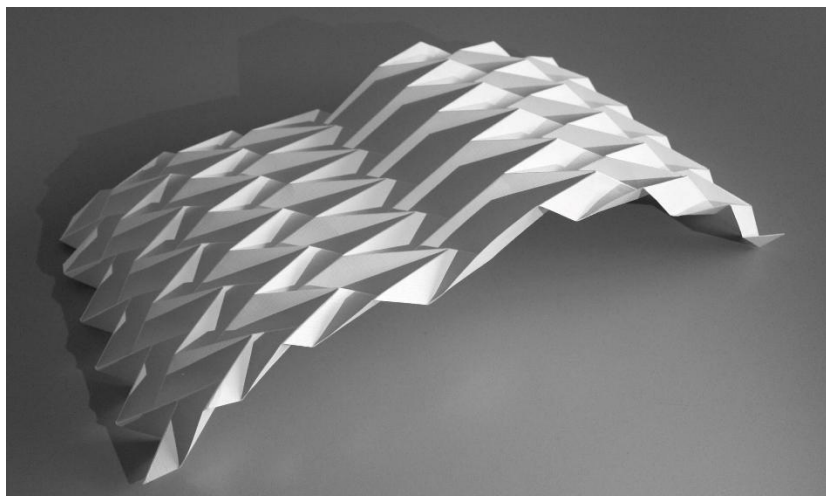


Fig. 1 – Imagen del patrón BV02, plegado con técnicas de *origami*.



Fig. 2 – Imágenes de los patrones BV01, BV02, EV02, EV03 y Y01, generadas en *Rhinoceros 3D*.

3. Resultados obtenidos

3.1. Resultados de la modelización de fajas

La faja del plegado BV01 más eficiente es la de relación entre altura y luz de 1 a 5, ya que presenta el menor peso por unidad de superficie, ver *Tabla 1* y *Fig. 3*. Aquellas con relaciones mayores y menores entre altura y luz presentan rendimientos menos eficaces. Las deformaciones horizontales, por otra parte, disminuyen cuando aumenta la relación entre la luz y la altura. La faja de proporción 1 a 5, si bien no es la de menor deformación horizontal, se consideró como óptima por presentar una deformación relativamente baja en su serie y la menor relación entre peso y superficie, ver *Fig. 4*.

En forma análoga se analizaron las fajas de los otros cuatro plegados: BV02, EV02, EV03, Y01, obteniéndose los resultados expresados en la *Tabla 2*.

Se analizaron diez fajas del plegado BV02. La que presentó un comportamiento más eficiente fue aquella con proporción entre altura y luz de 1 a 5,5, con una relación de peso por unidad de superficie de 48,21 kg/m². Sin embargo, esta morfología es la que presenta mayores deformaciones horizontales de su serie. Es de notar, no obstante, que el incremento observado en dichas deformaciones disminuye notoriamente a partir de la faja con relación 1 a 9.

Tabla 1 – Resultados del análisis de las nueve fajas del plegado BV01

Proporción altura/luz	1 a 3	1 a 3,5	1 a 3,75	1 a 4	1 a 4,5	1 a 5	1 a 5,5	1 a 6	1 a 7
Espesor (mm)	15	40,5	48	51	52,5	51	55	59	70
Peso de la faja (kg)	102,21	235,68	262,17	267,05	253,1	235,6	241,68	251,68	282,67
Def. horizontal (mm)	3,8	1,3	1	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
Área cubierta (m ²)	2,86	6,01	6,55	6,83	7,19	7,32	7,42	7,47	7,52
Peso/Área cubierta (kg/m ²)	35,72	39,19	40,01	39,10	35,22	32,17	32,55	33,70	37,59

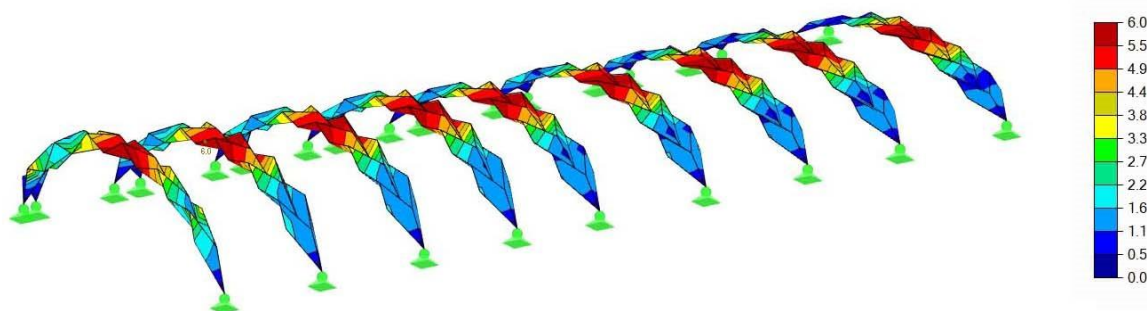


Fig. 3 – Deformaciones globales de las nueve fajas del plegado BV01,

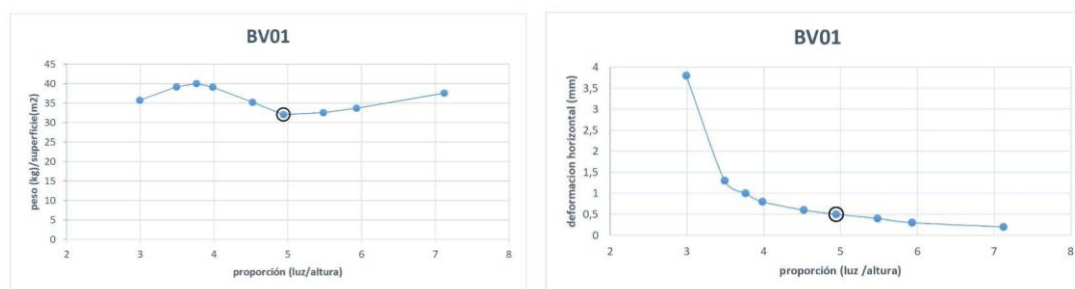


Fig. 4 – Gráficas peso/superficie y deformación horizontal, en función de las proporciones entre luz y altura de cada faja.

Se modelaron, asimismo, siete fajas del plegado EV02. La más eficiente resultó ser la de proporción entre altura y luz de 1 a 4, con una relación de peso por unidad de superficie de 34,27 kg/m². En cuanto a las deformaciones horizontales, tiene valores importantes si bien no son las máximas, del orden de seis veces mayores que la mínima. Esta morfología se encuentra próxima a la zona de plegado máximo.

Con respecto al plegado EV03, fueron analizadas nueve fajas y la más eficiente resultó ser la de proporción entre altura y luz de 1 a 9, con una relación de peso por unidad de superficie de 121,12 kg/m². Esta faja, además, presenta las menores deformaciones horizontales de su serie (aproximadamente el 13% del mayor valor).

Se estudiaron, finalmente, diez morfologías del plegado Y01, resultando la faja más eficiente la de proporción entre altura y luz de 1 a 6, con una relación de peso por unidad de superficie de 13,73 kg/m². Dicha faja se ubica en la zona donde el patrón se encuentra poco plegado, por lo cual presenta pequeños valores en las deformaciones horizontales (del orden del 17% de los mayores valores observados).

Tabla 2 – Información de las cinco fajas óptimas.

	BV01	BV02	EV02	EV03	Y01
Proporción altura/luz	1 a 5	1 a 5,5	1 a 4	1 a 9	1 a 6
Espesor (mm)	51	37,8	40	223	25
Peso de la faja (kg)	235,6	215,84	232,59	691,76	129,93
Def. horizontal (mm)	0,5	5,8	1,2	0,13	0,4
Área cubierta (m²)	7,32	4,48	6,79	5,71	9,46
Peso/Área cubierta (kg/m²)	32,17	48,21	34,27	121,12	13,73

3.2. Resultados de la modelización de cubiertas

Las deformaciones globales máximas de la cubierta modelada con la morfología óptima del plegado BV01 resultó un 23,3% de las deformaciones máximas de la faja aislada, mientras que las deformaciones horizontales aumentaron el 120%. Los desplazamientos en el eje vertical se modificaron levemente: los valores positivos aumentaron un 8,3% mientras que los negativos disminuyeron un 25%, aproximadamente.

En cuanto al plegado BV02, no se observaron diferencias significativas entre las deformaciones globales de la faja y de la cubierta. En cambio, las deformaciones horizontales resultaron 89% mayores en la cubierta, en tanto que las deformaciones verticales se redujeron un 16%, ver Fig.5.

Los valores de deformación de la cubierta modelada con el patrón EV02 presentan pequeñas diferencias con respecto a las deformaciones de la faja óptima. La deformación global disminuyó un 3%, las deformaciones horizontales aumentaron un 8,3%, mientras que las deformaciones verticales positivas aumentaron y las negativas disminuyeron un 11% y un 3%, respectivamente.

La cubierta modelada a partir del plegado EV03, por el contrario, tuvo un comportamiento muy diferente al de la correspondiente faja aislada. Las deformaciones horizontales se incrementaron un 500%, mientras que las deformaciones verticales casi no se vieron afectadas.

Por último, las deformaciones horizontales se incrementaron un 60% en la cubierta conformada con el plegado Y01, con respecto a la faja aislada. Las deformaciones globales aumentaron un 1,7%, mientras que las deformaciones positivas en vertical disminuyeron y las negativas aumentaron, ver Fig.6.

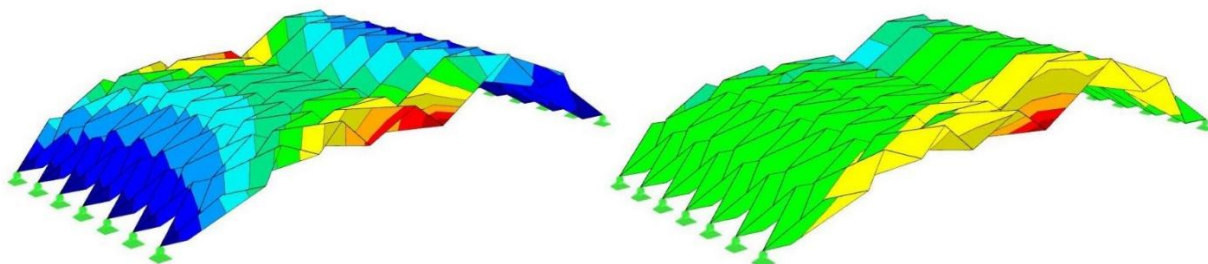


Fig. 5 – Deformaciones globales y horizontales de la cubierta del plegado BV02.

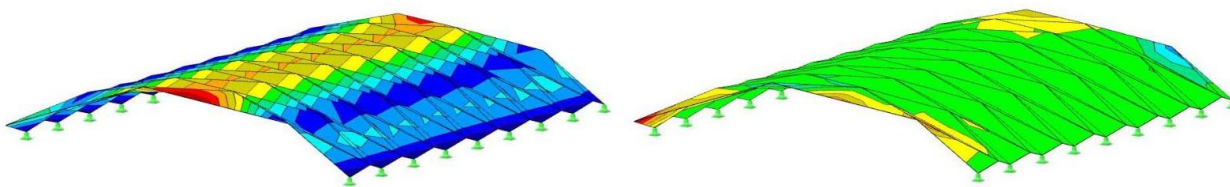


Fig. 6 – Deformaciones globales y horizontales de la cubierta del plegado Y01.

3.3- Resultados de la modelización de cubiertas reforzadas

Se incorporaron diferentes combinaciones de bielas y tensores a las cubiertas, con el objetivo de optimizar el comportamiento estructural.

Se incorporaron elementos comprimidos en los valles y las montañas centrales de las fajas externas de la cubierta modelada con el plegado BV01, dispuestos según una dirección perpendicular a la de las fajas. Con estos refuerzos, las deformaciones globales disminuyeron un 19,6% con respecto a la cubierta sin reforzar y un 38,3% con respecto a la faja aislada. Las deformaciones horizontales disminuyeron 27%, si bien resultan un 60% mayor que las de la faja aislada. Se lograron disminuir, no obstante, las deformaciones verticales.

En la cubierta reforzada en base al plegado BV02 también se observó una disminución de las deformaciones globales, llegando al 43% de las de la cubierta sin reforzar. Asimismo, las deformaciones horizontales disminuyeron considerablemente, resultando incluso menores que las de la faja aislada.

Con los refuerzos colocados en la cubierta modelada a partir del plegado EV02, fue posible disminuir todas las deformaciones, obteniendo valores menores a los de la faja aislada y a los de la cubierta sin reforzar, ver *Fig. 7*.

El caso de la cubierta conformada con el plegado EV03 fue similar al de la BV01. Todas las deformaciones disminuyeron, a excepción de las horizontales con relación al estudio de la faja aislada, ver *Fig. 8*.

La cubierta reforzada modelada a partir del plegado Y01 presentó pocas variaciones, las deformaciones globales disminuyeron un 3% y las horizontales no se modificaron. Los valores positivos de las deformaciones verticales aumentaron mientras que los negativos bajaron 4% y 3%, respectivamente.

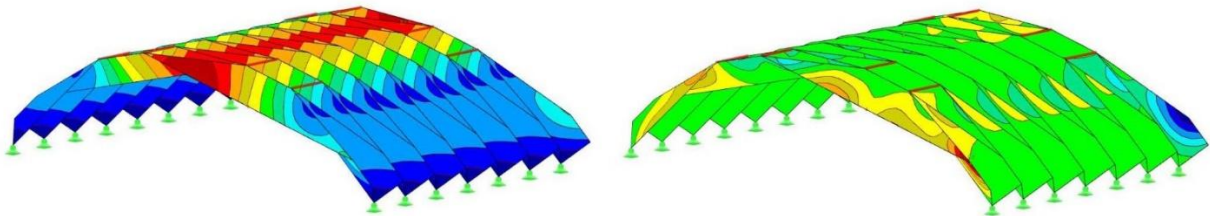


Fig. 7 – Deformaciones globales y horizontales de la cubierta reforzada del plegado EV02.

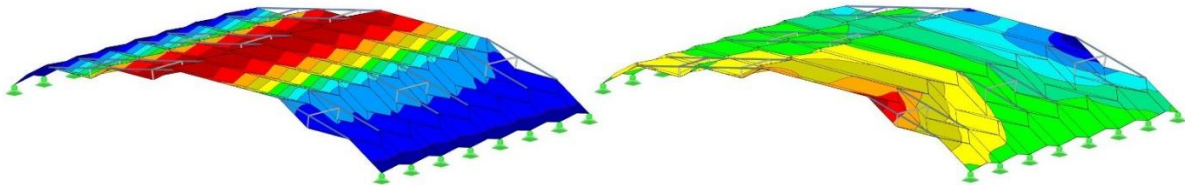


Fig. 8 – Deformaciones globales y horizontales de la cubierta reforzada del plegado EV03.

4. Conclusiones

Las deformaciones globales de las cubiertas disminuyen, en la mayoría de los casos, con respecto a las de las fajas aisladas, aunque aumentan las deformaciones horizontales. Este incremento de las deformaciones horizontales puede controlarse incorporando bielas y tensores de refuerzo.

El comportamiento de las fajas externas de las cubiertas es diferente al de las fajas centrales. En las primeras, en general, se observan las mayores deformaciones. Es posible uniformizar el comportamiento de las distintas fajas, no obstante, incorporando bielas y tensores de refuerzo.

La incorporación de refuerzos estructurales en los plegados, estratégicamente dispuestos, mejoran el desempeño. La única excepción fueron las morfologías derivadas del plegado Y01 que no mejoraron, sustancialmente, con esta estrategia. Este hecho reafirma la alta eficiencia de su forma inicial plegada en base a triángulos, la cual ya había sido puesta en evidencia a partir de la baja relación que presenta entre peso y área cubierta, ver *Tabla 2*. En la cubierta en base al plegado BV02 reforzada, se observó una notoria mejoría del desempeño estructural, con valores de deformaciones horizontales menores a los obtenidos en la faja aislada.

Es necesario estudiar el costo añadido en relación al beneficio obtenido en la mejora del desempeño, en aquellas morfologías que presentan escasas variaciones con la incorporación de refuerzos, así como validar estos resultados teóricos con ensayos en prototipos.

5. Referencias

- [1] Fontana J, Pereyra P, Piñeyro M, Abal B, Chocca C, Torán S, Lapeyre F. *Cubiertas laminares con estructura de madera, diseñadas y fabricadas con procesos asistidos por computadora. Su aplicación en edificios educativos*. Montevideo: Gráfica Mosca; 2022.
- [2] Asociación Española de Normalización. *Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras*. (UNE-EN 1990:2019).
- [3] Asociación Española de Normalización. *Tableros derivados de la madera. Valores característicos para el cálculo estructural. Parte 2: Tablero contrachapado*. (UNE-EN 12369-2:2011).

Cómo citar: K. Crosa, J. J. Fontana, M. Piñeyro, y V. Vila, «Formas plegadas optimizadas para el desarrollo de cubiertas con tableros derivados de la madera», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 229-235. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

ÁREA TEMÁTICA: Análisis de ciclo de vida y Evaluación de desempeño

ACV de la cuna a la puerta con opción: caso de estudio concreto premezclado Cúcuta Colombia

Autores: Claudia Retamoso-Llamas ⁽¹⁾, Aliro Niebles-Santiago ⁽¹⁾

¹ Universidad Pontificia Bolivariana Seccional Bucaramanga. Km. 7 vía Piedecuesta, Floridablanca, 681007, Colombia.

Resumen

El concreto es el material más utilizado en la construcción de infraestructura. Adicionalmente, proporciona un peso alto de contaminación ambiental aportado como dióxido de carbono equivalente ($\text{CO}_{2\text{eq}}$) en la producción. Por lo anterior el objetivo del trabajo fue evaluar desde la cuna a la puerta con opción según la norma ISO 14025 el comportamiento de 1 m^3 de concreto, desde la producción, construcción y uso (50 años) en una casa ubicada en Cúcuta. El alcance se da por las etapas que controlan la producción (A1-A3), la construcción (A4 y A5) y uso (B1 a B6). La metodología incluye la producción en la empresa “La Piedra SAS” con las estadísticas de consumo del primer semestre del año 2021. En la construcción los datos de una obra ubicada en la ciudad de Cúcuta, se modeló el consumo energético en el programa *Design-Builder*, teniendo en cuenta el uso de aire acondicionado de la vivienda por 50 años teniendo en cuenta muros de mampostería y concreto. Se concluyó en esta investigación que el consumo energético de 1 m^3 En las etapas A1 – A4 fue de $217,62 \text{ kgCO}_{2\text{eq}}$, en las etapas A5 y A6 $29,48 \text{ kgCO}_{2\text{eq}}$ y en el uso fue de $519,67 \text{ kgCO}_{2\text{eq}}$.

Palabras clave: Análisis Ciclo de Vida, Concreto Premezclado, Gases Efecto Invernadero, $\text{CO}_{2\text{eq}}$

Abstract

Concrete is the most widely used material in construction. However, it also contributes significantly to environmental pollution, with high carbon dioxide equivalent ($\text{CO}_{2\text{eq}}$) emissions during production. Moreover, this study aimed was to evaluate the ecological impact, from cradle to gate, of 1 m^3 of concrete using the ISO 14025 standard. The assessment covers the entire life cycle of concrete, including production, construction, and 50 years of use, in a residential house in Cúcuta. The study scope encompasses the stages controlling production (A1-A3), construction (A4 and A5), and use (B1 to B6) of concrete. Methodologically, concrete production was evaluated using the company 'La Piedra SAS' consumption statistics for the first half of 2021. Moreover, for construction, data from a project in Cúcuta were utilized and modeled using Design-Builder software to calculate energy consumption. This consumption was made with the energy of air conditioning for 50 years in the same home with concrete and masonry walls. The research concluded that energy consumption for 1 cubic meter of concrete was $217.62 \text{ kgCO}_{2\text{eq}}$ for stages A1 to A4, $29.48 \text{ kgCO}_{2\text{eq}}$ for stages A5 and A6, and $519.67 \text{ kgCO}_{2\text{eq}}$ for the use stage.

Keywords: Life Cycle Analysis, Ready Mixed Concrete, Greenhouse Gases, $\text{CO}_{2\text{eq}}$

1. Introducción

La construcción moderna requiere incorporar características específicas en los materiales de construcción utilizados como aislamiento térmico, durabilidad, resistencia y además reducir el consumo de energía durante la construcción y operación de las estructuras de los edificios, generando

menos impacto en la generación de gases de efecto invernadero CO_2 equivalente [1]. El aumento del CO_2 equivalente es atribuible a la combustión de combustibles fósiles en procesos industriales, manufactura, transporte y el ámbito de la construcción [2]. Es por esto, que la investigación del impacto de los gases de efecto invernadero de los materiales en la disminución a cero consumo energético (*Net Zero*) en la infraestructura para el año de 2050, se convierta en una necesidad debido a que las soluciones para reducir las emisiones de carbono “incorporadas” derivadas del diseño, la producción y la utilización de materiales de construcción como el cemento, el acero y el aluminio se han quedado muy atrás respecto a la disminución de la energía durante el uso de la edificación [3]. El análisis del ciclo de vida (*LCA* por su sigla en inglés) es la evaluación del impacto ambiental de un producto determinado a lo largo de su vida útil [4]. Entre todos los materiales de construcción, el concreto tiene la energía incorporada más baja. Uno de los componentes principales es el cemento y su producción representa entre el 5% a 7% de las emisiones mundiales de CO_2 y se produce a un ritmo muy alto de aproximadamente 3 mil millones de toneladas por año [5,6]. Debido a lo anterior, se ha propuesto disminuir el uso del cemento en el concreto, pero se ha observado que no disminuye su demanda, al contrario, aumenta con los años a medida que crece vertiginosamente la infraestructura. Aún es posible una reducción o un estancamiento en la demanda de cemento si se mejora la calidad del cemento, requiriendo menos cemento para el mismo desempeño del concreto. Aún es posible una reducción o un estancamiento en la demanda si se mejora la calidad del cemento, requiriendo menor cantidad para el mismo desempeño del concreto [7].

Además de la energía embebida en la cadena de producción de los materiales, es necesario también revisar el uso de la energía a partir de la construcción con concreto, es decir revisar el consumo energético debido al uso de aparatos eléctricos en la edificación tales como el aire acondicionado debido al clima específico de una región. Aunque esto no se logra directamente con datos recogidos en sitio, se puede obtener gracias a software de simulación [8]. Las simulaciones energéticas de edificios son un recurso importante utilizado por arquitectos, ingenieros y consultores energéticos. Estas simulaciones permiten medir y optimizar el rendimiento energético dentro de los edificios modelando adecuadamente el uso de energía, los sistemas HVAC y la iluminación. Permiten descubrir y ejecutar soluciones de ahorro de energía, optimizar los niveles de confort térmico y estimar las necesidades de carga máxima [9]. Este proceso basado en modelos para producir y gestionar datos de construcción coordinados y consistentes que facilitan el logro de objetivos ambientales predeterminados se conoce como “Green BIM”, lo cual facilita la evaluación y el análisis de una variedad de factores de rendimiento, incluido el confort térmico y las tasas de consumo de energía [10].

El objetivo de este trabajo es evaluar el impacto ambiental evaluado a través del análisis del ciclo de vida con opción según los requerimientos de la Norma Técnica Colombiana NTC – ISO 14040 [11] y la ISO 21930 sobre declaración ambiental de productos de la construcción [12] aplicada a la producción de un $(1) \text{ m}^3$ de concreto premezclado y posterior consumo energético en una edificación, en la cual se reemplazarán los muros de mampostería por los muros de concreto reforzado, datos que se modelaron para poder obtener los datos del uso de energía en la edificación por 50 años.

2. Metodología

En el proceso de análisis de ciclo de vida de 1 m^3 del concreto premezclado específicamente en las etapas establecidas en la ISO 21930 Declaración Ambiental de Productos de la Construcción [12], como se observa en la Fig. 1, se trabajó de las etapas A1 hasta la B6*, que indica una análisis de la cuna a la puerta con opción.

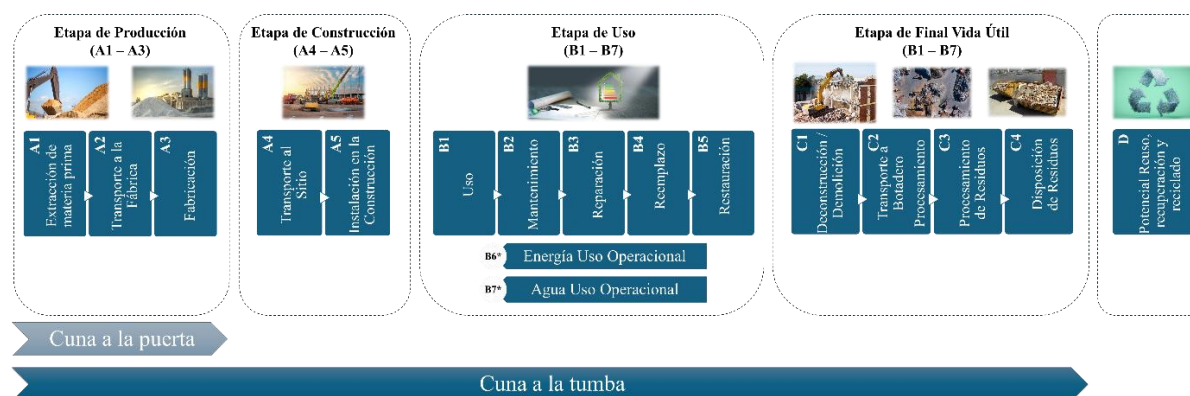


Fig. 1 – Etapas de Materiales de la Construcción según ISO 21930 [12].

El proyecto se dividió en 3 etapas como se muestra en la Fig. 2, teniendo en cuenta los procesos establecidos en la Norma Técnica Colombiana NTC – ISO 14040 en el análisis de ciclo de vida [11] las cuales serán explicadas en detalle a continuación.

2.1. Etapa 1. Producción de 1 m³ de concreto premezclado

Para la primera parte del caso de estudio se tuvo en cuenta la información de la empresa Trituradora y Concretera La Piedra S.A.S, los datos de consumo de los diferentes equipos que intervienen en el proceso se tomaron del análisis estadístico de las bases de datos de la empresa durante el primer semestre de 2021, dicha información se complementó con una serie de ensayos de campo, en los casos en el que el uso de combustible no se pudo obtener directamente. Por otro lado, la información de la carga ambiental del cemento y los aditivos químicos se gestionó con los proveedores y se validó acorde a referencias bibliográficas y a la operación de la empresa del caso de estudio, aquí se consideraron los niveles A1 hasta A3 de producción de la ISO 21930 [12]. Se considera la extracción y transporte de las materias primas, producción y transporte del cemento portland, agregados pétreos, aditivos y agua de mezclado, el proceso de dosificación de la mezcla y el mezclado de concreto

2.2. Etapa 2. Transporte y fundida del concreto en obra

Para colocar la mezcla del concreto en el Mixer, se mantiene un ritmo de rotación del tambor de 15 vueltas por minuto. Cuando ya está lleno el tambor, se disminuye la frecuencia de rotación en un rango del 60% al 80% lo cual permite conservar la características de viscosidad de mezcla. Por otro lado, es importante aclarar que la orden de salida del camión se da siempre y cuando el departamento de calidad verifique que el peso total del producto cargado y el asentamiento de la mezcla cumplan los requisitos del pedido. De acuerdo con el alcance planteado para el caso de estudio el concreto producido se usó en la construcción de un edificio con sistema industrializado de 2 pisos en Cúcuta, por lo tanto, el inventario ambiental para esta fase del ciclo de vida consistió en estimar el consumo de energía los equipos que intervienen en el proceso de construcción, para proyectar el factor de emisión secundario por el proceso de vaciado de concreto en la obra. En esta fase, se tuvieron en cuenta los niveles A4 y A5 de la etapa de construcción de la ISO 21930 [12].

2.3. Etapa 3. Energía de uso del concreto en la edificación

La simulación energética como herramienta computacional es el método de creación de un modelo virtual a partir de un sistema real, con el objeto de generar predicciones sobre el comportamiento térmico del mismo [13]. Desde el punto de vista de las edificaciones, consiste en el cálculo de flujos de calor entre las zonas térmicas del edificio, permitiendo verificar consumos, condiciones de confort

y emisiones de gases de efecto invernadero, entre otros aspectos a lo largo de su vida útil [14]. En este orden de ideas, la construcción del inventario ambiental de la fase de uso del concreto se basó en los resultados de las simulaciones energéticas de una edificación de carácter residencial de 2 pisos construida con sistema industrializado. Durante esta etapa se midieron los impactos para 50 años, de acuerdo con los lineamientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 [15]. En esta etapa se tuvo en cuenta el uso del concreto en la edificación, de considerar primero una casa construida con muros de mampostería y después con muros de concreto y la diferencia entre el consumo de energía del caso base y con concreto, permite determinar la energía que se consume a lo largo de los 50 años por el uso del aire acondicionado en la edificación. En esta fase, se tuvieron en cuenta los niveles B1 a B6* de la etapa de uso de un (1) m³ de concreto premezclado en una edificación de la ISO 21930 [12]. En la Fig. 2, se observa el resumen de la metodología planteada en esta investigación.

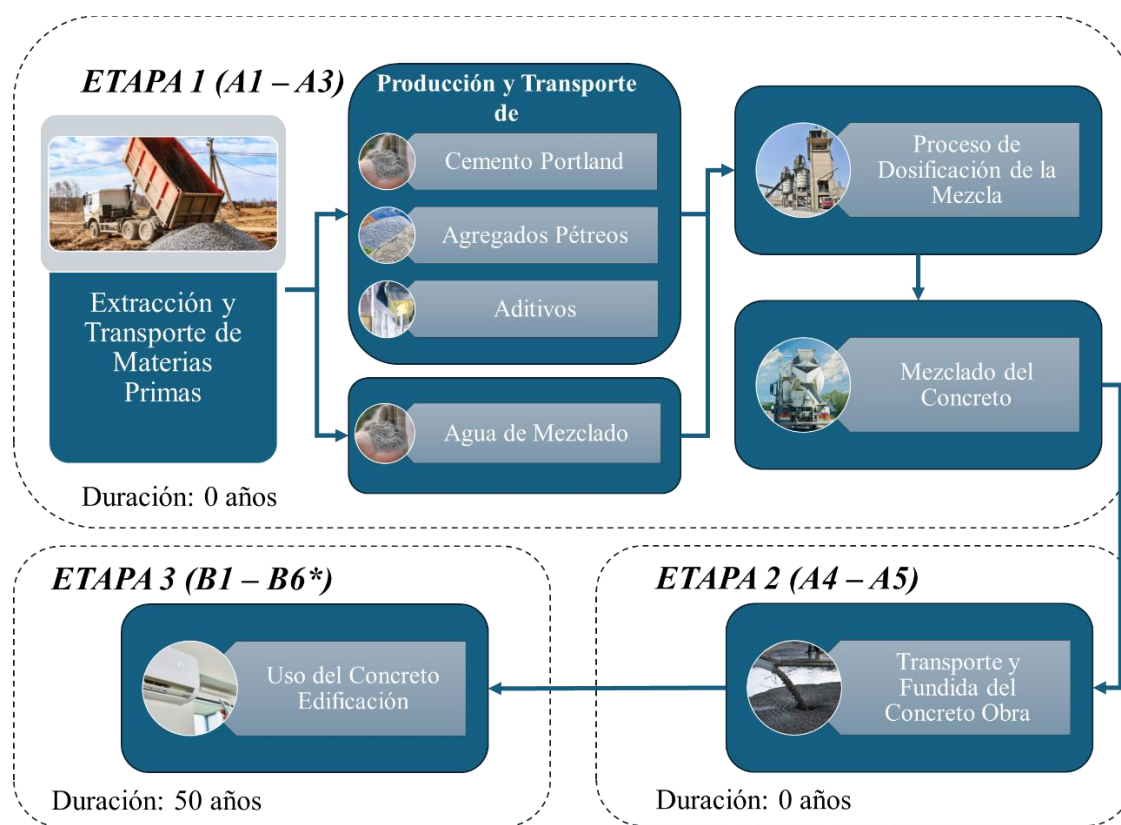


Fig. 2 – Metodología Análisis de Ciclo de Vida con Opción

2.4. Límites del Análisis del Ciclo de Vida (ACV)

El cálculo de la huella del carbono por la producción y uso de concreto para la ciudad de Cúcuta se hizo en función de las directrices dadas por el Panel Intergubernamental del Cambio Climático (IPCC por su sigla en inglés), en las cuales se obtienen las emisiones de GEI de acuerdo con el consumo de combustibles y los factores de emisión para cada país o región [16,17], tal y como está planteado en la ecuación 1.

$$\text{Huella de Carbono} = \text{Datos de actividad} \times \text{Factor de emisión de carbono (FE)} \quad (1)$$

La huella de carbono esta expresada en kg CO₂ eq / UF (Unidad Funcional 1 m³ de concreto premezclado), los datos de la actividad dependen del consumo de energía puede estar expresado en

galones (gal), kilogramos (kg), kilovatios hora (kWh), entre otras y por último el factor de emisión de carbono está asociado a las emisiones de GEI debido a la fuente de energía y puede estar expresado en $\text{kg CO}_{2\text{eq}}/\text{gal}$, $\text{kg CO}_{2\text{eq}}/\text{kg}$, $\text{kg CO}_{2\text{eq}}/\text{kWh}$, etc. Durante el cálculo de la huella de carbono por la producción y uso del concreto, se identificaron emisiones de gases de efecto invernadero directas, generadas por el consumo de combustibles fósiles, e indirectas las relacionadas con la demanda de electricidad a lo largo del ciclo de vida del producto.

En la etapa 3, el gasto energético asociado al uso del concreto hasta el final de su vida útil se estimó en función de la influencia de la materialidad (muros de concreto) de una edificación en el consumo eléctrico necesario para garantizar el confort térmico de los ocupantes. El proceso de simulación se hizo acorde a la metodología de Diseño Integrado de Proyectos, e inició con la creación del proyecto, en donde es indispensable ingresar las coordenadas y los datos meteorológicos del lugar, que para el caso de estudio se obtuvieron del repositorio de datos climáticos de la base de datos de *Climate One Building Organization* [18]. Se creó el modelo 3D de la edificación, para configurar las variables, como: Los materiales de construcción, el control ambiental, las infiltraciones y las cargas internas generadas por los ocupantes, los equipos y la iluminación. Para finalizar con la simulación y análisis de resultados. Durante todo el proceso de creación se consultaron referencias bibliográficas que sustentaron los valores programados.

3. Resultados

Después de realizar todo el inventario de la planta de concreto premezclado para producción del 1 m^3 para la etapa 1, después el transporte y la puesta en obra del 1 m^3 de concreto en una edificación de 2 niveles para la etapa 2 y la simulación del consumo energético para el confort térmico de la etapa 3, se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 1.

Tabla 1 – Emisiones totales de 1 m^3 de concreto premezclado de 21 MPa en $\text{CO}_{2\text{eq}}$ por la producción y uso de vivienda unifamiliar en Cúcuta

Entradas					Factor de Emisión		Emisiones / Salidas ($\text{kgCO}_{2\text{eq}}/\text{m}^3$)
Límites del Sistema	Item	Descripción	Unidad	Valor	Unidad	Valor	Valor
1	Producción						
A1 A2 A3	1.1	Cemento CE	kg	274.09	$\text{kgCO}_{2\text{eq}}/\text{kg}$	7.394×10^{-1}	202.66
	1.2	Arena	kg	950.19	$\text{kgCO}_{2\text{eq}}/\text{kg}$	6.143×10^{-3}	5.84
	1.3	Triturado 3/4"	kg	955.88	$\text{kgCO}_{2\text{eq}}/\text{kg}$	6.137×10^{-3}	5.87
	1.4	Agua	Lt	138.81	$\text{kgCO}_{2\text{eq}}/\text{Lt}$	1.844×10^{-3}	0.26
	1.5	Eucon WR 66 (Reductor agua-retardante)	kg	1.22	$\text{kgCO}_{2\text{eq}}/\text{kg}$	1.586×10^{-1}	0.19
	1.6	Plastol HR DM (Reductor agua-retardante)	kg	0.44	$\text{kgCO}_{2\text{eq}}/\text{kg}$	1.585×10^{-1}	0.07
	1.7	Dosificación del Concreto	m^3	1	$\text{kgCO}_{2\text{eq}}/\text{m}^3$	2.725	2.73

Continuación Tabla 1 – Emisiones totales de 1 m^3 de concreto premezclado de 21 MPa en $\text{CO}_{2\text{eq}}$ por la producción y uso de vivienda unifamiliar en Cúcuta

Entradas					Factor de Emisión		Emisiones / Salidas (kgCO _{2eq} /m ³)
Límites del Sistema	Item	Descripción	Unidad	Valor	Unidad	Valor	Valor
2	Construcción						
A4	2.1	Transporte del Concreto a obra	m ³	1	kgCO _{2 eq} /m ³	22.186	22.19
A5	2.2	Fundida de Concreto en obra	m ³	1	kgCO _{2 eq} /m ³	7.289	7.29
3	Uso						
B1 - B6	3.1	Uso de Concreto (Operación de la Vivienda)	m ³	1	kgCO _{2 eq} /m ³	519.674	519.67
Total							766.70

4. Conclusiones

Durante la **etapa 1** del caso de estudio con emisiones de **217.62 kgCO_{2eq}/m³ de concreto**, se procesó información real sobre la logística para la producción de concreto, por tanto, las emisiones obtenidas constituyen una “línea base”, que permiten medir y gestionar oportunamente alternativas para lograr la mejora ambiental continua. Las actividades relacionadas con la construcción de las edificaciones **etapa 2** son responsables de la emisión de **29.48 kgCO_{2eq}/m³**. En esta fase se destaca, que el 96.21% de la huella de carbono está asociado al uso de combustibles fósiles del equipo de bombeo del concreto. Las descargas atmosféricas en la **etapa 3** por el uso del concreto constituyeron un valor de **519.67 kgCO_{2eq}/m³** de producto. Este impacto es proporcional al tiempo de análisis, ya que se evaluó la influencia de la materialidad de la vivienda del caso de estudio en el consumo del sistema de refrigeración de la casa con una envolvente de concreto durante 50 años. Se pudo comprobar que además de la geometría y materialidad, otros factores como la temperatura de operación y la ventilación tienen una gran influencia en el gasto eléctrico para mantener la edificación en el rango de confort térmico seteado.

De lo anterior se resalta que en la etapa 1 de la producción de 1 m³ de concreto premezclado emite el 28.4%, en la etapa 2 el 3.8% y el 67.8% de las emisiones se obtienen en la etapa 3 de uso del concreto en la edificación ya construida. Por lo anterior, es necesario trabajar el material respecto al confort térmico cuando ya está puesto en uso en la edificación, es decir que la temperatura al interior de la edificación no requiera del uso de aires acondicionados por el calor generado por este tipo de materialidad. En ese sentido también se debe intervenir el proceso de producción, debido a que es la segunda parte que más aporta en la emisión de gases de efecto invernadero en el Análisis del Ciclo de Vida.

5. Agradecimientos

Mis agradecimientos al Ing. Carlos Aliro Niebles Santiago por el trabajo desarrollado en su tesis de maestría en ingeniería civil, de donde se recopilaban los datos aquí suministrados. A la empresa Trituradora y Concretera La Piedra S.A.S y a la Universidad Pontificia Bolivariana seccional Bucaramanga.

6. Referencias

- [1] Walach D, Mach A. Effect of Concrete Mix Composition on Greenhouse Gas Emissions over the Full Life Cycle of a Structure, *Energies* (Basel) 16, 2023, p 3229–3249.
- [2] Seyedabadi M, Karabi R, Shariati M, Karimi S, Maghrebi M, Eicker U. Global building life cycle assessment: Comparative study of steel and concrete frames across European Union, USA, Canada, and Australia building codes, *Energy Build* 304, 2024, p 113875–113886.
- [3] United-Nations-Environment-Programme, Building Materials, and the Climate: Constructing a New Future, Paris, 2023.
- [4] Mack-Vergara Y-L, Comparing conventional concrete to high performance concrete through life cycle assessment, *Brazilian Journal of Science* 3, 2024, p 42–55.
- [5] Ankur N, Singh N. A Review on the Life Cycle Assessment Phases of Cement and Concrete Manufacturing, in: P. Ghadimi, M. Gilchrist, M. Xu (Eds.), *Role of Circular Economy in Resource Sustainability*, 1st ed., Springer Nature Switzerland, Cham, 2022, p 85–96.
- [6] Akintayo B D, Babatunde O M, Olanrewaju O A. Comparative Analysis of Cement Production Methods Using a Life Cycle Assessment and a Multicriteria Decision-Making Approach, *Sustainability* (Switzerland) 16, 2024 p 484 - 505.
- [7] Dahanni H, Ventura A, Le Guen L, Dauvergne M, Orcesi A, Cremona C. Life cycle assessment of cement: Are existing data and models relevant to assess the cement industry's climate change mitigation strategies? A literature review, *Constr Build Mater* 411, 2024, p 134415 – 134430.
- [8] Gachkar D, Gachkar S, García-Martínez A, Angulo C, Aghlmand S, Ahmadi J. Artificial intelligence in building life cycle assessment, *Archit Sci Rev* 14 May, 2024, p 1–20.
- [9] Serag H, Mahmoud M, Kamel T, Fahmy A. Comparative Validation of a Building Energy Model Calibration Methodology with a Focus on Residential Buildings, *Civil Engineering and Architecture* 12, 2024, p 1447–1462.
- [10] Mohamed M A T, Megahed N A, Shahda M M, Eltarabily S. Efficiency of utilizing building information modeling tools for examining smart materials behavior in a hot climate, *Journal of Building Engineering* 87, 2024, p 108924 - 108948.
- [11] ISO-14040, NTC-ISO 14040 Gestión Ambiental. Análisis de ciclo de vida. Principios y marco de referencia, Norma Técnica Colombiana - NTC, Colombia, 2022.
- [12] UNE-ISO_21930, UNE-ISO 21930 Sostenibilidad en la Construcción - Declaración Ambiental de Productos de Construcción, Asociación Española de Normalización y Certificación, España, 2010.
- [13] Sánchez-Robles A, Balances Energéticos Mediante Modelado Matemático del Edificio C6 de la Universidad de Jaén, 2018.
- [14] Castro Da Silva P R, Estudio de sensibilidad de las características constructivas para edificios residenciales en Quito mediante simulación, Trabajo de Titulación de Ingeniero Mecánico, Escuela Politécnica Nacional, 2017.
- [15] AIS, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-2010, 2010, p 1–1625.
- [16] UPME, Calculadora de Emisiones CO₂ - FECOC, 2016.
- [17] CAR, CAEM, CCB, Guía Metodológica para el cálculo de la Huella de Carbono Corporativa a Nivel Sectorial, 2013.
- [18] Climate.OneBuilding.Org, Climate.OneBuilding.Org, 2021.

Cómo citar: C. Retamoso-Llamas y A. Niebles-Santiago, «ACV de la cuna a la puerta con opción: caso de estudio concreto premezclado Cúcuta Colombia», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 236-242. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Estudio del comportamiento inelástico de estructuras en mampostería de muros confinados diseñadas mediante el método de resistencia y el método de esfuerzos de trabajo

Autores: Juan Pablo Ortega Piamba ⁽¹⁾, Yessica Milena Menza Calambas ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Universidad del Cauca. Calle 5 # 4-70, Popayán, 190003, Colombia.

Resumen

El objetivo de este estudio es analizar el comportamiento inelástico de viviendas de mampostería confinada ubicadas en zonas amenaza sísmica alta, enfocándose en la evaluación de la degradación de la rigidez y la resistencia de los muros estructurales. El proyecto comprende el análisis del comportamiento inelástico de una estructura diseñada mediante dos métodos: resistencia última y esfuerzos admisibles, realizando para cada uno el análisis incremental no lineal y estático (Pushover) en un sistema de muros con una curva de capacidad analítica previamente definida. La metodología se basa en la comparación de los resultados obtenidos mediante estos dos métodos reconocidos por el reglamento NSR-10, con el propósito de identificar los puntos límite de los estados de comportamiento de la estructura y concluir sobre la eficacia de ambos enfoques de diseño. Al final de la investigación, se determina cuál método podría ser más conveniente para diseñar sistemas de muros confinados, considerando los principios de resistencia, rigidez y, principalmente, economía.

Palabras clave: Comportamiento inelástico, Viviendas de mampostería confinada, Zona de amenaza sísmica alta, Degradación de rigidez y resistencia, Análisis de estructuras, Método del empuje incremental (Pushover), Comparación de resultados, Norma NSR-10, Eficiencia de diseño, Economía.

Abstract

This study aims to analyze the inelastic behavior of confined masonry houses located in high seismic threat zones, focusing on evaluating the degradation of stiffness and strength of structural walls. The project involves analyzing the inelastic behavior of a structure designed using two methods: ultimate strength and allowable stress, performing for each one the incremental nonlinear and static analysis (Pushover) on a wall system with a previously defined analytical capacity curve. The methodology is based on comparing the results obtained using these two methods recognized by the NSR-10 regulation, with the purpose of identifying the limit points of the structure's behavior states and concluding on the effectiveness of both design approaches. At the end of the research, it is determined which method might be more convenient for designing confined wall systems, considering the principles of strength, stiffness, and primarily, economy.

Keywords: Inelastic behavior, Confined masonry houses, High seismic threat zone, Degradation of stiffness and strength, Structural analysis, Incremental pushover method, Comparison of results, NSR-10 standard, Design efficiency, Economy.

1. Introducción

La ciudad de Popayán (Colombia) enfrenta una creciente preocupación respecto a las viviendas construidas en mampostería confinada. Esta técnica, aunque es común en la región, plantea desafíos significativos en términos de seguridad y resistencia estructural, especialmente en áreas de alta amenaza sísmica. El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), establece requisitos y limitaciones específicas para el análisis de este sistema estructural, presentando dos métodos de diseño: resistencia última y esfuerzos admisibles. No obstante, generalmente se prioriza el método de resistencia última, dejando solo como alternativa el método de esfuerzos admisibles con

las disposiciones del Apéndice D-1. La aplicación práctica de estas normas y su efectividad en el contexto de la mampostería confinada aún generan interrogantes y demandan un análisis más profundo.

1.1. Comportamiento Inelástico de la Mampostería Confinada

El comportamiento inelástico de la mampostería confinada es un aspecto fundamental para comprender su respuesta ante cargas sísmicas significativas. La capacidad limitada de la mampostería para disipar energía y su tendencia a desarrollar grietas diagonales durante eventos sísmicos, plantean interrogantes sobre su comportamiento inelástico y el proceso de deterioro de los elementos en la zona plástica. Este fenómeno puede tener consecuencias graves en la integridad estructural de las viviendas, especialmente en situaciones de alta actividad sísmica.

El análisis estático no lineal permite incorporar la no linealidad de los elementos resistentes a las fuerzas laterales [1]. Cuando las estructuras transitan hacia el campo inelástico empieza a generarse degradación de rigidez como se evidencia en sus elementos constituyentes y en la geometría de las secciones. Esta tendencia se puede analizar con el análisis Pushover, con el fin de estudiar la transición de los muros al campo inelástico, de acuerdo a un aumento progresivo en las cargas estáticas. Adicional, es posible detallar la repercusión sobre la estructura en su globalidad al medir su desplazamiento lateral con cada incremento de carga. La deformación en la estructura producto del daño progresivo en los elementos que la conforman describen una curva típica de capacidad como la de la Figura 1.



Fig. 1 – Curva típica de capacidad – Niveles de desempeño (Fuente ATC-40)

1.2. Rigidez de los Muros Confinados

La rigidez efectiva de los muros de mampostería confinada es un aspecto crucial para comprender su comportamiento estructural. Esta rigidez no solo depende de las características intrínsecas de la mampostería, sino también del aporte de elementos de confinamiento lateral, como columnetas. La inclusión de estos elementos en el análisis de rigidez permite una evaluación más precisa del comportamiento estructural de los muros confinados y su capacidad para resistir cargas sísmicas. Generalmente se desprecia la contribución de los elementos de confinamiento en el cálculo de la rigidez total del muro, sin embargo, diversos estudios previos plantean una ecuación con una rigidez modificada como se muestra en la Ec. (1).

$$K_e = \left[\frac{H^3}{\beta E_m I} + \frac{kH}{AG_m} \right]^{-1} \quad (1)$$

Donde H es la altura; β define las condiciones de frontera; I es la inercia de la sección transformada que incluye los elementos de confinamiento; A es el área transversal de la sección transformada del muro y k es el factor geométrico de corrección del área total por cortante o factor de forma.

1.3. Curva de Capacidad de un Muro Confinado

La curva de capacidad de un muro confinado es un elemento clave en el análisis de su comportamiento estructural. Esta curva relaciona el cortante experimentado por el elemento y el desplazamiento generado en su parte superior (Fig. 2), proporcionando información crucial sobre su capacidad de resistencia y sus puntos críticos de vulnerabilidad. El estudio de esta curva permite una evaluación detallada del comportamiento inelástico de los muros confinados y su respuesta ante cargas sísmicas crecientes. Los tres estados generales en la degradación que sufre el elemento son los siguientes:

- Estado límite elástico: Se representa con la aparición de la primera grieta diagonal significativa; esta zona queda definida por un comportamiento prácticamente elástico asociado a la rigidez elástica efectiva, K_e [2].
- Degradación de rigidez: Una vez se ha presentado el agrietamiento diagonal e inicia el muro a degradarse en el campo inelástico, la curva envolvente de la mampostería confinada exhibe una pendiente post-elástica positiva menor a la pendiente elástica inicial. Al finalizar este tramo se alcanza la resistencia máxima del sistema, $V_{máx}$.
- Degradación de rigidez y resistencia: Luego de alcanzar su resistencia máxima, la mampostería confinada presenta pérdida significativa de resistencia y rigidez que evolucionan hasta la falla del muro [3]. Este comportamiento se caracteriza por una pendiente negativa y el último punto se encuentra siendo objeto de estudio debido a la incertidumbre en su cálculo analítico.

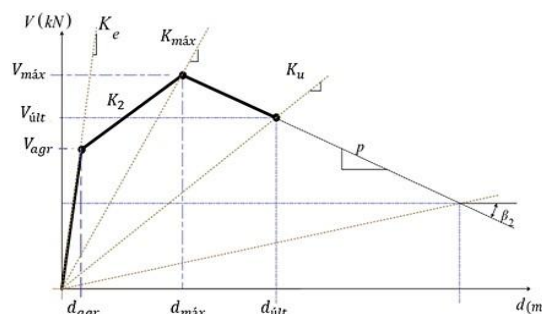


Fig. 2 – Curva envolvente idealizada de un muro individual (Fuente: [4])

1.4. Métodos de diseño

El diseño de muros de mampostería se realiza mediante dos métodos principales: el de resistencia y el de esfuerzos de trabajo. El primero utiliza coeficientes basados en teorías de confiabilidad y estadística para garantizar que la resistencia sea mayor que la demanda. El segundo, asegura que el esfuerzo total no exceda el esfuerzo admisible del material. Estas metodologías ofrecen enfoques distintos pero complementarios para el diseño de muros de mampostería confinada, considerando seguridad estructural y eficiencia en términos de la carga aplicada.

Usando el método de resistencia última se debe cumplir la Ec. (2), y con el método de esfuerzos admisibles se verifica la Ec. (3):

$$\phi R_n > n \sum \beta_i Q_i \quad (2)$$

$$\sum Q_i \leq F_{adm} \quad (3)$$

2. Metodología

A continuación, se presenta de manera gráfica la metodología de la investigación (Fig. 3)

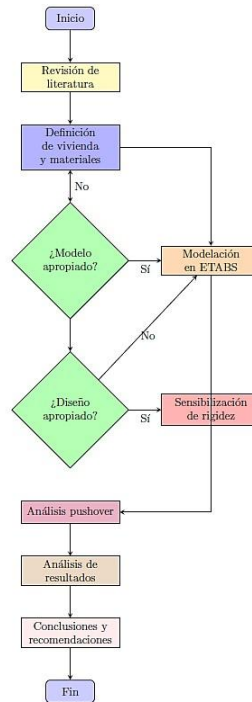


Fig. 3 – Metodología

3. Resultados

A continuación, se presenta la disposición arquitectónica en planta de la vivienda tipo, como resultado de usar cada método de diseño. Comparando las Figuras 4 y 5, se puede observar la diferencia en la exigencia de muros entre la metodología de resistencia y la de esfuerzos admisibles, siendo el método de resistencia el que más muros estructurales solicita.

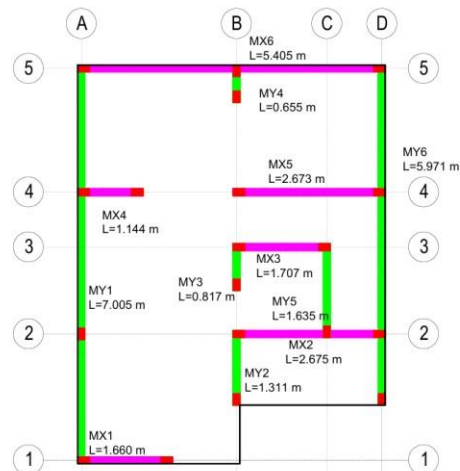


Fig. 4 – Vivienda diseñada por Resistencia Última

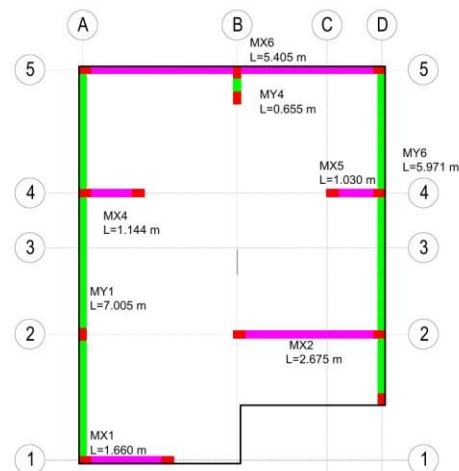


Fig. 5 – Vivienda diseñada por Esfuerzos Admisibles

Durante la aplicación de la metodología para construir las curvas idealizadas de cada muro se usó el método de Flores y Alcocer [5], obteniendo los puntos de cortante de agrietamiento, cortante máximo y cortante último, con sus respectivas deformaciones angulares. Estos valores se obtuvieron en

función de una rigidez elástica que consideró el aporte de los elementos de confinamiento; luego esta rigidez se degradó para representar la segunda etapa y alcanzar la máxima resistencia. Observando la Figura 6 y la Figura 7, se destaca que los muros más largos exhiben una mayor resistencia, pero presentan menor deformación última.

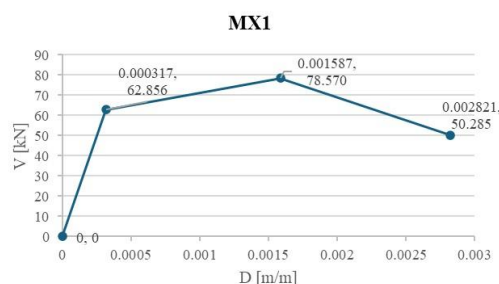


Fig. 6 – Envoltente idealizada muro MX1

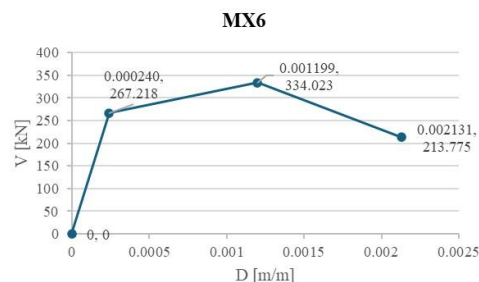


Fig. 7 – Envoltente idealizada muro MX6

Al someter las viviendas al análisis Pushover con ambos diseños, se logró establecer su degradación de rigidez, al igual que los cortantes basales acumulados bajo una serie de agrietamientos en los muros estructurales. Las curvas de capacidad para cada dirección de la vivienda se presentan en las Figuras 8 y 9, definiendo como punto de control el desplazamiento a nivel de la cubierta con un valor máximo de 12.7 centímetros, correspondiente a una distorsión angular del 5% para un sistema estructural a base de muros (Deriva máxima).

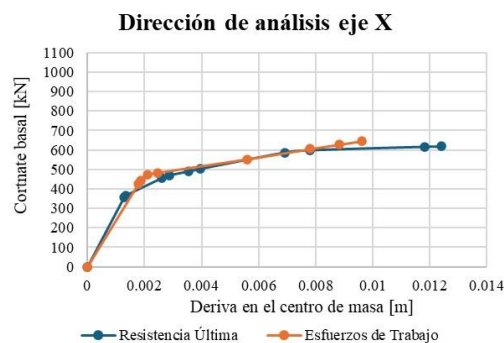


Fig. 8 – Curva de capacidad de la estructura - Dirección X

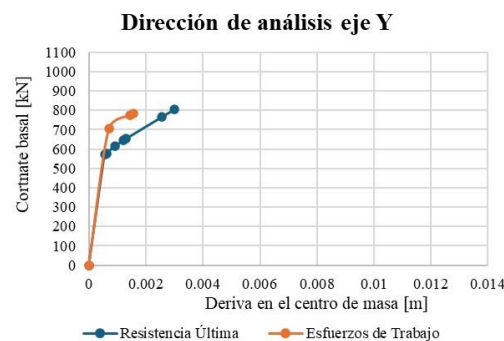


Fig. 9 – Curva de capacidad de la estructura - Dirección Y

4. Conclusiones

Después de revisar los resultados de las curvas de capacidad de las estructuras en las direcciones ortogonales principales, se observa que el cambio de metodología implementada no resulta en un incremento significativo del cortante máximo. De hecho, los valores máximos de cortante alcanzados por la estructura son bastante similares e incluso pueden ser mayores cuando la vivienda se diseña utilizando el método de esfuerzos admisibles, el cual solicita menos muros estructurales. Por lo tanto, es posible que una mayor densidad de muros no represente necesariamente en una mayor resistencia ante efectos sísmicos, en el caso de un sistema estructural a base de muros confinados.

Además, se observa que la dirección Y es la más robusta de la estructura, debido básicamente a la alta rigidez de los muros largos en esa dirección. Esta condición genera que en la dirección Y se obtengan valores mayores de cortante basal respecto a la dirección X, aunque esta misma

característica implica una falla que tiende a ser más abrupta debido precisamente a la alta rigidez, lo que sugiere una mayor fragilidad en esta dirección.

En resumen, es posible estimar que la metodología de esfuerzos admisibles, a pesar de requerir menos muros, ofrece una resistencia ante efectos sísmicos igual o incluso superior a la lograda mediante el método de resistencia última. Este último método implica mayores costos y una menor flexibilidad arquitectónica debido a la necesidad de más muros estructurales. Los coeficientes de reducción de resistencia aplicados en este método limitan significativamente la capacidad de los muros, basando sus fundamentos de diseño en el comportamiento inelástico de los materiales, que para el caso de la mampostería confinada resulta ser muy limitado. Por otro lado, el método de esfuerzos admisibles se adapta mejor a la naturaleza frágil de los muros confinados, obteniendo una resistencia sísmica similar o incluso mayor con menos muros estructurales. Lo anterior, se traduce en una mayor flexibilidad arquitectónica, espacios más abiertos y menores costos por superficie construida.

5. Referencias

- [1] Calderon Ardila, Daniel. Modelación inelástica de mampostería confinada ante carga lateral. Trabajo de grado Ingeniero Civil. Bogotá: Universidad de los Andes. Facultad de Ingeniería.
- [2] Taveras Montero, Manuel Antonio. Revisión de las recomendaciones para modelar y analizar estructuras de mampostería confinada ante carga lateral. Trabajo de grado Magister en Ingeniería. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México. Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil, 2008, 107 p. Meira G R, Andrade C, Padaratz I J, Alonso C, Borba Jr J C. Salinity of marine aerosols in a Brazilian coastal area – influence of wind regime. *Atmospheric Environment* 2007; 41: 8431 – 8441
- [3] Quinde, Jhon A; Jimenez Pacheco, Juan y Ortega Guzmán, Erika. Revisión de Normas de Diseño para Mampostería Confinada en Latinoamérica: Propuestas para la Norma Ecuatoriana de Construcción. En: Revista Politécnica. 2023. vol. 51, no. 1, p. 77-92.
- [4] Alcocer, Sergio; Hernández, Hugo y Sandoval, Harry. Envolvente de resistencia lateral de piso para estructuras de mampostería confinada. En: Revista de Ingeniería Sísmica. 2013, vol. 54, no. 89, p. 24-54. doi: 10.18867/ris.89.163.
- [5] L. E. Flores y S. M. Alcocer, «Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada,» Mexico, 2001.

Cómo citar: J. P. Ortega Piamba y Y. M. Menza Calambas, «Estudio del comportamiento inelástico de estructuras en mampostería de muros confinados diseñadas mediante el método de resistencia y el método de esfuerzos de trabajo», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 243-248. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

ÁREA TEMÁTICA: Daño Estructural

Umbral y niveles de daño por acción de viento en tanques de petróleo en la Patagonia

Autores: Rossana C. Jaca ⁽¹⁾, Sergio Bramardi ⁽¹⁾, Luis A. Godoy ⁽²⁾

¹ FAIN y FAE, UNComahue. Buenos Aires 1400, Neuquén, 8300, Argentina.

² IDIT, CONICET y FCEfyN, UNCórdoba. Av. Vélez Sarsfield 299, Córdoba, 5000, Argentina.

Resumen

Como fuente de energía para un país, el petróleo constituye un recurso de enorme importancia. En la Patagonia Argentina existe un gran desarrollo de hidrocarburo no convencional, con demanda creciente de capacidad de almacenamiento en baterías de tanques. En esta región se registran importantes velocidades de viento, entre 150 km/h y 240km/h, con posibles daños por viento. Este trabajo se enfoca en evaluar la vulnerabilidad de tanques de almacenamiento de petróleo en base al análisis de curvas de fragilidad bajo viento teniendo como motivación disponer de herramientas para evaluar riesgos y tomar decisiones relativas a medidas de refuerzo y/o reparación. Se analizan tanques metálicos con techo cónico y flotante (API 650) y el parámetro para representar el viento es su velocidad. Para cada tipo de tanque se definen niveles de daño diferentes, evaluados por simulaciones computacionales por elementos finitos mediante análisis de bifurcación lineal (LBA) y análisis no lineal geométrico con imperfecciones (GNIA). Las curvas de fragilidad se construyen en base a una distribución log-normal. El análisis de estas curvas permite una evaluación comparativa, identificando la tipología de tanque más susceptible a sufrir daños, además de caracterizar los tipos de daños predominantes y sus posibles consecuencias.

Palabras clave: Fragilidad, tanques, elementos finitos, pandeo, daño, viento.

Abstract

As a vital energy source for a nation, oil holds great significance. In Argentine Patagonia there's notable development of unconventional hydrocarbons, accompanied by an increasing demand for storage capacity in tank facilities. Within this region, wind speeds reach significant levels, ranging from 150 km/h to 240 km/h, with potential wind damage. This work focuses on assessing the vulnerability of oil storage tanks through the analysis of fragility curves under wind conditions, with the motivation of providing tools for risk assessment and decision-making regarding reinforcement and/or repair measures. Metal tanks with conical and floating roofs (API 650) are analyzed, with wind speed as the parameter representing the wind. Different damage levels are defined for each type of tank, evaluated through computational simulations by finite element method with Linear Bifurcation Analysis (LBA) and Geometrically Nonlinear Analysis with Imperfections (GNIA). The fragility curves are constructed by means of a log-normal distribution. The analysis of these curves allows a comparative evaluation, identifying the tank typology most susceptible to damage, along with characterizing prevalent damage types and their potential consequences.

Keywords: Fragility, tanks, finite element analysis, buckling, damage, wind.

1. Introducción

El almacenamiento de petróleo y derivados requiere plantas de tanques metálicos de diferente capacidad y tipologías de techos. Las cuencas petrolíferas más grandes de Argentina se encuentran en la región patagónica, a los reservorios convencionales se suman

los recursos en reservorios de baja permeabilidad, comúnmente llamados hidrocarburos no convencionales. Las consecuencias estructurales de daños en tanques por vientos de altas velocidades son de naturaleza súbita, disparadas en general por el pandeo de la cáscara cilíndrica del tanque y/o techo. Las metodologías de cálculo y verificación más usadas en la actualidad [1] tienen limitaciones y es útil disponer de herramientas de evaluación de riesgos ante posibles amenazas que comprometan su integridad. Para la estimación de riesgos actualmente se usan curvas de fragilidad. La vulnerabilidad se define como la probabilidad de pérdidas, ya sean sociales, económicas o ambientales, para un nivel dado de carga; mientras que las funciones de fragilidad proveen información acerca de la probabilidad de exceder distintos estados límites para un determinado nivel de carga [2]. La bibliografía muestra trabajos de curvas de fragilidad de tanques considerando la acción sísmica [3], basado en observaciones post desastre. También curvas de fragilidad para tanques con techo cónico fueron realizadas por simulaciones numéricas [4], comparando los resultados con los que brinda HAZUS [5] y las curvas obtenidas en [3]. La falla de tanques debido al huracán Harvey fue evaluada usando bases de datos del gobierno e imágenes satelitales [6].

En este trabajo se plantea estimar los riesgos asociados a la acción del viento en tanques de almacenamiento considerando las tipologías más usuales en las baterías en la Patagonia Argentina, con techo flotante y techo fijo cónico, mediante el análisis de curvas de fragilidad. Las curvas permiten evaluar la probabilidad de alcanzar un determinado nivel de daño para una determinada demanda, en este caso la velocidad del viento sobre la estructura. La evaluación de los diferentes niveles de daño se desarrolla en forma numérica mediante modelación por elementos finitos y las metodologías disponibles para el estudio de inestabilidad del equilibrio.

2. Casos de estudio

La caracterización de los tanques se hace mediante su geometría (diámetro, altura, espesor), material (acero en rango elástico, elasto-plástico), sus características de diseño (tanque con techo fijo, tanque abierto con techo flotante), su estado inicial (imperfecciones geométricas). Se omiten algunas características de diseño que no tienen un papel significativo en la respuesta (escaleras, puertas de acceso, fundación). La norma [1] reglamenta para los tanques con techo flotante un anillo rigidizador en la parte superior del cilindro, para evitar deformaciones por pérdida de circularidad en ese borde cuando están sometidos a cargas de viento. Lo que interesa es la respuesta de la estructura (desplazamientos, deformaciones, esfuerzos) que causan daños en la estructura (pandeo, plasticidad, colapso). Además, es importante destacar las consecuencias físicas causadas por esos daños (derrames de petróleo, propagación mediante efectos domino), y las consecuencias ambientales (contaminación suelos, acuíferos) y sociales (pérdida de vidas, pérdida de valor de propiedad).

Se cuenta con un relevamiento de tanques existentes con diferentes ubicaciones en las cuencas petrolíferas totalizando 257 tanques relevados, se tienen en cuenta volúmenes mayores a 500m^3 considerando que los tanques de volúmenes grandes son los de mayor interés. De total de tanques relevado un 88% corresponde a tanques de techo fijo cónico y un 5% a tanques con techo flotante externo, del 7% restante la información es incompleta. Con estos datos relevados se logró caracterizar las relaciones altura/diámetro y espesor/radio para cada tipología que permiten identificar las características más comunes en nuestro país y también su ubicación geográfica.

En base a trabajos anteriores [7, 8], para los tanques con techo cónico se adoptaron diámetros entre 10m y 40m con alturas entre 5m a 29m, barriendo así un espectro de relaciones altura/diámetro (H/D) desde 0.24 a 1.18. Para los tanques con techo flotante se

consideró que H/D varía entre 0.20 y 0.60 con alturas entre 12m y 20m y diámetros entre 35m y 60m. Los espesores fueron calculados por el método de un pie en base a API 650 [1]. El material considerado es un acero A36, cuyos parámetros mecánicos son un módulo de elasticidad $E = 206\text{GPa}$ y módulo de Poisson $\mu = 0.30$. Para los tanques con techo flotante se evaluaron 30 geometrías diferentes y para los de techo cónico 33 tanques, simulando en este último caso una población total de 100 unidades.

3. Daños en tanques de almacenamiento por viento

3.1. Cargas de viento

La distribución de presiones de viento sobre la pared cilíndrica del tanque corresponde a la recomendación ACI-ASCE [9] que expresa la variación circunferencial mediante una serie de Fourier de cosenos:

$$q = \lambda \sum_n C_n \cos(n\theta) \quad (1)$$

donde λ es el factor amplificador, θ es el ángulo medido desde la dirección de incidencia del viento y los coeficientes C_i representan el aporte de cada término de la serie, siendo $C_0 = 0.2765$, $C_1 = -0.3419$, $C_2 = -0.5418$, $C_3 = -0.3872$, $C_4 = -0.0525$, $C_5 = 0.0771$, $C_6 = 0.0039$ y $C_7 = -0.0341$. La distribución en altura se asume constante. Las presiones sobre la cubierta de los tanques corresponden a ensayos de túnel de viento [10].

La definición de la amenaza de viento para los diferentes niveles de daño requiere vincular las presiones con la velocidad, que es el parámetro considerado para caracterizar la acción de viento. Para ello se utiliza la expresión de la Ec. (2) [11] que permite relacionar la presión con la velocidad del viento:

$$q = 0.613 K_{zt} K_d V^2 I \Rightarrow V = \sqrt{\frac{q}{0.613 K_{zt} K_d I}} \quad (2)$$

donde I es el factor de importancia ($I=1.15$), K_d es el factor de direccionalidad ($K_d=0.95$) y K_{zt} es el factor topográfico ($K_{zt}=1$).

3.2. Niveles de daño

En el análisis de riesgo se deben definir los niveles de desempeño de la estructura mediante umbrales de daño llamados estados límites. Un estado límite divide dos condiciones de daño diferentes que se suelen llamar niveles de daño. Considerando la respuesta estructural, el daño puede manifestarse como [12]: deformaciones elásticas o plásticas con desviaciones en la geometría perfecta, aparición o extensión de fisuras, generación de plasticidad localizada o extendida en el material, colapso como daño extremo. La *Tabla 1* muestra los niveles de daño estudiados para construir las curvas de fragilidad para ambas tipologías analizadas, teniendo en cuenta Estados Límites Últimos propuestos por el Eurocódigo 3 [13]: Pandeo (DS1 y DS2 para techo cónico y DS2 para techo flotante) y Límite Plástico (DS3 en techo cónico). En ambos casos se considera un estado límite sin daño, teniendo en cuenta la Teoría de Límites Inferiores [14] para pandeo (DS0). En los tanques con techo flotante las deformaciones por pandeo elástico pueden trabar el deslizamiento del techo flotante y afectar su funcionalidad, se considera en esta tipología daño funcional en la pared del tanque y en el anillo rigidizador (DS1 y DS3).

Tabla 1 – Estados de daño bajo viento para tanques con techo cónico y techo flotante

Estados de daño	Tanque con techo cónico	Tanques con techo flotante
DS0	Sin Daño	Sin Daño
DS1	Pandeo en la pared del tanque	Daño funcional en la pared del tanque
DS2	Pandeo en la unión pared-cubierta	Pandeo en la pared del tanque
DS3	Fluencia en la pared o cubierta	Daño funcional en el anillo rigidizador

3.3. Evaluación numérica de daños

La modelación de todos los tanques se realiza en elementos finitos mediante ABAQUS [15]. Para el mallado se usan elementos rectangulares (S8R5) para la pared cilíndrica del tanque, y con elementos triangulares (STR165) para la cubierta, ambos de orden cuadrático con integración reducida. Las condiciones de borde aplicadas son apoyos fijos, con restricción de desplazamientos, y no se considera fluido en el interior por ser la condición más desfavorable. Se llevan a cabo dos tipos de análisis numéricos: Análisis de Bifurcación Lineal (LBA), para evaluar daño por pandeo, y Análisis Estático No Lineal Geométrico con Imperfecciones (GNIA), para evaluar el daño funcional. La Fig. 1 muestra alguno de los niveles de daño evaluados. El daño DS1 y DS3 para techo flotante se obtienen por GNIA mediante el método de Riks [16] detectando el nivel de carga que produce un desplazamiento de valor 1cm en algún punto del cilindro que impide el funcionamiento normal del techo.

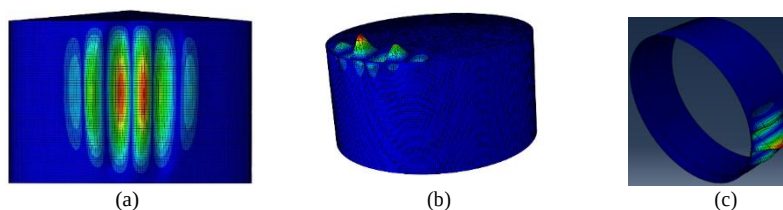


Fig. 1 – Estados de daño, (a) DS1 para techo cónico, (b) DS2 para techo cónico, (c) DS2 para techo flotante.

4. Curvas de fragilidad de daños DS0, DS1, DS2

Las curvas de fragilidad son una herramienta estadística que representan la probabilidad de exceder un nivel determinado de daño en función de un parámetro de demanda que caracteriza la amenaza. Para la construcción de las curvas de fragilidad se suele usar una función de distribución de probabilidad lognormal [2]. Dicha función densidad de probabilidad está dada por la Ec. 3, donde la media μ^* y el desvío estándar σ corresponden a la variable $\ln(x)$ [17]. La probabilidad de alcanzar o exceder un nivel de daño DS_i se calcula por la integral de la función densidad mediante la Ec. (4) en base al nivel de demanda considerado, donde V_0 es el nivel de demanda al que se efectúan los cálculos y x equivalente a V , que representa la velocidad del viento.

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \frac{1}{x} \exp\left[-(\ln x - \mu^*)^2 / (2\sigma^2)\right] \quad (3)$$

$$P[DS/x] = \int_{x=0}^{x=V_0} f(x) dx \quad (4)$$

Para obtener las curvas de fragilidad asociadas a cada nivel de daño, se tomaron muestras aleatorias con reposición, de tamaño $n = 30$ para tanques con techo cónico y $n=15$ para techo flotante. Como la muestra aleatoria se realiza con reposición, pueden aparecer tanques repetidos dentro de una misma muestra. Para cada tanque de cada muestra se registraron las velocidades de viento para cada nivel de daño asociadas, expresadas en km/h. El próximo paso fue, para una determinada muestra y nivel de daño DS_i se construyó la tabla de distribución de frecuencias donde se indican las velocidades de viento observadas x_i , su logaritmo natural $\ln(x_i)$, frecuencias observadas f_i , frecuencias acumuladas F_i , frecuencias

relativas observadas h_i y frecuencias relativas acumuladas H_i . Por último, se encuentra la curva de fragilidad calculando la probabilidad acumulada en base a la Ec. (4), con la media y desvío estándar de $\ln(x_i)$. Más detalles se puede encontrar en [7, 8]. Repitiendo este procedimiento para cada nivel de daño, se obtienen las curvas de fragilidad para DS0, DS1, DS2 y DS3 en cada tipología de tanques. Las velocidades necesarias para el nivel de daño DS3 (daño funcional en anillo rigidizador) son mucho mayores que aquellas de los restantes niveles de daño, entre 210 y 380 km/h para tanques con techo flotante, y también por plasticidad para techo cónico (DS3). Por esta razón es menos posible que se registren estos daños salvo en eventos extremos como huracanes y por eso no son considerados en este análisis. La Fig. 2 muestra las curvas de fragilidad DS1, DS2 y DS3 para cada tipo de tanques estudiados.

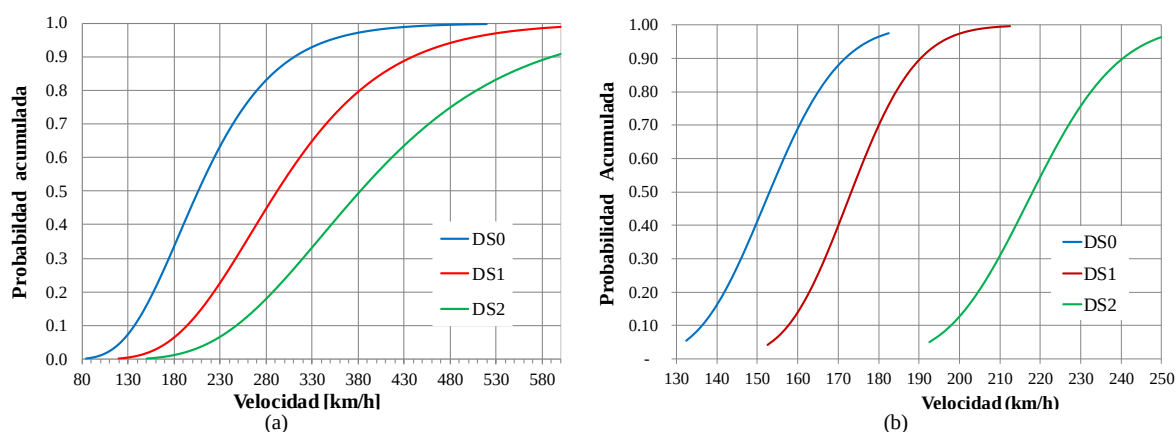


Fig. 2 – Curvas de fragilidad de tanques metálicos bajo acción del viento, (a) con techo cónico, (b) con techo flotante.

Se puede observar que las curvas para techo cónico indican que puede haber daños para velocidades mayores a 80 km/h mientras que para techo flotante para valores mayores a 130 km/h. Para techo cónico las curvas se desarrollan en un rango de velocidades mucho mayor que las de techo flotante llegando a valores casi imposibles de registrarse. Las velocidades para pandeo por análisis LBA corresponde a una geometría perfecta de las cáscaras, la presencia de imperfecciones geométricas y acoplamiento de modos puede reducir las cargas de pandeo en el cilindro (daño DS1 para techo cónico y DS2 para techo flotante). De esta manera puede aparecer daño por pandeo como el mostrado en Fig. 1(a) en el rango de velocidades entre DS0 y DS1 para techo cónico y como el registrado en Fig. 1(c) entre DS0 y DS3 para techo flotante. De hecho, el daño funcional DS2 es un estado de daño intermedio para esta tipología de tanques.

4.1. Análisis de resultados

CIRSOC 102 [11] presenta un mapa de velocidad básica de viento para todo el país, en particular las zonas petroleras con mayor producción corresponden a las cuencas Neuquina, con vientos de 151.2 a 172.8 km/h, y del Golfo San Jorge con velocidades entre 187.2 a 237.6 km/h. Dado que el mapa de velocidades indica valores mayores a 130 km/h en todo el país, se observa que es esperable algún tipo de daño para ambas tipologías de tanques. La región patagónica tiene velocidades mayores a 150 km/h, por eso en base a las curvas DS0 hay una probabilidad mayor al 15% que aparezcan daños por viento en tanques con techo cónico y mayor al 50% en tanques con techo flotante. La curva DS0 para techo cónico varía entre 80 y 380 km/h mientras que para techo flotante entre 130 y 170 km/h por lo que hay más probabilidad que se produzcan daños en tanques con techo flotante que techo fijo cónico, dadas las velocidades que se pueden registrar en la Patagonia. En particular hay un 50% de probabilidad de que puedan aparecer daños para velocidad mayores a 150 km/h para

techo flotante y 205km/h para techo cónico (DS0). La Fig. 3 muestra las curvas correspondientes a ambas tipologías de tanques. Las curvas de daño por pandeo en la pared del cilindro (DS1 en techo cónico y DS2 para techo flotante) indican que los tanques con techo flotante son más sensibles a daño, con velocidades que varían entre 190 y 250km/h, mientras que los de techo cónico presentan daños a velocidades desde 130km/h hasta más de 300km/h. Para pandeo en el cilindro hay un 50% de probabilidad para velocidad de 220km/h en techo flotante y a velocidad de 290km/h para techo cónico. Estos daños pueden producir falla en conexiones entre el tanque y tuberías con posibles derrames, también en los sectores de escaleras helicoidales y aberturas para inspección. Para techo flotante se pueden producir daños funcionales (DS1) para velocidades entre 150 y 200km/h. Estos desplazamientos en el cilindro pueden trabar el deslizamiento del techo cuya operación es vital para eliminar la acumulación de gases en la parte superior del fluido. El bloqueo del techo puede crear una separación entre el techo y el fluido siendo posible el inicio de fuego o explosiones.

Si las velocidades máximas en la Patagonia pueden llegar hasta 240km/h, entonces en los tanques con techo cónico puede haber hasta un 28% de daños por pandeo del cilindro y hasta un 8% de daño por pandeo en la unión techo pared (DS3).

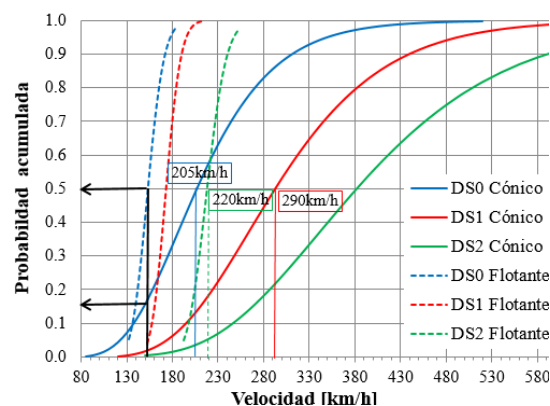


Fig. 3 – Comparación de curvas de fragilidad de tanques con techo cónico y flotante bajo acción del viento

5. Conclusiones

En el presente trabajo se plantea una comparación de niveles de riesgo asociados a daños en tanques cilíndricos de acero con techo cónico y flotante destinados al almacenamiento de petróleo, frente a la acción de cargas de viento. La evaluación de los daños es numérica mediante LBA y GNIA y para las curvas de fragilidad se usa una distribución acumulada lognormal. Estas funciones permiten evaluar la probabilidad de falla para rangos de velocidades en la región patagónica, donde están las mayores reservas de petróleo del país. Los resultados muestran que daños con diferente nivel pueden aparecer para velocidades de viento en nuestro país. Si bien el relevamiento muestra que es mucho menor la cantidad de tanques con techo flotante, esta tipología es más propensa a registrar daños. Los daños asociados a dificultades en el funcionamiento del techo flotante por desplazamientos en el cilindro son los que pueden producirse con mayor frecuencia, para velocidades de hasta 200km/h. Daños en el cilindro por pandeo se producen a velocidades mayores a 190km/h. Los tanques con techo cónico, con una presencia predominante, es posible que tengan daños para velocidades mayores a 80km/h y los daños por pandeo en el cilindro se presentan en un amplio rango de velocidades. Para la velocidad máxima en la región patagónica del orden de 240km/h pueden producirse daños por pandeo en el cuerpo del tanque con hasta un 30% de probabilidad. Estos daños pueden generar fallas en zonas en contacto con el fluido con posibles derrames y contaminación. Las fallas en la unión entre el techo y el cilindro tienen baja probabilidad (hasta 8%), en este caso el riesgo es que esa falla genere una pérdida del techo y en ese caso pierde la rigidez que le aporta el techo pasando a una condición similar a un tanque con techo flotante.

Comparativamente los tanques con techo flotante pueden tener daños por viento a menores velocidades, para una misma probabilidad.

6. Agradecimientos

Los autores agradecen a Ing. Aldana Muñoz, Ing. Josefina Grill e Ing. Natalia Pareti quienes contribuyeron significativamente a la elaboración del estudio y a la Dra. Rocío Segura por la interacción con los autores. Los autores agradecen a SCyT Uncoma e IDIT Conicet.

7. Referencias

- [1] API Standard 650. *Welded Tanks for Oil Storage*, American Petroleum Institute, Washington, D.C., 2013.
- [2] Pitilakis K, Crowley H, Kaynia A M. *SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk*. Ed. Springer; 2014.
- [3] O'Rourke M J, So P. Seismic Fragility Curves for On-Grade Steel tanks. *Earthq. Spectra* 2000; 16(4): 801-815.
- [4] Razzaghi M S, Eshghi S. Development of Analytical Fragility Curves for Cylindrical Steel Oil Tanks. *14th World Conference on Earthquake Engineering* 2008; Beijing, China.
- [5] FEMA-NIBS. *Earthquake Loss Estimation Methodology*, Federal Emergency Management (FEMA) & National Institute of Building Sciences (NIBS), Washington D.C., USA, 1999.
- [6] Bernier C, Padgett J E. Forensic investigation of aboveground storage tank failures during Hurricane Harvey using fragility models. *Forensic Engineering 2018: Forging Forensic Frontiers*.
- [7] Muñoz A M, Jaca R C, Bramardi S, Godoy L A. Desarrollo de curvas de fragilidad de tanques de almacenamiento de petróleo con techo cónico bajo viento. *Mec. Comp.* 2023; 50: 231-250.
- [8] Grill J, Pareti N, Jaca R C, Bramardi S, Godoy L A. Curvas de fragilidad de tanques de almacenamiento de petróleo con techo flotante bajo viento. *Mec. Comp.* 2022; 49: 281-290.
- [9] ACI-ASCE Committee 334 2R-91. *Reinforced Concrete Cooling Tower Shells -Practice and Commentary*, American Concrete Institute, New York, 1991.
- [10] MacDonald P A, Kwok K C S, Holmes J H. Wind loads on circular storage bins, silos and tanks. Point pressure measurements on isolated structures. *J. Wind Eng. Ind. Aerodyn.* 1988; 31: 165-188.
- [11] CIRSOC 102. *Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones*, Buenos Aires, 2005.
- [12] Godoy L A. *Fragilidad de la infraestructura para el almacenamiento de petróleo y sus derivados*, Informe Técnico, FCEFYN, Universidad Nacional de Córdoba, 2020.
- [13] EN 1993-1-6. *Eurocode 3- Design of steel structures - Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures*, European Committee for Standardization, 2007.
- [14] Jaca R C. *Límites Inferiores en Inestabilidad de Láminas de Tanques de Pared Delgada*, Tesis de Doctorado en Ciencias de la Ingeniería, Universidad Nacional de Córdoba, 2008.
- [15] ABAQUS. *Abaqus/CAE User's Manual*, Versión 6.13-1, 2006.
- [16] Riks E. An incremental approach to the solution of snapping and buckling problems. *Int. J. Solids Struct.* 1979; 15: 529-551.
- [17] Devore J L. *Probabilidad y Estadística para Ingeniería y Ciencias*. 7th ed. CENGAGE Learning; 2008.

Cómo citar: R. C. Jaca, S. Bramardi, y L. A. Godoy, «Umbrales y niveles de daño por acción de viento en tanques de petróleo en la Patagonia», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 249-255. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Evaluación del desempeño sísmico de un edificio peruano de concreto armado con dispositivos de fluido viscoso

Autores: Luis Enrique Quiroga ⁽¹⁾, Alejandro Muñoz ⁽²⁾

¹ Egresado de la Maestría en Ingeniería Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Av. Universitaria 1801, Lima, Perú.

² Profesor Principal, Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú, Av. Universitaria 1801, Lima, Perú.

Resumen

El protocolo peruano de diseño de edificaciones con dispositivos de fluido viscoso (DFV) no incluye la evaluación del desempeño ni la estimación del daño. Este estudio evaluó el desempeño sísmico de un edificio peruano representativo con dispositivos de fluido viscoso no lineales (EDIF-DFV). Un edificio convencional con muros y pórticos de concreto armado (EDIF-CONV) de 10 pisos, fue diseñado usando la norma peruana “Reglamento Nacional de Edificaciones” y se incorporó un sistema de DFV con la guía estadounidense FEMA 273. Se desarrolló la comparación del desempeño sísmico del EDIF-DFV con respecto al EDIF-CONV mediante el Análisis Dinámico Incremental, usando siete pares de registros sísmicos de Perú y Chile, escalados y espectro-compatibles para sismos con periodos de retorno de: 50, 100, 500 y 2500 años. Se evaluó el desempeño usando el desplazamiento lateral de la azotea (*SEAO*C, *Vision 2000*), derivas de entrepiso (*HAZUS-MH MR4*), y giros inelásticos en las rótulas (*ASCE 41*). Los resultados mostraron que, el EDIF-DFV presentaría mayor operatividad, así como reducción del daño en las vigas y muros. Se comprobó que, aunque las columnas adyacentes a los DFV presentarían mayor daño respecto al EDIF-CONV, no excederían el umbral de daño de “Ocupación Inmediata” y no requerirían reforzamiento.

Palabras clave: Desempeño sísmico, Dispositivos de fluido viscoso, Edificio peruano de CA con muros y pórticos.

Abstract

The Peruvian framework for building design with fluid viscous dampers (DFV) does not consider neither the seismic performance nor damage assessment. This study evaluated the seismic performance of a representative Peruvian building with nonlinear fluid viscous dampers (EDIF-DFV). A 10-story shear wall-frame reinforced concrete building (EDIF-CONV) was conventionally designed using the Peruvian Code “Reglamento Nacional de Edificaciones” and afterward, DFV were incorporated using the American guidelines FEMA 273. The Incremental Dynamic Analysis was used to compare the seismic performance of EDIF-DFV with EDIF-CONV, with seven pair spectrum-matched ground motions recorded in Perú and Chile, scaled to earthquakes with return periods of 50, 100, 500 and 2500 years. The roof displacement (*SEAO*C, *Vision 2000*), inter-story drifts (*HAZUS-MH MR4*) and plastic hinge rotation (*ASCE 41*) were estimated to assess the seismic performance. The results indicated that the EDIF-DFV would improve its functionality and reduce damage to beams and shear walls. It was verified that although the columns adjacent to the DFV would be more damaged than those on the EDIF-CONV, they would not exceed “Immediate Occupancy” performance level and would not need to be retrofitted.

Keywords: Seismic performance, Fluid viscous dampers, Shear wall-frame Peruvian RC building.

Cómo citar: L. E. Quiroga y A. Muñoz, «Evaluación del desempeño sísmico de un edificio peruano de concreto armado con dispositivos de fluido viscoso», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 256-262. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

1. Introducción

Todas las edificaciones presentan un daño después de un sismo. El Análisis Dinámico Incremental (IDA, por sus siglas en inglés), es uno de los métodos más utilizados para estimar el daño. El IDA es adoptado en Estados Unidos por las guías FEMA (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias) para estimar el desempeño sísmico de edificios metálicos aporticados [1].

En Perú, el “Reglamento Nacional de Edificaciones” (RNE) contiene a la norma de concreto armado (E.060) [2] y diseño sismorresistente (E.030) [3], que se utilizan en el diseño de edificios de concreto armado (CA). Sin embargo, la norma E.030 está orientada para diseñar a las edificaciones ante un solo nivel de intensidad sísmica, donde se evita el colapso de las estructuras, pero no se establece un objetivo de desempeño [4].

Recientemente, sistemas modernos de protección sísmica están siendo implementados en edificaciones peruanas para reducir el daño en sus estructuras. Se dispone de los dispositivos de fluido viscoso (DFV) que fueron utilizados en este trabajo. En un estudio, De Domenico et al. (2019) [5] efectuaron una revisión bibliográfica sobre investigaciones de edificios con DFV. Sin embargo, pocos evalúan el desempeño sísmico de edificios de CA con muros y pórticos, y DFV. Con respecto a edificios aporticados de acero, Uriz y Whittaker (2001) [6] evaluaron un edificio de 3 pisos con DFV lineales. Los DFV produjeron un incremento en las fuerzas cortantes de piso y en las fuerzas axiales de las columnas. En otro estudio, Karavasilis (2016) [7] evaluó 3 edificios con DFV lineales. Los de 10 y 20 pisos fueron más propensos a formar rótulas plásticas que los edificios sin DFV. Para comprobar la necesidad de mejorar el diseño de las columnas, incrementó la sección de las columnas interiores. Concluyó que no se justificaba mejorar el diseño de las columnas. Este trabajo pretende mostrar la importancia de la evaluación del desempeño sísmico de un edificio peruano de CA representativo con DFV no lineales. Esto podría mejorar el diseño y reducir costos de reparación en edificios futuros.

2. Diseño del edificio convencional y con DFV

2.1. Descripción del caso de estudio

Un edificio convencional (EDIF-CONV) de CA de 10 pisos fue planteado como un caso de estudio para la ciudad de Lima (Fig. 1). Está compuesto por un sistema de muros, vigas y columnas. Contiene oficinas y viviendas, el último piso funciona como azotea.

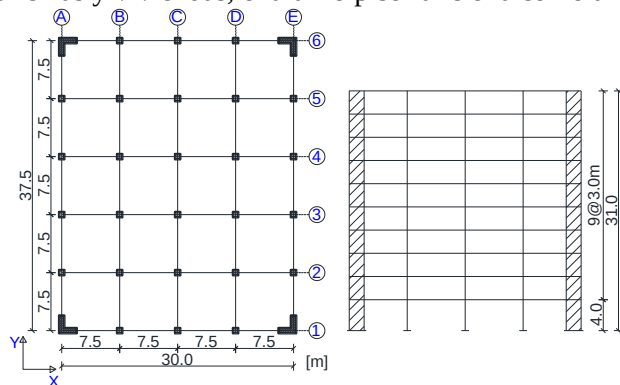


Fig. 10-Vista del edificio en planta y elevación

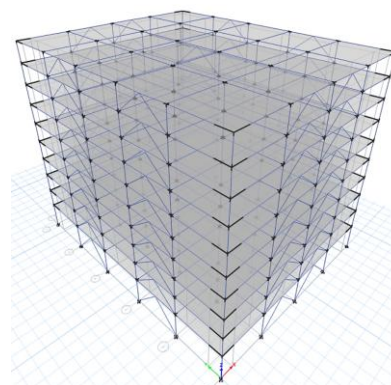


Fig. 11-Modelo del EDIF-DFV en ETABS

2.2. Edificio convencional (EDIF-CONV)

Para la carga muerta (CM) y viva (CV), se aplicaron cargas gravitacionales de acuerdo con la norma E.020 [8]. Para el piso típico se consideró la tabiquería, piso terminado y losa maciza: 6664 N/m² (CM) y 2450 N/m² (CV). Para la azotea: 980 N/m² (CM) y 980 N/m² (CV). Los parámetros sísmicos utilizados para definir el espectro de diseño según la norma peruana E.030 [3] fueron: factor de

aceleración ($Z=0.45$), factor para perfil de suelo ($S=1.0$), periodos de vibración “P” y “L” para el suelo ($T_P=0.4s$; $T_L=2.5s$), factor de uso ($U=1.0$), coeficiente de reducción ($R=6.0$) y la aceleración de la gravedad “g” (9.81 m/s^2). Las pseudoaceleraciones (S_a) del espectro de diseño fueron calculadas con la ecuación (1):

$$S_a = (Z \cdot U \cdot C \cdot S / R) \cdot g \quad (1)$$

Se dimensionó los elementos estructurales para obtener derivas de entrepiso menores que 0.007. Se consideró al concreto con resistencia $f'_c=28 \text{ MPa}$ y al acero de refuerzo con resistencia en fluencia $f_y=420 \text{ MPa}$. Las vigas son de $0.30\text{m} \times 0.60\text{m}$, columnas de $0.65\text{m} \times 0.65\text{m}$, muros “L” con alas de 2.25m y espesor 0.65m , losa maciza con espesor de 0.20m .

2.3. Edificio con DFV (EDIF-DFV)

El sistema de DFV fue diseñado de acuerdo con FEMA 273 [9]. Se utilizaron DFV no lineales con parámetro exponencial ($\alpha=0.3$), colocados en arreglo chevron. Se asumió un amortiguamiento inherente (β_0) de 5%. Se definió un amortiguamiento suplementario (β_v) de 30% colocando los DFV en todos los pisos. Los coeficientes de amortiguamiento (C_d) especificados en cada crujía/piso fueron: 3.0968 MN-s/m , 2.1364 MN-s/m , 4.2728 MN-s/m , para la dirección X (ejes 1 y 6), Y (ejes A y E), y el pórtico central en dirección Y (eje C). Los brazos metálicos son perfiles de acero HSS $16 \times 16 \times 3/8$, con $E=2 \times 10^5 \text{ MPa}$, $F_y=345 \text{ MPa}$.

3. Modelo no lineal del edificio

3.1. Descripción general

Se utilizó el software ETABS [10] para calcular la respuesta del edificio, la Fig. 2 muestra el modelo del EDIF-DFV [11]. Las vigas, columnas y muros fueron modelados como elementos barra con rótulas plásticas concentradas en sus extremos. La longitud de las rótulas fue asumida igual a la mitad del peralte ($0.5h$). Se utilizaron brazos rígidos en los nudos. No se consideró una condición inicial de sección fisurada. Se asumieron diafragmas rígidos en todos los pisos. Las losas fueron modeladas como elementos tipo membrana. Se colocaron masas concentradas en cada piso. No se consideró el comportamiento no lineal en cortante. Para los análisis tiempo historia, se consideró 5% de amortiguamiento modal en todos los modos y 5% de excentricidad en una dirección (X o Y).

3.2. Elementos de concreto armado

3.2.1. Materiales

Para el acero de refuerzo se utilizó el modelo de Park y Paulay (1975) [12]. Su comportamiento en tracción fue el mismo que en compresión. Las deformaciones unitarias del inicio de fluencia, inicio de endurecimiento y fractura (ϵ_y , ϵ_{sh} , ϵ_{su}) fueron: 0.0021 , 0.01 y 0.08 m/m . Las resistencias en fluencia (f_y) y en fractura (f_{su}) fueron: 420 y 620 MPa .

Para el concreto no confinado se utilizó el modelo de Hognestad (1951) [13]. La máxima resistencia (f'_c) y la resistencia de agotamiento (f_u) fueron: 280 y 238 MPa , con deformaciones unitarias ϵ_0 y ϵ_u de: 0.002 y 0.004 m/m . Para el concreto confinado se utilizó el modelo de Mander (1988) [14]. Para ambos casos, la resistencia en tracción fue igual a 10% de la resistencia en compresión del concreto no confinado.

3.2.2. Tipos de rótulas plásticas

Para las rótulas plásticas de vigas, se utilizó la relación Momento vs. giro en flexión (Moment M3), idealizada con la curva *backbone*. Los giros inelásticos fueron tomados de la tabla 10-7 de ASCE 41-

17 [15]. Para las rótulas plásticas de columnas y muros, se utilizaron rótulas tipo fibra (Fiber P-M2-M3). Se construyeron las secciones fibra aplicando las leyes constitutivas de cada material. Sus parámetros y umbrales de deformación fueron obtenidos de las tablas 10-8 y 10-19 de ASCE 41-17 [15].

3.3. Modelo de los DFV

Se utilizaron los C_d y $\alpha=0.3$ (Sección 2.3). La rigidez de los brazos metálicos fue 735 MN/m. Para el modelo en ETABS, se definieron estas propiedades en elementos “link” de tipo *Damper-Exponential*, que expresa una relación entre la fuerza y velocidad del DFV. Como se utilizaron DFV en arreglo chevron, se crearon nudos de conexión en la mitad de las vigas, donde se unieron los brazos metálicos. En estos nudos se asignó un panel zone, definido con las propiedades de los elementos link.

3.4. Análisis tiempo historia

3.4.1. Registros sísmicos utilizados

Para el diseño de los sistemas con DFV y la evaluación del desempeño sísmico se seleccionaron siete registros representativos, tres peruanos y cuatro chilenos, escogidos por su cercanía al Perú. Todos los registros fueron compatibilizados al espectro de la norma E.030 (Sección 2.2) utilizando el software Seismomatch [16]. Para mantener las características del registro original se utilizó el método de Hancock et al. (2006) [17]. De acuerdo con la norma estadounidense ASCE 7-16 [18], se efectuó una combinación espectral tipo SRSS con factores de 0.9 y 0.44 sobre los componentes ortogonales de los registros. Se efectuó el mismo procedimiento para compatibilizar los registros con los espectros de los sismos de 50, 100 y 2500 años [11].

4. Análisis de resultados

Los edificios fueron sometidos a los siete registros sísmicos escalados a cuatro niveles de intensidad sísmica equivalente al sismo: frecuente, ocasional, raro y máximo considerado, con periodos de retorno (T) y aceleración máxima del suelo (PGA). Se presentan los resultados del desempeño del EDIF-CONV y del EDIF-DFV. A partir de ahora, cuando se refiera a sismos de 50, 100, 500 y 2500 años, significa que se trata de sismos con PGA de 0.2g, 0.25g, 0.45g y 0.675g, respectivamente. Para comparar el desempeño sísmico entre los dos edificios con las curvas IDA, se escogió al PGA como medida de intensidad y la deriva de entrepiso como medida del daño. Para el daño en los elementos estructurales, se presentan los elementos con más daño, se cuantificó el cociente del giro inelástico (θ_p) en las rótulas plásticas respecto a los umbrales de giro de ASCE 41-17 [15].

4.1. Desplazamientos en la azotea

Se realizó un análisis estático no lineal para obtener la curva de capacidad del EDIF-CONV. La Fig. 3 presenta esta curva en dirección X (su resistencia lateral fue menor que en Y). Se controló el desplazamiento progresivo de la azotea hasta el inicio de la falla en las vigas del 6° piso de la fachada. A partir de ahora, se muestran los resultados del análisis en dirección X. La curva fue sectorizada de acuerdo con la guía del SEAOC [19] demarcando los niveles de operatividad propuestos por SEAOC, Vision 2000 [20]. Sobre esta curva se colocaron los pares de puntos (promedio de máximo desplazamiento de la azotea, fuerza cortante basal).

Para el sismo de 500 años, la Fig. 3 compara la operatividad entre los dos edificios y la tabla 1 lo hace para los cuatro niveles. Para los sismos de 50, 100 y 500 años, el EDIF-CONV se encontraría en estado *Funcional*. Para el sismo de 2500 años, se encontraría en *Resguardo de vida* y requeriría reparaciones antes de retornar a la operatividad. En cambio, para los sismos de 50 y 100 años, el EDIF-DFV se encontraría *Operativo*, el daño sería despreciable. Para los sismos de 500 y 2500 años, se encontraría *Funcional*.

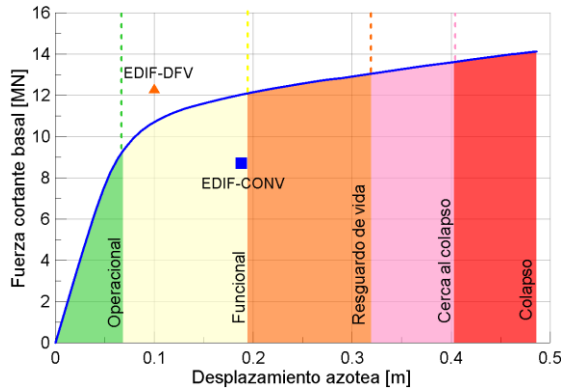
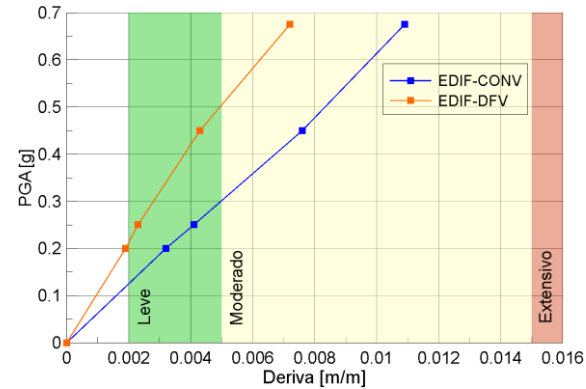


Fig. 12–Desempeño con desplazamiento azotea (SEAOC, Vision 2000; T=500 años) Fig. 13–Desempeño con derivas de entrepiso (HAZUS-MH MR4)



4.2. Derivas de entrepiso

La Fig. 4 compara las curvas IDA del promedio de máximas derivas de entrepiso del piso 5. Las zonas sombreadas demarcan los umbrales según HAZUS-MH MR4 [21]. Para el sismo de 50 años, el EDIF-CONV presentaría daño *Leve*; el EDIF-DFV casi no presentaría daño. Para el sismo de 100 años, ambos edificios se encontrarían en estado *Leve*. Para el sismo de 500 años, el EDIF-CONV se encontraría en estado *Moderado*; el EDIF-DFV se encontraría en estado *Leve*. Para el sismo de 2500 años, el EDIF-CONV presentaría un estado de daño *Moderado* más acentuado; el EDIF-DFV se encontraría en estado *Moderado*.

4.3. Giros inelásticos en elementos estructurales

4.3.1. Rótula con mayor daño en vigas

La rótula plástica que presentaría mayor daño estaría ubicada en el 4° piso de la fachada, adyacente al muro (Fig. 6a). La Fig. 5 compara las curvas IDA del promedio de giro inelástico en esta rótula. Para los sismos de 50 y 100 años, el cociente de giro θ_p /umbral de deformación IO en el EDIF-CONV sería 0.27 y 0.45; en el EDIF-DFV, sería 0.08 y 0.17. Para los sismos de 500 y 2500 años, en el EDIF-CONV sería 1.06 y 1.44, prácticamente no requeriría reparación y requeriría reparación; en el EDIF-DFV sería 0.57 y 1.12, no requeriría reparación y prácticamente no requeriría reparación. En un estudio sobre un edificio de acero con DFV, Uriz y Whittaker (2001) [6], plantearon como objetivo de diseño eliminar la formación de rótulas plásticas en vigas, pero no lo consiguieron. En este trabajo, para el sismo de 500 años, el EDIF-DFV presentaría una máxima deriva menor que el umbral de daño moderado (Fig. 4), pero la rótula ya se activaría para los sismos de 50 y 100 años.

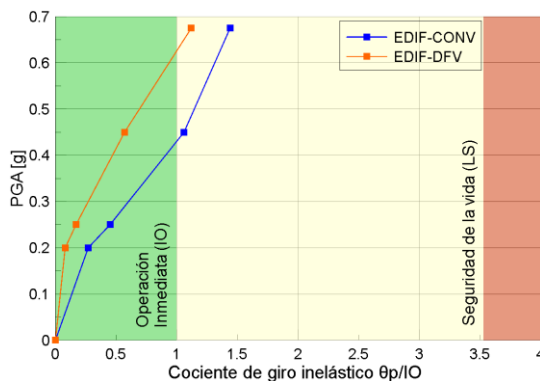


Fig. 14–Curvas IDA para viga con más daño estructural con más daño

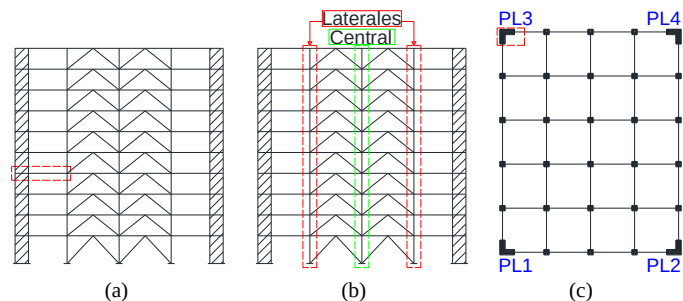


Fig. 15–Ubicación de los elementos

4.3.2. Rótula con mayor daño en columnas

Los mayores giros inelásticos se produjeron en la base de las columnas de los pórticos de la fachada, en el sector formado por las columnas y los DFV que se comportaría como un tijeral (Fig. 6b). Las fuerzas axiales en las columnas laterales se incrementarían por efecto de los DFV. La Fig. 7 muestra las curvas IDA con el promedio θ_p/IO , en la base de la columna lateral derecha (1º piso). Para los sismos de 50 y 100 años, la rótula no se activaría en ambos edificios. Para el sismo de 500 años, θ_p/IO sería 0.02 y 0.14 en el EDIF-CONV y EDIF-DFV. Para el sismo de 2500 años, θ_p/IO sería 0.13 y 0.62 en el EDIF-CONV y el EDIF-DFV.

La Fig. 7 compara las curvas IDA de la columna lateral derecha (línea sólida) y la columna central (línea a trazos). Contrariamente, la columna central del EDIF-CONV presentaría más daño que en el EDIF-DFV, pero ningún caso superaría IO. Los brazos metálicos controlarían el incremento de la fuerza axial resultante en la columna central. A pesar del incremento de las fuerzas axiales y el daño en las columnas laterales del EDIF-DFV, no se requeriría un reforzamiento como sugirieron Uriz y Whittaker [6], tampoco se requerirían mejorar los requisitos de diseño o aumentar la sección de las columnas como comprobó Karavasilis [7].

4.3.3. Rótula con mayor daño en placas

La rótula plástica que presentaría mayor daño estaría ubicada en el 1º piso, en la base del muro PL3 (Fig. 6c). La Fig. 8 presenta las curvas IDA del promedio de θ_p/IO . Se consideró a PL3 con bordes no confinados. Para los sismos de 50 y 100 años, el cociente sería 0.23 y 0.53 en el EDIF-CONV, no requeriría reparación; en el EDIF-DFV, sería 0 y 0.01, casi no presentaría daño. Para los sismos de 500 y 2500 años, sería 1.51 y 1.98 en el EDIF-CONV, requeriría una reparación menor y una reparación; en el EDIF-DFV sería 0.64 y 1.44, prácticamente no requeriría reparación y requeriría una reparación.

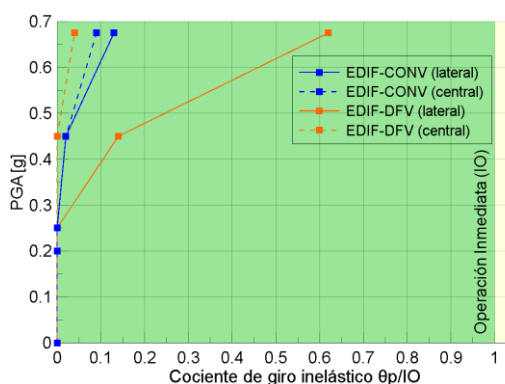


Fig. 16–Curvas IDA de columna lateral vs. columna central PL3

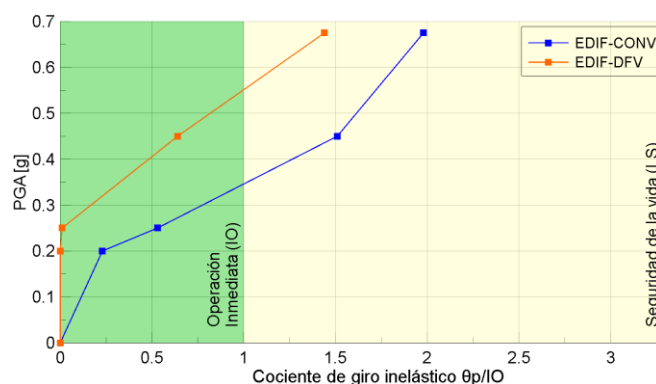


Fig. 17–Curvas IDA del muro PL3

Como resultado, la Tabla 1 compara el nivel de desempeño sísmico entre los dos edificios con las tres metodologías de evaluación:

Tabla 6 – Nivel de desempeño sísmico del EDIF-CONV y EDIF-DFV con las tres metodologías de evaluación

Sismo [años]	EDIF-CONV			EDIF-DFV		
	SEAOC Vision 2000	HAZUS-MH MR4	ASCE 41	SEAOC Vision 2000	HAZUS-MH MR4	ASCE 41
	Operatividad	Daño	Requiere reparación	Operatividad	Daño	Requiere reparación
50	Funcional	Leve	No	Operativo	Casi sin daño	No
100	Funcional	Leve	No	Operativo	Leve	No
500	Funcional	Moderado	Muros (menor)	Funcional	Leve	No
2500	Resguardo de vida	Moderado (más acentuado)	Vigas y Muros	Funcional	Moderado	Muros (menos daño)

5. Conclusiones

Comparando el desempeño sísmico del EDIF-DFV respecto al EDIF-CONV, las conclusiones son:

- Para el sismo de 500 años, el desplazamiento de la azotea del EDIF-DFV debería reducirse 0.7 veces para estar *Operativo* e incrementarse el doble para alcanzar *Resguardo de Vida (RV)*. El EDIF-CONV presentaría más daño, este desplazamiento apenas tendría que aumentarse 1.04 veces para alcanzar *RV*.
- Para los sismos de 50, 100 y 500 años, los DFV reducirían la deriva en 42% respecto al EDIF-CONV. Para el sismo de 2500 años, los DFV presentarían menor eficiencia porque reducirían solo el 34% de la deriva.
- La base de la columna lateral a los DFV presentaría más daño y reduciría su capacidad de giro. Para los sismos de 500 y 2500 años, sus giros inelásticos serían 7 y 5 veces mayores que en el EDIF-CONV. Se recomendaría utilizar *DFV no lineales* porque limitan el incremento de las fuerzas axiales en las columnas.
- El daño se obtuvo de manera sencilla con el desplazamiento de la azotea (*SEAOC, Vision 2000*) y derivas de entrepiso (*HAZUS-MH MR4*). En cambio, *ASCE 41* proporciona una visión detallada del daño en los diferentes componentes de la estructura.

6. Bibliografía

- [1] SAC Joint Venture. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, FEMA-350. Washington DC: 2000
- [2] Reglamento Nacional de Edificaciones M de VC y S. Norma E.060 Concreto Armado. Perú: 2009.
- [3] Reglamento Nacional de Edificaciones M de VC y S. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Perú: 2018.
- [4] Diaz L, Santos D. Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cuatro pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Edificaciones y aceptando una deriva máxima de 1%. Pontificia Universidad Católica del Perú, 2013.
- [5] De Domenico D, Ricciardi G, Takewaki I. Design strategies of viscous dampers for seismic protection of building structures: A review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2019;118:144–65.
- [6] Uriz P, Whittaker AS. Retrofit of pre-Northridge steel moment-resisting frames using fluid viscous dampers. *The Structural Design of Tall Buildings* 2001;10:371–90. <https://doi.org/10.1002/tal.199>.
- [7] Karavasilis TL. Assessment of capacity design of columns in steel moment resisting frames with viscous dampers. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2016;88:215–22. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.06.006>.
- [8] Reglamento Nacional de Edificaciones M de VC y S. Norma E.020 Cargas. Perú: 2016.
- [9] FEMA 273. Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. 1997.
- [10] CSI: Computers and Structures Inc. ETABS: Building analysis and design 2019.
- [11] Quiroga Flores LE. Evaluación del desempeño sísmico de un edificio peruano de concreto armado con dispositivos de fluido viscoso. Pontificia Universidad Católica del Perú, 2024.
- [12] Park R, Paulay T. Reinforced Concrete Structures. Wiley; 1975. <https://doi.org/10.1002/9780470172834>.
- [13] Hognestad E. A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. 1951.
- [14] Mander JB, Priestley MJN, Park R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering* 1988;114:1804–26. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804)).
- [15] Structural Engineering Institute. ASCE/SEI, 41-17: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. United States, Reston, Virginia: 2017.
- [16] Seismosoft Earthquake Engineering Software Solutions. SeismoMatch v2022 2022.
- [17] Hancock J, Watson-Lamprey J, Abrahamson NA, Bommer JJ, Markatis A et al. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of earthquake engineering* 2006;10:67–89.
- [18] Structural Engineering Institute. ASCE/SEI 7-16, Minimum Design Loads and Associated Criteria for buildings and Other Structures. 2017.
- [19] Structural Engineers Association of California (SEAOC). Seismology Committee. Recommended Lateral Force Requirements and Commentary. California: 1999.
- [20] Structural Engineers Association of California (SEAOC). Vision 2000 Committee. Performance-Based Seismic Engineering of Buildings. California: 1995.
- [21] Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate FEMA Mitigation Division. Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS-MH MR4 Technical Manual. 2003.

Evolución de los métodos de detección de daño en puentes basados en el monitoreo de su salud estructural

Autores: Azael Mendoza-Palomino ⁽¹⁾, Rolando Salgado-Estrada ⁽¹⁾ Luis Felipe Marín-Urías ⁽¹⁾, Franco Antonio Carpio-Santamaría ⁽²⁾, Sergio Aurelio Zamora Castro ⁽¹⁾

¹ Doctorado en Ingeniería Aplicada, Facultad de Ingeniería de la Construcción y el Hábitat, Boca del Río, Veracruz, CP 94294, México.

² Instituto de Ingeniería, Universidad Veracruzana, Boca del Río, Veracruz, CP 94294, México.

Resumen

Los puentes son infraestructura esencial para la comunicación humana. Para su mantenimiento se requiere del conocimiento eficiente de su condición estructural, el cual se puede lograr mediante métodos de detección de daño a partir del monitoreo de su salud estructural. Por ello, en este artículo se analiza la evolución de los métodos para detectar daño de puentes basados en su respuesta dinámica con el fin de analizar sus ventajas, limitaciones, nuevas tendencias y áreas de oportunidad. La evolución moderna de estos métodos se inicia en los años 80 y 90 con la implementación del monitoreo de la salud estructural. Desde hace más de una década, la aplicación de algoritmos de inteligencia artificial a los métodos de detección de daño ha demostrado el potencial del aprendizaje automático y otros algoritmos en el análisis de daño. Propuestas emergentes, como el uso de gemelos digitales para la actualización de replicas virtuales de las estructuras en tiempo real, han permitido el análisis de riesgos. Como resultado de esta evolución, hoy en día se tienen métodos eficientes y precisos para evaluar el estado de daño, facilitando la toma de decisiones relacionadas a la integridad física de las estructuras y la administración de recursos gubernamentales.

Palabras clave: detección de daño, monitoreo de la salud estructural, algoritmos de inteligencia artificial, gemelos digitales, puentes.

Abstract

Bridges are essential infrastructure for human communication. Their maintenance requires efficient knowledge of their structural condition which can be achieved through damage detection methods implemented in structural health monitoring. Therefore, this article analyzes the evolution of damage detection methods based on the dynamic response of these structures with the aim of analyzing their advantages, limitations, current trends and areas of opportunity. This modern evolution begins with the methods proposed in the 1980s and 1990s, with the application of structural health monitoring. For more than a decade, the implementation of artificial intelligence algorithms to damage detection methods has shown the potential of machine learning and other algorithms in damage analyses. Emerging proposals, such as the use of digital twins to maintain updated virtual numerical models of structures in real time allow risk analysis. As a result of this evolution, today It is had an efficient and accurate methods to assess the state of damage, facilitating to make decision related to the physical integrity of structures and the management of government resources.

Keywords: damage detection, structural health monitoring, artificial intelligent algorithms, digital twins, bridges.

1. Introducción

El monitoreo de la salud estructural de los puentes tiene un papel fundamental para su conservación, asegurando su funcionalidad y seguridad durante su vida útil. En las últimas tres décadas, se han desarrollado métodos para la evaluación de la condición estructural a nivel de simulación numérica y experimental en laboratorio y campo. Entre estos métodos, aquellos basados en vibraciones proporcionan una forma eficiente y precisa para evaluar la condición estructural de los puentes. Estos métodos funcionan principalmente con datos de

aceleraciones, frecuencias y formas modales. Las técnicas que emplean parámetros dinámicos dentro de los métodos varían desde calcular simples diferencias hasta determinar relaciones más complejas como las curvaturas, funciones de respuesta y matrices de flexibilidad entre otros. En la literatura se presentan una variedad de aplicaciones de los métodos tradicionales basados frecuencias y formas modales [1] debido a su funcionamiento para el análisis de daño en los primeros tres niveles propuestos por Rytter [2]. Sin embargo, algunas de las limitaciones relacionadas con la no unicidad de la localización y los efectos de ruido en las señales podrían modificar la precisión de los métodos. Para solventar este tipo de problemática, se requiere realizar de forma eficiente el análisis de daño, a partir de grandes cantidades de datos; por lo que, la implementación de algoritmos de inteligencia artificial dio origen a los métodos modernos.

El potencial que tienen los algoritmos de aprendizaje automático para la extracción de características mediante la clasificación, regresión, predicción y agrupamiento a partir de un conjunto de datos, se ha aprovechado ampliamente en el contexto de la detección de daño y el monitoreo de la salud estructural [3,4].

En los últimos 5 años, se han implementado una nueva tecnología al análisis de daño y monitoreo de la salud estructural. Dicha tecnología proporciona una réplica virtual de una estructura física mediante un entorno virtual con la capacidad de actualizarse de forma inteligente mediante la transferencia de datos desde la entidad física permitiéndole sentir el mundo físico. Esta tecnología que consta de dos entidades idénticas es conocida como gemelos digitales e integra distintas herramientas para crear un modelo de simulación digital que se actualiza a medida que cambian los objetos físicos [5]. De las herramientas integradas se destacan inteligencia artificial, aprendizaje automático, técnicas de adquisición y transmisión, y software de análisis de datos. En la Fig. 1, se muestran las distintas etapas y tecnologías que se han venido implementado a lo largo del tiempo para la evaluación de la condición estructural de la infraestructura civil. La tendencia indica que, la sofisticación progresiva es necesaria para ampliar el alcance de la de los métodos y estrategias para la evaluación de la condición estructural.

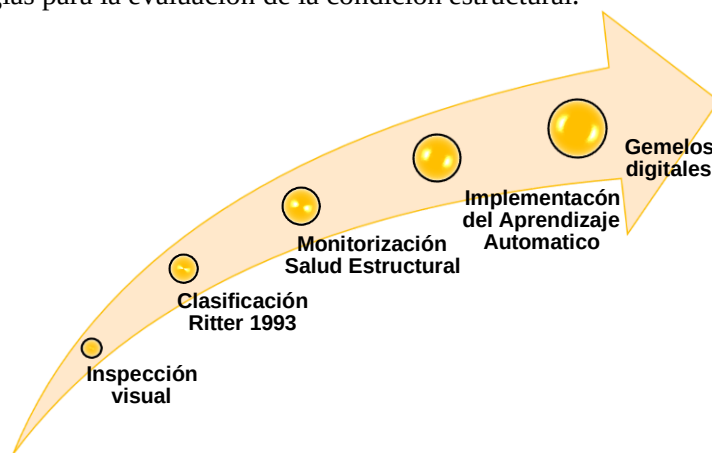


Fig. 1 – Evolución de las técnicas para la evaluación estructural.

2. Métodos basados en vibraciones

2.1. Métodos tradicionales

Los métodos de detección de daño tienen amplia aplicación en el monitoreo de la salud estructural de puentes en sus 4 fases que son identificar, localizar y estimar la severidad del daño. Estos métodos han evolucionado, primero identificando la existencia de daño (nivel I de la clasificación de Rytter). A partir del cambio en las frecuencias naturales del puente con y sin daño, como un indicador de la existencia de un cambio en la rigidez de los elementos estructurales. No obstante, para la detección de estos cambios de frecuencia, se requiere que

el daño sea significativo. Además, los cambios pueden deberse a las condiciones ambientales, exactitud de los métodos de análisis modal o sensibilidad del equipo de adquisición empleado. Posteriormente, los métodos análisis de daño basados en vibraciones se diversificaron para emplear otros parámetros dinámicos, donde se demostró su capacidad de evaluar el daño en los 3 primeros niveles de la clasificación de Ryttter. Lo anterior se aprecia en los trabajos de finales del siglo pasado que se encuentran ampliamente documentados en [6] y [7]. Algunas de las estrategias utilizadas, así como sus ventajas y desventajas se resumen en la *Tabla 1*.

2.2. Métodos modernos y monitoreo de la salud estructural (MSE)

El monitoreo de la salud estructural surge de la necesidad de identificar el estado estructural y el nivel de seguridad en que se encuentra en esta a partir de medir, de forma experimental, algún parámetro relacionado con su respuesta estructural. En el MSE los datos experimentales de la respuesta estructural son la base de diversos métodos de detección de daño, que presentan una amplia variación en cuanto a su eficacia. En los puentes, los datos adquiridos experimentalmente se ven fuertemente influenciados por los efectos medio ambientales, en especial por la temperatura. Debido a lo anterior, se ha tratado de mitigar dichos efectos mediante la implementación de sensores de alta sensibilidad, algoritmos de aprendizaje (supervisado y no supervisado), y técnicas de análisis modal operacional como se discute en [8,9].

Con el objetivo de ampliar el alcance y precisión de los métodos por medio de algoritmos de inteligencia artificial, como el aprendizaje automático, han demostrado su eficacia en modelos numéricos, aunque hasta ahora muy pocos casos se han aplicado en estructuras reales.

Los algoritmos de inteligencia artificial basados en aprendizaje automático permiten extraer características de grandes conjuntos de datos (que pueden ser parámetros de la respuesta estructural del puente) a partir de métodos para la clasificación, regresión y agrupamiento y que puede ser supervisado y no supervisado. Éstos se han aplicado de manera extensa a los métodos de detección de daño paramétricos basados en vibraciones como puede consultarse en [3].

Tabla 1 – Aplicaciones de los métodos tradicionales basados en vibraciones.

Estrategia	Ventajas y desventajas
Análisis de la evolución de la frecuencia mediante transformada wavelet [10]	-Detección de daño (Nivel I) Ventajas: detección de cambios en la frecuencia instantánea de vibración, y/o discontinuidades en la respuesta de alta frecuencia de la estructura Desventajas: sensibilidad al ruido en la señal, la selección de parámetros de la wavelet debe basarse en el contenido de frecuencia esperado de la señal lo cual puede ser complejo
Diferencia relativa de frecuencias y curvatura de formas modales [11]	-Detección, localización y severidad del daño (Nivel I, II y III) Ventajas: Su precisión mejora conforme se incrementa el número de modos Desventaja: funciona en estructuras simples, muestra el inconveniente de la localización no única del daño, no es fácil la detección, cuando el daño se encuentra cerca de un punto de inflexión de la forma modal
Cambios en la flexibilidad [12]	-Localización y severidad del daño (Nivel II y III) Ventajas: buena precisión incluso con un reducido número de modos disponibles o con información incompleta de estos

Otra herramienta de la inteligencia artificial empleada en este campo son las redes neuronales artificiales, que se han empleado no solo para localizar el daño, sino también para estimar su severidad. Algunas de las estrategias empleadas en estos métodos consiste en aprovechar los parámetros dinámicos de la estructura como frecuencias, formas modales

y curvatura de sus formas modales de los cuales se puedan establecer patrones que indiquen, localicen o determinen la severidad del daño a través de redes neuronales artificiales, redes neuronales convolucionales o máquinas de vectores de soporte en combinación con métodos como la transformada wavelet [13], la utilización del concepto de datos simbólicos, la aplicación de redes neuronales en más de una etapa [14] además del uso de las diferencias relativas de frecuencias (DRFs) [15] mejora el proceso de detección de daño. Cada propuesta ha demostrado las ventajas de implementar las redes neuronales en el análisis de daño, para condiciones de operación controladas en estructuras simples; así que, con mejoras, se pueden aplicar a estructuras más complejas, como puentes.

Para esto hay que considerar que en una estructura compleja el daño no cambia en forma sustancial su rigidez global, y la segunda son los factores medioambientales que afectan los parámetros dinámicos de la estructura. Por esta razón, algunas investigaciones se han centrado en controlar el efecto de la temperatura sobre las frecuencias naturales mediante un enfoque estadístico. Figueiredo et al. [16] sugieren que esta dificultad se puede superar combinando la información de las mediciones con datos obtenidos de simulaciones realizadas con modelos numéricos con elementos finitos para distintos escenarios ambientales y operativos con el objetivo de entrenar algoritmos de aprendizaje automático. De esta manera, complementar con datos simulados permite una clasificación más precisa de los daños al reducir los falsos positivos inducidos por la variabilidad ambiental y operativa. Este esquema es muy útil en puentes en los que los datos proporcionados por el MSE suelen tener un alcance o disponibilidad limitados.

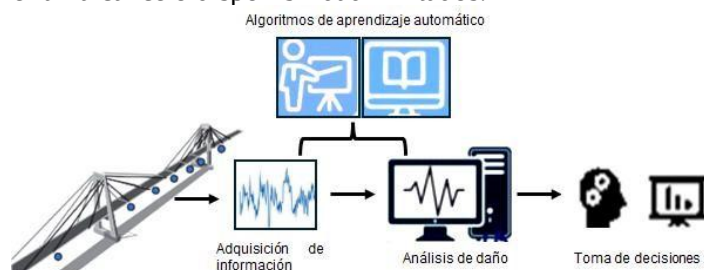


Fig. 2 – Ejemplo de la aplicación de algoritmos de aprendizaje automático en el MSE.

En la actualidad los algoritmos de aprendizaje automático tienen amplia presencia en el MSE, desde su aplicación en el manejo de la información adquirida hasta en su procesamiento con fines de análisis de daño, tal como se muestra en la Fig. 2.

2.3. Gemelos digitales (GD)

Desarrollar un gemelo digital requiere de un minucioso proceso que implica la convergencia de distintas técnicas de instrumentación, modelado, transmisión y manejo de datos. En este aspecto Ye et al. [17] revisaron los requerimientos necesarios para crear un GD de un puente con fines de MSE mediante la recopilación de distintas investigaciones. En el caso de estudio dos puentes ferroviarios en Staffordshire, Reino Unido fueron instrumentados desde el momento de su construcción con el objetivo de evaluar el comportamiento en etapas tempranas y contrastarla con la condición a largo plazo. Aspectos necesarios para el desarrollo del GD fueron abordados a lo largo de dos años, desde la instrumentación, desarrollo y calibración del modelo numérico y el tratamiento estadístico de datos como complemento para el modelo numérico. Esto dio como resultado un camino a seguir para la construcción de la parte virtual de un gemelo digital, sin embargo, otros aspectos importantes como la comunicación entre parte física y virtual no fueron resueltos. En este contexto Chacón et al. [18] identificaron un conjunto de retos y requisitos que deben superarse para lograr la transmisibilidad adecuada de información de los sistemas de monitoreo dentro de los gemelos digitales. Parte de la dificultad se debe a la gran variedad de datos que se obtienen por monitoreo, los cuales deben vincularse a indicadores

específicos del estado de la estructura. Además, se requiere establecer herramientas de comunicación para la información, lo cual es un desafío técnico desde la arquitectura de sistemas y la integración de software. Chiachío et al. [29] propusieron una forma de comunicación para un gemelo digital simplificado, para ello utilizan transferencia inalámbrica por Wifi y GSM, de los desplazamientos de nodos específicos de un modelo a escala de una estructura de marcos de dos niveles. De este modo, el gemelo digital tiene la habilidad de reconocer información de entrada y decidir si se actualiza o no, según exista una diferencia significativa entre esta nueva medición y la anteriormente registrada. La simplificación bajo la que se realiza este estudio no limita el alcance de su aportación al problema de la comunicación entre la repica virtual y su parte física.

Una aportación importante a este problema en estructuras reales se proporciona mediante el caso 1 del proyecto H2020 de Ashvin, en el que se propone un procedimiento automatizado para la transferencia y procesamiento de datos junto con la integración de la plataforma IoT (Internet of Things) y el esquema IFC BIM (Industry foundation classes) con la que se generó el gemelo digital para simulación de cargas sobre un puente ferroviario [20]. En general, el desarrollo de un gemelo digital para la detección de daño en puentes representa una ardua tarea, que conlleva la integración de conocimientos y tecnologías de distintas áreas. Sin embargo, se ha realizado un gran avance que en los años próximos permitirá la integración mediante sistemas inteligentes de manera automática.

3. Reflexiones

Se han desarrollado numerosos enfoques de monitoreo y métodos que proporcionan medios prácticos para la detección oportuna de daño estructural en puentes. Las nuevas tecnologías para la adquisición de la respuesta dinámica en puentes, así como el procesamiento de estos datos, aplicados al MSE en el análisis de daños han permitido ampliar el alcance de los métodos de detección basados en vibraciones, para detectar, localizar y estimar la severidad del daño, bajo ciertas condiciones, de forma precisa y eficiente. Una de las metodologías prometedoras aplicables al MSE son los algoritmos de aprendizaje automático que facilitan la extracción de características de grandes bases de datos. Dichos algoritmos al combinarse permiten la actualización de gemelos digitales de los puentes monitorizados para la detección y evaluación de su daño. Aunque aún se sigue refinando esta tecnología, con el avance tecnológico en sensores, los métodos de detección de daño basados en inteligencia artificial y el aumento en el procesamiento computacional, en los próximos años, permitirán la aplicación de metodologías de detección de daño de forma automática.

4. Referencias

- [1] Katam, R., Pasupuleti, V. D. K., & Kalapatapu, P. (2023). *A review on structural health monitoring: past to present*. Innovative Infrastructure Solutions, 8(9). <https://doi.org/10.1007/s41062-023-01217-3>
- [2] Rytter, A. (1993). *Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures* [PhD, University of Aalborg]. In De. <https://vbn.aau.dk/da/publications/vibrational-based-inspection-of-civil-engineering-structures>
- [3] Avci, O., Abdeljaber, O., Kiranyaz, S., Hussein, M. F. M., Hussein, M., Gabbouj, M., & Inman, D. J. (2020). *A review of vibration-based damage detection in civil structures: from traditional methods to machine learning and deep learning applications*. Mechanical Systems and Signal Processing, 147. <https://doi.org/10.1016/j.ymssp.2020.107077>
- [4] Sun, L., Shang, Z., Xia, Y., Bhowmick, S., & Nagarajaiah, S. (2020). *Review of bridge structural health monitoring aided by big data and artificial intelligence: from condition assessment to damage detection*. Journal of Structural Engineering, 146(5). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002535](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002535)
- [5] Tran, M. Q., Sousa, H. S., Nguyen, N. T. C., Nguyen, Q. H., & Campos e Matos, J. (2024). *Opportunities and Challenges of Digital Twins in Structural Health Monitoring*. Lecture Notes in Civil Engineering, 344 LNCE, 673–681. https://doi.org/10.1007/978-981-99-2345-8_69

- [6] Doebling, S. W., Farrar, C. R., Prime, M. B., & Shevitz, D. W. (1996). *Damage identification and health monitoring of structural and mechanical system from changes in their vibration characteristics: A literature review*. United States. <https://doi.org/10.2172/249299>
- [7] Salawu, O. S. (1997). *Detection of structural damage through changes in frequency a review*. In *Engineering Structures* (Vol. 19, Issue 9).
- [8] Saidin, S. S., Jamadin, A., Abdul Kudus, S., Mohd Amin, N., & Anuar, M. A. (2022). *An Overview: The Application of Vibration-Based Techniques in Bridge Structural Health Monitoring*. In *International Journal of Concrete Structures and Materials* (Vol. 16, Issue 1). Springer Nature Korea. <https://doi.org/10.1186/s40069-02200557-1>
- [9] Zhang, Y., & Yuen, K. V. (2022). *Review of artificial intelligence-based bridge damage detection*. In *Advances in Mechanical Engineering* (Vol. 14, Issue 9). SAGE Publications Inc. <https://doi.org/10.1177/16878132221122770>
- [10] Quiñones, M. M., Montejo, L. A., & Jang, S. (2015). *Experimental and numerical evaluation of wavelet-based damage detection methodologies*. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 7(1), 69–80. <https://doi.org/10.1007/s40091-015-0084-7>
- [11] Gillich, G. R., & Praisach, Z. I. (2014). *Modal identification and damage detection in beam-like structures using the power spectrum and time-frequency analysis*. *Signal Processing*, 96(PART A), 29–44. <https://doi.org/10.1016/j.sigpro.2013.04.027>
- [12] Liu, H., Wu, B., & Li, Z. (2021). *The generalized flexibility matrix method for structural damage detection with incomplete mode shape data*. *Inverse Problems in Science and Engineering*, 29(12), 2019–2039. <https://doi.org/10.1080/17415977.2021.1900840>
- [13] Hoshyar, A. N., Samali, B., Liyanapathirana, R., Houshyar, A. N., & Yu, Y. (2020). *Structural damage detection and localization using a hybrid method and artificial intelligence techniques*. *Structural Health Monitoring*, 19(5), 1507–1523. <https://doi.org/10.1177/1475921719887768>
- [14] Hakim, S. J. S., Abdul Razak, H., & Ravanfar, S. A. (2015). *Fault diagnosis on beam-like structures from modal parameters using artificial neural networks*. *Measurement: Journal of the International Measurement Confederation*, 76, 45–61.
- [15] Gillich, N., Tufisi, C., Sacarea, C., Rusu, C. V., Gillich, G. R., Praisach, Z. I., & Ardeljan, M. (2022). *Beam Damage Assessment Using Natural Frequency Shift and Machine Learning*. *Sensors*, 22(3). <https://doi.org/10.3390/s22031118>
- [16] Figueiredo, E., Moldovan, I., Santos, A., Campos, P., & Costa, J. C. W. A. (2019). *Finite Element–Based Machine-Learning Approach to Detect Damage in Bridges under Operational and Environmental Variations*. *Journal of Bridge Engineering*, 24(7). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0001432](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0001432)
- [17] Ye, C., Butler, L., Calka, B., Iangurazov, M., Lu, Q., Gregory, A., Girolami, M., & Middleton, C. (2019). *A digital twin of bridges for structural health monitoring*. *Structural Health Monitoring 2019: Enabling Intelligent LifeCycle Health Management for Industry Internet of Things (IIOT) - Proceedings of the 12th International Workshop on Structural Health Monitoring*, 1, 1619–1626. <https://doi.org/10.12783/shm2019/32287>
- [18] Chacón, R., Casas, J. R., Ramonell, C., Posada, H., Stipanovic, I., & Škarić, S. (2023). *Requirements and challenges for infusion of SHM systems within Digital Twin platforms*. *Structure and Infrastructure Engineering*. <https://doi.org/10.1080/15732479.2023.2225486>
- [19] Chiachío, M., Megía, M., Chiachío, J., Fernandez, J., & Jalón, M. L. (2022). *Structural digital twin framework: Formulation and technology integration*. *Automation in Construction*, 140. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2022.104333>
- [20] Chacón, R., & Ramonell, C. (2023). *Towards Automated Pipelines for Processing Load Test Data on a HS Railway Bridge in Spain using a Digital Twin*. *Zenodo*. <https://doi.org/10.5281/zenodo.10793517>

Cómo citar: A. Mendoza-Palomino, R. Salgado-Estrada, L. F. Marín-Urías, F. A. Carpio-Santamaría, y S. A. Zamora Castro, «Evolución de los métodos de detección de daño en puentes basados en el monitoreo de su salud estructural», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 263-268. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Aplicación de un algoritmo de enjambre de partículas adaptativo para la evaluación del daño estructural en vigas

Autor: Andrés Felipe Jaramillo Pabón⁽¹⁾

¹Grupo de Investigación en Materiales de Construcción y Estructuras (INME), Universidad Industrial de Santander (UIS). Cra. 27 Cl. 9, Bucaramanga, 680002, Colombia. ORCID iD: <https://orcid.org/0000-0002-8035-935X>

Resumen

Las vigas son elementos esenciales para la estabilidad estructural. Por consiguiente, el detrimento que desarrollan durante su vida útil implica la necesidad de una evaluación temprana del daño. En este contexto, la calibración de modelos de elementos finitos a partir del monitoreo de parámetros modales y optimización metaheurística se ha constituido como una estrategia atractiva. No obstante, tal aproximación aún evidencia oportunidades de mejora a nivel de exactitud y costo computacional. El objetivo de la presente investigación corresponde a la aplicación de un algoritmo de enjambre de partículas adaptativo, fundamentado en la generación de subenjambres, para la evaluación del daño en vigas empleando el método de elementos finitos y dos indicadores basados en parámetros modales. La validación del algoritmo se realiza mediante la evaluación de dos escenarios de daño sobre una viga hipotética de acero en voladizo. El desempeño del método propuesto se compara con dos algoritmos de optimización existentes: el enjambre de partículas tradicional y una búsqueda armónica adaptativa. Los resultados evidencian que el algoritmo propuesto presenta un desempeño superior para la localización y cuantificación del detrimento en ambos escenarios. Por consiguiente, la técnica presenta una aplicación promisoría en herramientas computacionales para el monitoreo de la salud estructural.

Palabras clave: Detección del Daño, Vigas, Optimización, Modal, Método de Elementos Finitos.

Abstract

Beams are fundamental structural elements for stability. Therefore, the damage developed during their life cycle requires an early detection. In this context, the updating of finite element models by monitoring modal parameters and metaheuristic optimization has been an appealing approach. However, this approximation still showcases improvement opportunities in terms of accuracy and computational cost. The purpose of this paper is to apply a self-adaptive particle swarm optimization algorithm, based on the generation of sub-swarms, for the damage detection in beams involving the finite element method and two damage indices based on modal data. The performance of the algorithm is tested by the evaluation of two damage scenarios in a hypothetical cantilever steel beam. The performance of this method is compared with the one obtained by using two existing optimization algorithms: the traditional particle swarm optimization and a self-adaptive harmony search. The results show that the proposed algorithm exhibits a better performance in terms of damage location and quantification.

Consequently, the proposed technique has potential application in computational tools for structural health monitoring.

Keywords: Damage detection, Beams, Optimization, Modal, Finite Element Method.

1. Introducción

El diseño de obras de infraestructura generalmente requiere involucrar vigas para garantizar una correcta transferencia de cargas. No obstante, se ha identificado que las vigas son propensas al desarrollo de patologías bien sea por la ocurrencia de eventos extremos o por el envejecimiento de los materiales de construcción [1]. En efecto, con el fin de velar por un buen desempeño estructural,

se justifica la ejecución de campañas de monitoreo a la salud estructural (SHM, por sus siglas en inglés) que permitan caracterizar el grado de daño de las vigas construidas. Dadas sus ventajas a nivel de costos y baja interferencia, las técnicas de identificación de daño no destructivas han sido las preferidas [2]. Durante las últimas décadas, las metodologías de inspección fundamentadas en la dinámica estructural se han constituido como el foco de investigación considerando sus beneficios a nivel de costos, capacidad de diagnóstico automático y facilidad de implementación en elementos estructurales de difícil acceso [3, 4, 5]. En resumen, estas técnicas localizan el daño mediante un seguimiento a los cambios de los parámetros modales [6, 7]. Considerando que el daño tiene una influencia directa sobre la rigidez de un sistema estructural, los parámetros modales evidencian cambios que pueden emplearse para cuantificar el grado de avance del detrimento [6, 7]. Múltiples autores han registrado resultados exitosos empleando esta técnica en vigas [8, 9].

La implementación de técnicas SHM basadas en el análisis dinámico típicamente implica asumir la identificación del daño como un problema inverso donde se conocen los parámetros modales de la viga sujeta a daño y se desea ubicar la posición del detrimento [8]. En la literatura, es usual que el problema se aborde mediante el desarrollo de un modelo de elementos finitos (FEM, por sus siglas en inglés) de la viga y su calibración mediante un algoritmo de optimización a partir de la información modal disponible [10]. A nivel de modelación FEM, se han propuesto esquemas simplificados que modelan el daño mediante resortes rotacionales [8] o parámetros de pérdida uniforme de la rigidez [9, 11]. Por su parte, el proceso de optimización requiere formular una función objetivo a minimizar fundamentada en un indicador sensible al daño y cuyas variables de decisión reflejen su posición [8]. Algunos ejemplos de indicadores involucran el uso de frecuencias modales [9] y formas modales mediante el *Modal Assurance Criterion* (MAC) [12]. La primera aproximación evidencia fortaleza en la caracterización de daño a nivel global, mientras que la segunda a nivel local [13, 14]. Por su parte, la resolución del problema de optimización implica la aplicación de un algoritmo que encuentre el escenario de daño de mayor exactitud en un tiempo prudencial. La incompletitud típica de la información modal experimental ha sustentado el uso de algoritmos de optimización metaheurística sobre las técnicas determinísticas [15, 16]. Algunos ejemplos de técnicas metaheurísticas incluyen los algoritmos genéticos (GA) [3, 15] y el enjambre de partículas (PSO) [9]. Inclusive, con el fin de mejorar la capacidad de búsqueda y convergencia de las metaheurísticas existentes, se han propuesto algoritmos híbridos o adaptativos [17].

Si bien múltiples avances se han registrado en la detección del daño en vigas, aún existen oportunidades de mejora a nivel del algoritmo de optimización. En particular, es posible encontrar dificultades asociadas a convergencia prematura, alto costo computacional, dificultad para calibrar los parámetros de la optimización o sensibilidad al ruido experimental [15, 16, 17]. En efecto, la presente investigación contribuye a la solución de la problemática mediante la aplicación de la técnica SSS-APSO modificada (SSS-APSOm) para la identificación de dos escenarios en una viga metálica hipotética, comparando su desempeño con el de dos algoritmos de optimización: el PSO tradicional y una búsqueda armónica adaptativa (FSHS). El artículo se organiza en una sección de metodología, resultados con su discusión y conclusiones. Los resultados evidencian que el SSS-APSOm presenta un desempeño superior al PSO tradicional y al FSHS a nivel de exactitud de la caracterización del daño, rapidez de convergencia y variabilidad en los resultados. Dicho desempeño sugiere su aplicabilidad para la evaluación del daño en vigas.

2. Metodología

2.1. Análisis dinámico de vigas

El cálculo numérico de las frecuencias y formas modales de las vigas se realiza a partir de la implementación de un método FEM en MATLAB ® (R2023a versión 9.14.0.2343484). Las vigas se modelan como sistemas elásticos lineales de varios grados de libertad sometidos a vibración libre no amortiguada. Según [18], tal condición se describe mediante la Ec. (1):

$$([K] - \omega_i^2[M])[\varphi]_i = 0 \quad i = 1, 2, 3, \dots, n \quad (1)$$

dónde $[K]$ representa la matriz de rigidez global, ω_i la frecuencia natural asociada al modo de vibración i , $[M]$ la matriz de masa global y $[\varphi]_i$ el vector de forma modal asociado a la frecuencia ω_i . La Ec. (1) representa el problema tradicional de valores y vectores propios cuya solución mediante la función `eig([K], [M])` en MATLAB ® permite obtener los parámetros modales para n modos de vibración. El comportamiento mecánico se idealiza mediante la teoría de Euler-Bernoulli [19]. Se considera la discretización de las vigas en elementos tipo línea con dos grados de libertad en cada extremo (desplazamiento y rotación) [20]. La matriz de rigidez local se asume según [20] para funciones de forma de tercer orden. La matriz de masa local se establece mediante el esquema HRZ de masas concentradas en los extremos según [20].

2.2. Evaluación del daño estructural

El detrimento estructural sobre un elemento finito se modela mediante un enfoque simplificado de reducción uniforme de la rigidez despreciando pérdidas de masa [13]. En este sentido, se involucra el uso de parámetros α_j , denominados índices de caracterización del daño, para representar la salud de cada elemento [13]. La reducción local de la rigidez se expresa según la Ec. (2) [10]:

$$[k_e]_{jd} = (1 - \alpha_j) [k_e]_{ju} \quad (2)$$

dónde $[k_e]_{jd}$ y $[k_e]_{ju}$ se asocian a la matriz de rigidez local con y sin daño, respectivamente. Los parámetros α_j pueden asumir valores entre 0 y 1, dónde 0 implica un elemento intacto y 1 una pérdida completa de la rigidez [9]. La evaluación del daño se formula como un problema de optimización dónde se conocen los parámetros modales de la viga y se desea calibrar la respuesta dinámica del modelo numérico. En resumen, se requiere calcular el parámetro α_j de cada elemento (variables de decisión), de manera que se minimice la discrepancia entre los parámetros modales conocidos y los estimados mediante el modelo numérico [10]. Esta discrepancia se cuantifica mediante una función objetivo, denominada indicador de daño, a minimizar ($\min R$ sujeto a $0 \leq \alpha_j \leq 1$) [10]. Para este propósito, se involucran dos indicadores de daño presentados en la Ec. (3) y Ec. (4) [14]:

$$R_1 = \sum_{i=1}^n ((\omega_{ni} - \omega_{ei})/\omega_{ei})^2 \quad (3)$$

$$R_2 = \sum_{i=1}^n ((1 - \sqrt{MAC_i})/MAC_i)^2 \quad (4)$$

Dónde ω_{ni} y ω_{ei} representan las frecuencias modales numéricas y conocidas asociadas al modo i , respectivamente, y MAC_i el índice de correspondencia modal entre los vectores de formas modales numéricos $[\varphi]_{ni}$ y conocidos $[\varphi]_{ei}$ del modo i , calculado según [21]. Para considerar el efecto del ruido experimental, se asumirá que un elemento se encuentra en detrimento solo si $\alpha_j \geq 0.05$ [22].

2.3. Optimización por enjambre de partículas adaptativo modificado (SSS-APSOm)

La calibración del modelo FEM se realiza a partir de una versión modificada del algoritmo PSO adaptativo propuesto por [23], denominado en este artículo como SSS-APSOm. El algoritmo divide

el enjambre en sub-enjambres que incrementan la dispersión de las partículas en el espacio de búsqueda. En particular, se desea evitar una convergencia prematura mediante la ejecución simultánea del proceso de exploración y explotación [23]. El algoritmo se resume en la *Tabla 1*. A diferencia del método propuesto por [23], el SSS-APSOm reemplaza la partícula con peor desempeño por la mejor. Asimismo, se emplea el mismo valor del parámetro inercial para todos los sub-enjambres en una iteración dada. El desempeño del algoritmo SSS-APSOm se evaluará mediante la comparación de los resultados con los obtenidos mediante dos algoritmos metaheurísticos: el PSO tradicional [24] y el FSHS [25].

Tabla 1 – Pseudocódigo del método SSS-APSOm. Adaptado de [23].

Entradas	
S = Número de sub-enjambres	N = Número de partículas en un sub-enjambre
D = Número de variables de decisión	$Itmax$ = Número máximo de iteraciones
UB = Vector de límites superiores de las D variables	LB = Vector de límites inferiores de las D variables
ϕ_1, ϕ_2 = Parámetro cognitivo y social, respectivamente	$\omega_{min}, \omega_{max}$ = Parámetro inercial mínimo y máximo, respectivamente
$\Delta\omega$ = Tamaño de paso para parámetro inercial ω	
1. Definir $S, N, D, Itmax, UB, LB, t = 0$ 2. Definir aleatoriamente la posición x_{si}^t y velocidad v_{si}^t de N partículas en S sub-enjambres $x_{si}^t = \{x_{si1}^t, x_{si2}^t, \dots, x_{siD}^t\}^T$; $v_{si}^t = \{v_{si1}^t, v_{si2}^t, \dots, v_{siD}^t\}^T$; $i = 1, 2, \dots, N$; $s = 1, 2, \dots, S$ 3. Para $i = 1, 2, \dots, N$; $s = 1, 2, \dots, S$ definir $pbest_{si} = x_{si}^t$ (mejores posiciones locales) 4. Para $s = 1, 2, \dots, S$ definir $sbest_s = \text{argmin } R(x_{si}^t)$ (mejores posiciones en sub-enjambre) y definir $gbest = \text{argmin } R(x_{si}^t)$ (mejor posición global) 5. Mientras $t < Itmax$ repetir 5.1. Definir $t = t + 1$ y velocidad media ideal $v_{ideal}^t = (UB - LB)(1 + \cos(\pi/(0.95Itmax)))/4$ 5.2. Para $s = 1, 2, \dots, S$ hacer 5.2.1. Definir velocidad media absoluta $v_{save}^t = (\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^D v_{sij}^t)/(N * D)$ 5.2.2. Si $v_{save}^t \geq v_{ideal}^t$ entonces $\omega = \max(\omega - \Delta\omega, \omega_{min})$ sino $\omega = \min(\omega + \Delta\omega, \omega_{max})$ 5.2.3. Para $i = 1, 2, \dots, N$ hacer 5.2.3.1. Definir r_1 y r_2 (números aleatorios provenientes de distribución uniforme) 5.2.3.2. Definir $v_{si}^{t+1} = \omega v_{si}^t + \phi_1 r_1 (pbest_{si} - x_{si}^t) + \phi_2 r_2 (sbest_s - x_{si}^t)$; $x_{si}^{t+1} = x_{si}^t + v_{si}^{t+1}$ y Evaluar $R(x_{si}^{t+1})$ 5.2.3.3. Si $R(x_{si}^{t+1}) \leq R(pbest_{si})$ entonces $pbest_{si} = x_{si}^{t+1}$; Si $R(x_{si}^{t+1}) \leq R(sbest_s)$ entonces $sbest_s = pbest_{si}$ 5.3. Definir $gbest = \text{argmin } R(x_{si}^{t+1})$; $gworst = \text{argmax } R(x_{si}^{t+1})$ (peor posición global) 5.4. Definir $gworst = gbest$ 6. Imprimir $gbest$	

2.4. Caso de estudio

El algoritmo propuesto se aplica sobre una viga en I de acero (designación W10x12) dispuesta en voladizo. Las propiedades geométricas y materiales de la viga se presentan en la *Fig. 1* [13]. La viga evidencia una condición de esbeltez que permite la aplicación de la teoría de Euler-Bernoulli [19]. Asimismo, la discretización en elementos finitos obedece a un análisis de convergencia de malla, donde se calculó iterativamente la frecuencia fundamental de vibración de la viga para discretizaciones en una cantidad diferente de elementos. Las frecuencias numéricas se compararon con el valor analítico para una viga en voladizo sin daño conforme a la ecuación presentada por [26]. Se considera aceptable un error de 0.50% asociado a una discretización en diez elementos de igual longitud ($l = 0.4$ m).

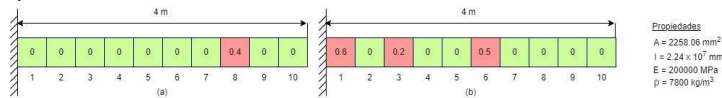


Fig. 1 – Especificaciones del caso de estudio para el (a) primer y (b) segundo escenario de daño

La herramienta desarrollada se aplica sobre dos escenarios de daño, también especificados en la *Fig. 1* a partir de los valores α_j para cada elemento finito. Adicionalmente, se consideran los parámetros modales de los seis primeros modos de vibración para los escenarios con y sin daño. Estos valores se calculan a partir del método FEM explicado en apartados anteriores. A nivel de parámetros, el SSS-APSOm empleó $S = 4$, $N = 300$, $\omega_{max} = 0.7$, $\omega_{min} = 0.2$ y $\Delta\omega = 0.1$ en todos los casos. Mientras que para ϕ_1 y ϕ_2 se asumieron valores de 2 y 3 para R_1 y R_2 , respectivamente. Para el PSO, se

consideró $N = 1200$, $\omega = 0.5$ y $\varphi_1 = \varphi_2 = 2$, salvo en el segundo escenario de daño con R_1 donde se asumió $\omega = 0.7$ y $\varphi_1 = \varphi_2 = 3$. Para el FSHS se define $HMS_{max} = 1200$. En los tres algoritmos $Itmax = 600$, excepto en el primer escenario de daño y R_1 donde se toma $Itmax = 500$. Cabe resaltar que el mínimo esperado de cada función objetivo es $R_{min} = 0$ y los algoritmos se ejecutan diez veces para cada escenario.

3. Resultados y Discusión

En la *Tabla 3* se presentan los mejores resultados de los tres algoritmos de optimización sobre ambos escenarios de daño. Los resultados se discretizan por función objetivo y se presenta la media (R_m), desviación estándar (S_R), mejor (R_B) y peor resultado (R_W) obtenido de la función objetivo. La *Tabla 3* evidencia que el SSS-APSOm y el PSO muestran excelentes desempeños y de calidad similar considerando que R_m y S_R son cercanos a cero. Esto sustenta una excelente capacidad de identificar el daño con baja variabilidad en los resultados independiente del número de veces que se ejecute el algoritmo. Por el contrario, el algoritmo FSHS muestra un rendimiento inferior que se sustenta en valores de la función objetivo de órdenes de magnitud superiores y mayor variabilidad. Asimismo, en el sentido estricto, el SSS-APSOm evidencia un desempeño ligeramente superior al PSO, que se sustenta en su capacidad de exploración superior [23]. Inclusive, para la primera función objetivo R_1 , el SSS-APSOm logró encontrar el óptimo en las diez repeticiones.

Tabla 3 – Resultados de aplicación de los tres algoritmos de optimización sobre ambos escenarios de daño.

Algoritmo	Función Objetivo	Escenario 1				Escenario 2			
		R_m	S_R	R_B	R_W	R_m	S_R	R_B	R_W
SSS-APSOm	R_1	0	0	0	0	0	0	0	0
	R_2	1.51×10^{-15}	1.12×10^{-17}	1.50×10^{-15}	1.54×10^{-15}	1.73×10^{-15}	2.54×10^{-17}	1.72×10^{-15}	1.80×10^{-15}
PSO	R_1	2.60×10^{-10}	2.16×10^{-10}	0	5.89×10^{-10}	4.05×10^{-5}	5.12×10^{-5}	0	1.00×10^{-4}
	R_2	1.50×10^{-15}	1.54×10^{-17}	1.45×10^{-15}	1.50×10^{-15}	1.54×10^{-15}	5.42×10^{-16}	0	1.72×10^{-15}
FSHS	R_1	9.15×10^{-2}	2.56×10^{-2}	4.56×10^{-2}	1.29×10^{-1}	1.81×10^{-2}	7.02×10^{-3}	7.70×10^{-3}	3.07×10^{-2}
	R_2	1.35×10^{-4}	9.56×10^{-5}	2.57×10^{-5}	3.17×10^{-5}	2.91×10^{-4}	9.49×10^{-5}	1.67×10^{-4}	4.42×10^{-4}

En la *Fig. 3* se presentan los valores de α_j obtenidos para cada escenario de daño y función objetivo. El SSS-APSOm logró obtener los valores correctos de pérdida de rigidez de cada elemento, evidenciando robustez a pesar de la similitud de formas y frecuencias modales. Para el caso del PSO, únicamente se encuentra dificultad en el segundo escenario de daño empleando R_2 , donde se observan discrepancias en α_j del primer y sexto elemento. Asimismo, el PSO sugirió un falso positivo al señalar una pérdida de rigidez del 35% en el octavo elemento. Es posible atribuir dicha dificultad a la similitud de las formas modales [13, 14]. Por su parte, el algoritmo FSHS no logró caracterizar ninguno de los dos escenarios de daño. En este caso, el algoritmo señaló múltiples falsos positivos con pérdidas de rigidez no acordes al escenario real de daño. Las curvas de convergencia de los mejores resultados para cada algoritmo se muestran en la *Fig. 4*. En la totalidad de los casos, es posible observar que el algoritmo FSHS se estanca en un óptimo local desde el inicio de las iteraciones, lo que explica su incapacidad para caracterizar los escenarios de daño. Por el contrario, tanto en el SSS-APSOm como en el PSO tradicional se observa una rápida convergencia en la medida que el valor óptimo es alcanzado en, a lo sumo, diez iteraciones. Dicho comportamiento demuestra la rapidez de ambos algoritmos para encontrar el escenario de daño real, lo que sugiere su idoneidad para evaluar sistemas estructurales de mayor complejidad. Adicionalmente, si bien la diferencia es sutil, puede observarse una mayor rapidez de convergencia en el SSS-APSO modificado, que se atribuye a su mejor capacidad de exploración por subenjambrados. Todos estos factores muestran que, de los tres algoritmos evaluados, el SSS-APSOm presenta el mejor desempeño.

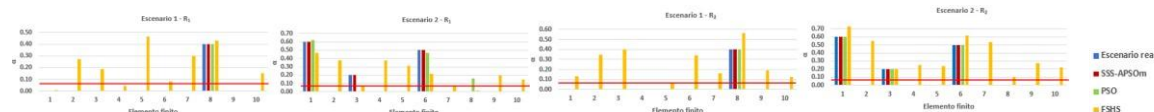


Fig. 3 – Índices de caracterización de daño para cada escenario y función objetivo.

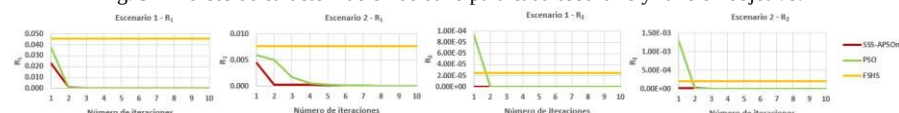


Fig. 4 – Curva de convergencia para cada escenario de daño y función objetivo.

4. Conclusiones

La identificación del daño en vigas es crucial para garantizar la estabilidad estructural. En esta investigación, se aplicó el algoritmo de optimización SSS-APSOm para evaluar dos escenarios de daño sobre una viga metálica hipotética en voladizo. Para este propósito, el algoritmo de optimización se vincula a un esquema FEM que modela el daño como una pérdida uniforme de la rigidez y que basa la detección del detrimento en los cambios de los parámetros modales. El desempeño del algoritmo se compara con otros dos de naturaleza metaheurística: el PSO tradicional y FSHS. Los resultados demuestran que el SSS-APSOm evidencia un mejor desempeño a comparación de los otros dos, en particular del FSHS. El algoritmo SSS-APSOm presenta una capacidad de exploración superior que se traduce en una convergencia más rápida, una caracterización del daño de mayor exactitud y menor variabilidad en los resultados. En efecto, los resultados sugieren la viabilidad de dicho algoritmo para la evaluación del daño en vigas.

5. Agradecimientos

Se agradece al Grupo INME y a la UIS por aportar los recursos necesarios para el desarrollo de esta investigación.

6. Referencias

- [1] N. A. A. S. Bahari, S. Shahidan, S. R. Abdullah, N. Ali, S. S. Mohd Zuki, M. H. W. Ibrahim y M. A. Rahim, «Crack classification in concrete beams using AE parameters,» de *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, Johor Bahru, 2017.
- [2] H. Gomes y N. Silva, «Some comparisons for damage detection on structures using genetic algorithms and modal sensitivity method,» *Applied Mathematical Modelling*, vol. 32, n° 11, pp. 2216-2232, 2008.
- [3] M. Krawczuk, M. Palacz y W. Ostachowicz, «Genetic Algorithm for Fatigue Crack Detection in Timoshenko Beam,» de *IUTAM Symposium on Evolutionary Methods in Mechanics*, Cracow, 2004.
- [4] N. Khaji, M. Shafiei y M. Jalalpour, «Closed-form solutions for crack detection problem of Timoshenko beams with various boundary conditions,» *International Journal of Mechanical Sciencies*, vol. 51, n° 9-10, pp. 667-681, 2009.
- [5] S. Moradi, P. Razi y L. Fatahi, «On the application of bees algorithm to the problem of crack detection of beam-type structures,» *Computers and Structures*, vol. 89, pp. 2169-2175, 2011.
- [6] S. A. Neild, «Using Non-Linear Vibration Technique to Detect Damage in Concrete Bridges,» 2001.
- [7] A. Cury, C. Cremona y J. Dumoulin, «Long-term monitoring of a PSC box girder bridge: Operational modal analysis, data normalization and structural modification assessment,» *Mechanical Systems and Signal Processing*, vol. 33, pp. 13-37, 2012.
- [8] S. A. Moezi, E. Zakeri, A. Zare y N. Mehrshad, «On the application of modified cuckoo optimization algorithm to the crack detection problem of cantilever Euler–Bernoulli beam,» *Computers and Structures*, vol. 157, pp. 42-50, 2015.
- [9] Z. Wei, J. Liu y Z. Lu, «Structural damage detection using improved particle swarm optimization,» *Inverse Problems in Science and Engineering*, vol. 26, n° 6, pp. 792-810, 2018.
- [10] N. F. Alkayem, M. Cao, Y. Zhang, M. Bayat y Z. Su, «Structural damage detection using finite element model updating with evolutionary algorithms: a survey,» *Neural Computing and Applications*, vol. 30, pp. 389-411, 2018.
- [11] X. Li, R. Serra y J. Olivier, «A two-stage approach for structural damage detection using a damage localization indicator vector and cluster particle swarm optimization,» *Engineering Optimization*, 2022.
- [12] R. Perera y R. Torres, «Structural Damage Detection via Modal Data with Genetic Algorithms,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 132, n° 9, pp. 1491-1501, 2006.
- [13] M. Mishra, S. K. Barman, D. Maity y D. K. Maiti, «Ant lion optimization algorithm for structural damage detection using vibration data,» *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, vol. 9, pp. 117-136, 2019.

- [14] M. Huang, Y. Lei y S. Cheng, «Damage identification of bridge structure considering temperature variations based on particle swarm optimization - cuckoo search algorithm,» *Advances in Structural Engineering*, vol. 22, n° 15, pp. 3262-3276, 2019.
- [15] M. Mehrjoo, N. Khaji y M. Ghafoory-Ashtiany, «New Timoshenko-cracked beam element and crack detection in beam-like structures using genetic algorithm,» *Inverse Problems in Science and Engineering*, vol. 22, n° 3, pp. 359382, 2014.
- [16] Y. Liu, *Deterministic and statistical methods for inverse problems with partial data*, Houghton: Michigan Technological University, 2021.
- [17] S. L. Wang, S. H. Adnan, H. Ibrahim, T. Foo Ng y P. Rajendran, «A Hybrid of Fully Informed Particle Swarm and Self-Adaptive Differential Evolution for Global Optimization,» *Applied Sciences*, vol. 12, p. 11367, 2022.
- [18] A. Chopra, *Dynamics of Structures* (4th ed.), New Jersey: Prentice Hall, 2012.
- [19] A. Swamidass, X. Yang y R. Seshadri, «Identification of Cracking in Beam Structures Using Timoshenko and Euler Formulations,» *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 130, n° 11, pp. 1297-1308, 2004.
- [20] P. Seshu, *Textbook of Finite Element Analysis*, New Delhi: PHI Learning Private Limited, 2012.
- [21] M. Pastor, M. Binda y T. Harcarik, «Modal Assurance Criterion,» *Procedia Engineering*, vol. 48, pp. 543-548, 2012.
- [22] H. Liu y Z. Li, «An improved generalized flexibility matrix approach for structural damage detection,» *Inverse Problems in Science and Engineering*, vol. 28, n° 6, pp. 877-893, 2020.
- [23] C. Pornsing, M. S. Sodhi y B. F. Lamond, «Novel self-adaptive particle swarm optimization methods,» *Soft Computing*, vol. 20, pp. 3579-3593, 2016.
- [24] J. Kennedy y R. Eberhart, «Particle swarm optimization,» de *Proceedings of ICNN'95 - International Conference on Neural Networks*, Perth, 1995.
- [25] A. Taheri, E. Makarian, N. S. Manaman, H. Ju, T.-H. Kim, Z. W. Geem y K. RahimiZadeh, «A Fully-Self-Adaptive Harmony Search GMDH-Type Neural Network Algorithm to Estimate Shear-Wave Velocity in Porous Media,» *Applied Sciences*, vol. 12, n° 13, p. 6339, 2022.
- [26] L. Meirovitch, *Elements of Vibration Analysis* (2nd ed.), United States: McGraw-Hill, Inc., 1986.

Cómo citar: A. F. Jaramillo Pabón, «Aplicación de un algoritmo de enjambre de partículas adaptativo para la evaluación del daño estructural en vigas», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 269-275. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

ÁREA TEMÁTICA: Instrumentación, Monitoreo y Control de Estructuras

Distribución en altura de las fuerzas sísmicas en pórticos de concreto con aislamiento sísmico de base para Colombia

Autores: Carlos Mario Piscal ^(1,4), Tonny Andrés Rojas ⁽²⁾, Julián Carrillo ^(3,4)

¹ Profesor, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.

² M.Sc. Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá, Colombia.

³ Profesor Titular, Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá, Colombia.

⁴ Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica, CEER, www.ceer.co

Resumen

El aislamiento sísmico de base es una técnica empleada para mitigar el riesgo sísmico en la infraestructura. Su implementación es cada vez mayor a nivel mundial, debido al buen comportamiento evidenciado por edificaciones con la técnica sometidas a sismos severos. Existen actualmente varias metodologías para estimar las fuerzas sísmicas en altura para edificaciones aisladas; una de estas es el método de la fuerza horizontal equivalente (FHE). Dicha metodología está incorporada en estándares de uso internacional como ASCE 7, y fue derivada para condiciones de amenaza sísmica específicas de Estados Unidos. En este trabajo se presenta una estimación de fuerzas en altura para arquetipos de pórticos aislados en concreto reforzado, sometidos a una representación de la amenaza sísmica de Colombia. En el estudio se utilizaron análisis dinámicos no lineales variando consideraciones geométricas de las estructuras y características del sistema de aislamiento, como el amortiguamiento. Los resultados muestran que, para Colombia, la distribución en altura dispuesta en ASCE 7 puede complementarse con consideraciones adicionales aquí propuestas, para acoplarla a la amenaza local. Los resultados aquí encontrados podrían también presentarse en otros países de la región.

Palabras clave: Aislamiento sísmico, ASCE 7, Fuerza horizontal equivalente, NSR-10.

Abstract

Seismic base isolation is a technique used to mitigate seismic risk in infrastructure. Its implementation is increasingly widespread worldwide due to the favorable performance demonstrated by buildings employing this technique when subjected to severe earthquakes. Currently, there are several methodologies for estimating height-wise forces for isolated buildings, one of which is called the Equivalent Horizontal Force (EHF) method. This methodology, incorporated in internationally recognized standards such as ASCE 7, was developed for seismic hazard conditions specific to the United States. In this study, using nonlinear dynamic analysis, an estimation of height-wise forces is presented for reinforced concrete isolated frame prototypes subjected to a representation of the seismic hazard in Colombia, varying geometric considerations of the structures and characteristics of the isolation system, such as damping. The results indicate that, for Colombia, the height-wise force distribution provided in ASCE 7 can be complemented with additional considerations proposed here to tailor it to the local hazard; a similar approach may apply to different countries in the region.

Keywords: ASCE 7, Equivalent horizontal force, NSR-10, Seismic base isolation.

1. Introducción

El aislamiento sísmico de base es una técnica empleada para mitigar el riesgo sísmico en la infraestructura. Su implementación es cada vez mayor a nivel mundial, debido al buen comportamiento evidenciado por edificaciones con la técnica sometidas a sismos severos. Existen actualmente, a nivel internacional, varias metodologías simplificadas para estimar las fuerzas sísmicas de diseño en ciertos tipos de edificaciones aisladas; una de estas se denomina método de la fuerza horizontal equivalente (FHE) [1-3]. Esta metodología simplifica el análisis sísmico, ya que considera a la estructura como de base fija e incorpora fuerzas equivalentes, en cada uno de los niveles, las cuales son reducidas por la flexibilidad y el amortiguamiento que brinda el sistema de aislamiento. En Colombia, esta metodología hoy en día se puede aplicar, de acuerdo con el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo resistentes NSR- 10, siguiendo los lineamientos del estándar ASCE 7 -16 [4]. Actualmente se encuentra en desarrollo una normativa local de aislamiento sísmico. Este trabajo espera aportar a ese objetivo.

Las expresiones matemáticas que contiene el método FHE, incorporado en el estándar ASCE 7, fueron derivadas en función de las condiciones de amenaza sísmica específicas de Estados Unidos, por lo cual, realizar una aplicación directa de estas expresiones en Colombia puede generar incompatibilidades desde el punto de vista técnico y/o económico. Por lo anterior, en este trabajo, se realizan análisis dinámicos no lineales en arquetipos de pórticos en concreto reforzado, aislados sísmicamente y sometidos a la amenaza sísmica local, con el fin de evaluar y adaptar este tipo de expresiones al contexto colombiano.

2. Metodología

Se estudian tres tipos de pórticos (*Tabla 7*) los cuales varían en geometría, configuración (regular, irregular), número de niveles y tipo de aislador a utilizar. El primer pórtico se utilizó como pórtico de control, al corresponder a un edificio totalmente regular. El segundo pórtico se planteó para evaluar la afectación que tiene una irregularidad en la aplicación del método. El tercer pórtico consideró que el aislador estuviese ubicado a una distancia mayor de 0.9 m con respecto al nivel base, ya que, en este caso, el peso sísmico de la estructura por encima de los aisladores excluyendo el peso sísmico del nivel base (W_s) se debe tomar igual que el peso sísmico de la estructura por encima de los aisladores (W), según el ítem 17.5.4.2 del estándar ASCE 7-16, lo cual se considera un enfoque no muy coherente.

Tabla 1 – Características de los pórticos

Pórtico	Pisos	Altura (m)	Secciones (cm)		Característica
A	4	11.2	Columnas	80×80	Regular
			Vigas	50×50	
B	6	16.8	Columnas	80×80	Irregularidad tipo 3A
			Vigas	50×50	
C	4	11.8	Columnas	80×80	Distancia aislador base de 1 m
			Vigas	50×50	

Para la representación del comportamiento no lineal de los aisladores seleccionados se empleó el modelo bilineal que se muestra en la *Fig. 1*, el cual queda completamente definido, en herramientas computacionales, por medio de la rigidez elástica K_u , la rigidez inelástica K_d y la fuerza de fluencia F_y . Los tipos de aisladores fueron seleccionados de tal forma que se puedan obtener valores de amortiguamiento amplios, los cuales abarquen

desde 15% a 40%. Estos son los valores de amortiguamiento en los cuales comercialmente se utilizan estos dispositivos.

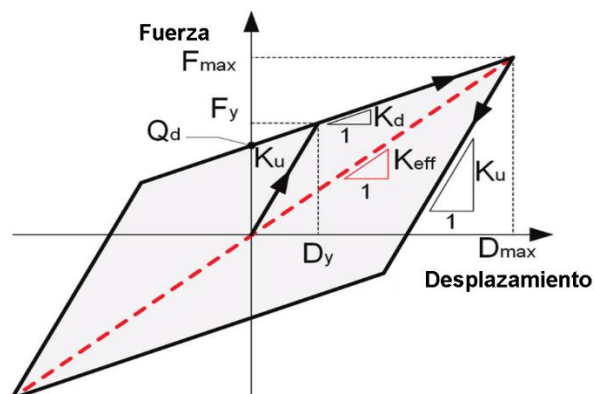


Fig. 6 – Modelo bilineal [5]

Para obtener una representación de la amenaza sísmica de Colombia, en el estudio se optó por utilizar una combinación entre registros reales y artificiales ajustados a los espectros de la amenaza sísmica del país Fig. 2 [6], debido a la escasez de registros sísmicos para movimientos fuertes. Se emplearon 7 registros sísmicos para cada una de las zonas de amenaza sísmica de NSR-10 y para cada tipo de suelo. En total se emplearon 350 registros de aceleración.

En el estudio se consideró la no linealidad únicamente de los dispositivos y se supuso comportamiento elástico de la super estructura. Esto debido a la hipótesis de aislamiento sísmico y a que las expresiones de ASCE 7 fueron derivadas de la misma manera. De esta manera se obtuvieron, para cada caso analizado, los desplazamientos de los sistemas de aislamiento para la amenaza seleccionada, las fuerzas de entrepiso y los cortantes por piso. Los resultados obtenidos de estos análisis, en términos de fuerzas, se comparan con los obtenidos al aplicar directamente las expresiones matemáticas del método de FHE contenido en ASCE 7. En total se generaron 21000 análisis y posteriores comparaciones, para lo cual se desarrolló un algoritmo computacional, con el fin de automatizar el proceso.

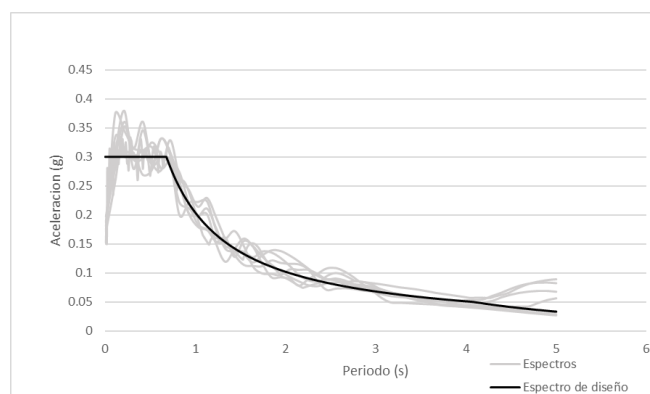


Fig. 7 – Ajuste de acelerogramas artificiales a los espectros de diseño de NSR-10

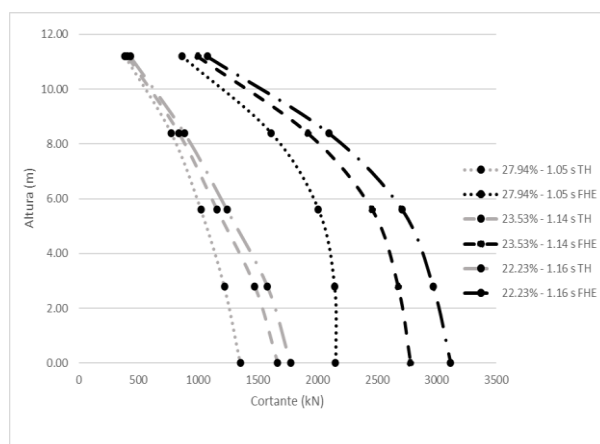
3. Resultados

En la *Tabla 8* se muestran los resultados obtenidos para el pórtico tres, donde se evidencia el mejor ajuste que tiene la columna titulada “*FHE- Propuesta*” frente a los resultados del análisis dinámico, en cuanto a la fuerza en el nivel cero, se refiere.

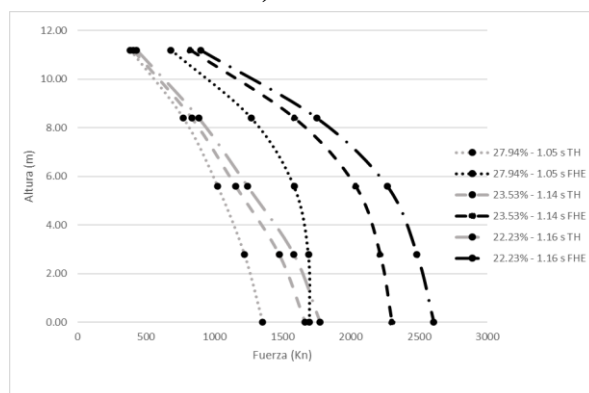
Tabla 2 – Fuerzas en el nivel cero para el pórtico 3

Amortiguamiento/Periodo	FHE – ASCE 7-16 (kN)	FHE – Propuesta (kN)	TH (kN)	% Diferencia TH- FHE ASCE 7-16	% Diferencia TH- FHE Propuesta
30.93% - 1.21 s	0	45.47	43.63	100 %	4 %
28.10% - 1.30 s	0	69.73	56.21	100 %	25 %
23.42% - 1.43 s	0	130.16	118.80	100 %	10 %
21.04% - 1.48 s	0	165.14	141.06	100 %	17 %
16.63% - 1.57 s	0	298.89	243.53	100 %	22 %

La *Fig. 3a* muestra la distribución de fuerzas cortantes de entrepiso en altura cuando se aplica directamente la formulación de FHE de ASCE 7, comparadas con las obtenidas de los análisis dinámicos no lineales. La *Fig. 3b* muestra los resultados de la misma comparación anterior, pero ahora empleando las expresiones de FHE de ASCE 7 modificadas de acuerdo con la propuesta planteada. Para el pórtico uno, a modo de ejemplo, se observa como con la propuesta planteada se obtienen mejores resultados que al emplear directamente las expresiones contenidas en ASCE 7-16.



a) FHE ASCE 7



b) Propuesta

Fig. 3 – Distribución de fuerzas cortantes en altura

Los resultados muestran que, para Colombia, la distribución en altura dispuesta en ASCE 7 puede ajustarse mejor a los resultados obtenidos con los análisis dinámicos no lineales, modificando las expresiones matemáticas con las consideraciones adicionales propuestas en este trabajo. La propuesta consiste en, a) no solo incorporar el amortiguamiento para afectar las fuerzas en altura sino también el periodo y b) incorporar fuerzas en el nivel base cuando este supera 0.9m. Se debería, para cada país que adopte el estándar ASCE 7 y la metodología de diseño por FHE, realizar estudios similares para el proceso de adaptación a las condiciones locales.

4. Conclusiones

Los resultados del estudio demuestran que, en los países de la región se debe revisar la viabilidad de la aplicabilidad directa del método de fuerza horizontal equivalente para la distribución de fuerzas en altura en edificaciones aisladas contenido en ASCE 7. Se observó que la distribución de fuerzas no solo depende del amortiguamiento, sino también del periodo. Cuando la altura del nivel base supera 0.9m no, se recomienda que las fuerzas empleadas sean iguales a cero. Las modificaciones propuestas a la formulación contenida en ASCE 7 para la estimación de fuerzas en altura en los pórticos estudiados hacen que, para el caso colombiano, los resultados se ajusten más a los obtenidos con análisis dinámicos no lineales empleando una representación de la amenaza local.

5. Referencias

- [1] Keri L. Ryan, Martin R. Button & Ronald L. Mayes (2018) *ASCE 7-16 Lateral Force Distribution Equations for Design of Seismically Isolated Buildings* ASCE, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002249.
- [2] Kelby York & Keri L. Ryan. (2008). *Distribution of Lateral Forces in Base-Isolated Buildings Considering Isolation System*. 12:7,1185-1204, DOI: 10.1080/13632460802003751
- [3] AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2010). *NSR-10 Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes*
- [4] ASCE, American Society of Civil Engineers & SEI, Structural Engineering Institute (2016). *ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia - U.S. ASCE
- [5] Xuan, D. Lotfi G. *Optimal seismic isolation characteristics for bridges in moderate and high seismicity areas*. Canadian Science Publishing
- [6] Piscal, C.M. & Lopez, F., (2018). *Generating damping modification factors after artificial inputs in scenarios of local records scarcity*. Barcelona, Universidad Politécnica de Catalunya Barcelonatech

Cómo citar: C. M. Piscal, T. A. Rojas, y J. Carrillo, «Distribución en altura de las fuerzas sísmicas en pórticos de concreto con aislamiento sísmico de base para Colombia», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 276-280. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Sistemas de pruebas especializados para ingeniería civil y materiales

Autores: Mauricio Ramírez Leal ⁽¹⁾, Daniel Alejandro Suárez Pérez ⁽¹⁾

¹DAQ Solutions

Resumen

La experimentación en ingeniería estructural y sísmica encierra particularidades, por la necesidad de aplicar cargas de una manera extremadamente precisa y en algunos casos veloz, y al mismo tiempo recolectar un gran volumen de información haciendo uso de diferentes tipos de sensores. DAQ Solutions ha desarrollado en Colombia diversos sistemas que permiten ejecutar pruebas cuasi-estáticas, dinámicas, de fatiga, cíclicas, entre otras, según las necesidades de laboratorios de ingeniería civil, mecánica y de materiales. Los sistemas cuentan con la posibilidad de sincronizar múltiples actuadores para desarrollar pruebas con aplicación de fuerza en distintos ejes, e incorporan sistemas de instrumentación de alta densidad y velocidad para sensores como celdas de carga, galgas extensiométricas, deformímetros, acelerómetros, sensores de temperatura, entre otros e integración con sistemas de medición sin contacto. Gracias a su costo competitivo y un diseño enfocado en la escalabilidad y actualización, para ajustarse a los planes de desarrollo e inversión de laboratorios, estos sistemas han permitido a varios programas acreditados de ingeniería civil en universidades de Colombia, a partir de un presupuesto razonable y distribuido en el tiempo, obtener capacidades de investigación que antes pensaban inalcanzables, llegando a producir pruebas pioneras incluso a nivel mundial.

Palabras clave: Experimentación, Adquisición de datos, Equipos de laboratorio, Sistemas de pruebas cuasi-estáticas y sísmicas.

Abstract

Structural and seismic engineering experimentation often encounters complex cases due to the need to apply loads in a precise and fast manner, all while acquiring large volumes of information using sensors of different types. DAQ Solutions has developed in Colombia a wide range of systems that meet the needs of civil, mechanical and materials engineering laboratories allowing to perform tests such as quasi-static, dynamic, fatigue, cyclic, and so on. The aforementioned systems are designed to be capable of synchronizing multiple actuators allowing for multi-axial test to be performed, all while incorporating high-speed and high-density instrumentation acquisition devices for sensors such as load cells, strain gauges, deformeters, accelerometers, temperature and so forth, or integration with contactless measuring devices. Thanks to their competitive cost and a design focused on scalability and updating to adjust to the development and investment plans of laboratories, these systems have allowed several accredited civil engineering programs in universities in Colombia, with a reasonable budget distributed in time, obtain research capabilities that were previously thought unattainable, producing global scale pioneering tests.

Keywords: Experimentation, data acquisition, laboratory equipment, Quasi-static and seismic testing systems.

Cómo citar: M. Ramírez Leal y D. A. Suárez Pérez, «Sistemas de pruebas especializados para ingeniería civil y materiales», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 281-285. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

1. Introducción

En este documento, se presenta una descripción de los ensayos más comunes para investigaciones y pruebas en la ingeniería estructural y sísmica, así como los posibles retos durante la ejecución de los mismos. Ante esta problemática se plantea el diseño y desarrollo de un sistema de prueba que sea compatible con las necesidades primordiales de los usuarios, mientras se mantiene una relación favorable con sus capacidades tanto físicas como presupuestales, permitiendo así llevar a término los proyectos que hayan sido planteados.

Se describe también en este documento el diseño de caja negra del sistema, con sus componentes más importantes a nivel general y los aspectos a tener en cuenta sobre las necesidades y aplicaciones del sistema y, con base en este diseño inicial, se describe el resultado de aplicarlo a sistemas reales, lo que permite evaluar su desempeño frente a las necesidades inherentes a las investigaciones dentro de las áreas de estudio mencionadas.

Finalmente, se presentan las conclusiones acerca del funcionamiento, utilidad y ventajas que representa el uso de estos sistemas en laboratorios independientes o de universidades a la hora de realizar proyectos de investigación.

2. Fundamentación teórica

El desarrollo de pruebas sobre estructuras o elementos estructurales generalmente requiere de infraestructura y equipos que permitan simular las condiciones a las que se ven sujetos durante eventos sísmicos. Para dicho objetivo, existen dos tipos principales de pruebas: ensayos cuasi-estáticos y ensayos de simulación sísmica, los cuales se describen a continuación.

2.1. Ensayos cuasi-estáticos

De acuerdo con [1], un ensayo cuasi-estático se define como la aplicación de un histórico de fuerzas o desplazamientos, cíclicos o monotónicos, en puntos específicos de la estructura, utilizando actuadores hidráulicos controlados por servoválvulas donde la velocidad de aplicación es mucho menor a las que el espécimen experimentaría en condiciones reales. Se utilizan estas condiciones de aplicación de carga con el fin de anular o reducir los efectos inerciales.

El objetivo específico de estos ensayos es obtener curvas histeréticas del comportamiento de las estructuras aisladas frente a las cargas de análisis. Estas pruebas permiten realizar evaluaciones del daño en tiempo real y realizar pausas al ensayo en caso de ser necesario. Sin embargo, estos ensayos no son una fuente relevante de información sobre fenómenos dependientes de la velocidad de aplicación de las cargas o desplazamientos presentes en eventos sísmicos, como la afectación a la resistencia de los materiales o de los elementos estructurales.

2.2. Ensayos de simulación sísmica

Un ensayo de simulación sísmica se realiza utilizando una estructura similar a una mesa con capacidad de movimiento que simula terremotos conduciendo la energía del movimiento de la mesa a la estructura ubicada sobre ella. Con este tipo de ensayo se busca identificar el comportamiento de la estructura frente a eventos sísmicos por lo que requiere de un modelo que sea lo más cercano posible a las condiciones reales que se desean estudiar. [2]

Debido a las limitaciones de espacio, costo o capacidades de los diferentes laboratorios, es una práctica común realizar pruebas sobre modelos a escala y ajustar modelos matemáticos que tengan la capacidad de predecir el comportamiento de la estructura real a partir de los resultados obtenidos en la prueba a escala. Este proceso generalmente reduce costos asociados a fabricación y ensayo pero implica un incremento en la complejidad del ensayo y el análisis de resultados.

Para desarrollar estos ensayos, por lo general, se utilizan actuadores hidráulicos, acompañados de infraestructura como muros, losas y elementos de reacción, o plataformas móviles. Adicionalmente, dados los costos y la logística que implica desarrollar un ensayo, se instalan sistemas de adquisición de datos con distintos tipos de sensores como celdas de carga,

deformímetros, acelerómetros, galgas, cámaras, entre otros, para recolectar la mayor cantidad de información posible en un mismo ensayo.

3. Metodología

La implementación de este tipo de sistemas conlleva retos multidisciplinarios ya que se debe integrar diversas áreas del conocimiento (estructuras, electrónica, mecánica, programación, entre otros) y, además del sistema en sí, desarrollar el ensayo. Con el fin de afrontar los retos para llevar a cabo los ensayos mencionados en la fundamentación teórica, DAQ Solutions ha propuesto el diseño y desarrollo de un sistema adaptable, escalable, sostenible y ajustado a los presupuestos disponibles en los laboratorios de experimentación, que tenga la capacidad de adquirir datos en múltiples puntos de medición de forma simultánea.

Un sistema de prueba es un conjunto de elementos que interactúan entre sí para llevar a cabo experimentos que permiten obtener datos según la necesidad del usuario. Como se muestra en la Fig. 1, los sistemas de prueba están compuestos por el Controlador, una estructura compacta donde se aloja un sistema de adquisición de datos, un sistema de control para múltiples actuadores y el software de ejecución de pruebas; una Unidad de Potencia Hidráulica (UPH), compuesta por una bomba hidráulica, un conjunto de válvulas, acumuladores y seguridades, y sistema de refrigeración; el sistema de instrumentación, que comprende los diferentes tipos de sensores que puede recibir el sistema; y los actuadores hidráulicos rotulados con su debida instrumentación (Generalmente, sensor de posición y celda de carga).

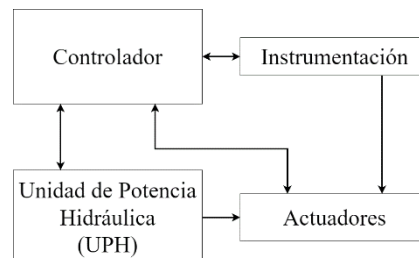


Fig. 1 – Diagrama de caja negra de los sistemas de prueba.

Estos sistemas están diseñados para realizar experimentos donde se requiera aplicar cargas de una manera extremadamente precisa conservando un estado de control preciso e inmediato y recolectando altos volúmenes de datos desde los sensores en el sistema de instrumentación. El diseño de los sistemas prioriza la escalabilidad, esto es la capacidad de ampliar sus funcionalidades en etapas futuras, y la actualización, con el fin de estar a la vanguardia en los diferentes experimentos que puedan llevarse a cabo; de este modo, los sistemas de prueba se ajustan a los planes de desarrollo e inversión de los laboratorios, ya que permiten iniciar con etapas sencillas y funcionales e ir incrementando la capacidad con el paso del tiempo.

4. Resultados

El desarrollo de los sistemas de prueba, con base en la metodología seleccionada, ha permitido al usuario centrarse en la problemática de fondo que quiere analizar, mientras el sistema se encarga de proveer las herramientas que necesita para llevar a cabo la experimentación que le sea de interés, haciendo uso, también, de una interfaz adaptada para responder a los casos de uso más frecuentes. A continuación, se presentan las características más destacadas de los sistemas de prueba, como resultado de las iteraciones y adaptaciones en diversos proyectos de investigación donde se han implementado.

4.1. Características principales

4.1.1. Controlador diseñado para múltiples actuadores.

En cada actuador es posible seleccionar el modo de control entre control de posición, control de velocidad y control por parámetros de aplicación de carga.

Los diferentes actuadores se pueden sincronizar para garantizar una relación entre los sistemas de aplicación de carga e incluso se pueden establecer modos de Maestro-Esclavo que permiten considerar el comportamiento de otros actuadores al momento de realizar el control.

4.1.2. Programación de protocolos de cargas cuasi-estáticos de múltiples etapas por control de posición, velocidad, aplicación de carga; programables desde sensores de control externos al actuador, con posibilidad de aplicaciones dinámicas.

4.1.3. Sistema de instrumentación de alta densidad y velocidad de muestreo.

Compatible con celdas de carga, galgas extensiométricas, deformímetros, sensores de temperatura, acelerómetros, entre otros.

4.1.4. Visualización en tiempo real de la ejecución de la prueba y seguimiento de sensores.

4.1.5. Monitor remoto para visualización de las variables principales del ensayo

4.1.6. Posibilidad de sincronización con sistemas de fotografía para análisis posterior de defectos con diferentes metodologías.

4.1.7. Controlador diseñado para ser móvil e integrar computadores y monitores para uso cómodo dentro del laboratorio modular.

4.1.8. Posibilidad de sincronización con sistemas externos como sistemas de adquisición complementarios o de visión artificial.

4.1.9. Actuadores de capacidad y carrera personalizables, con accesorios de montaje rotulados, celda de carga, sensor de posición y servo-válvula.

4.2. Casos de éxito

Con el fin de garantizar el correcto funcionamiento del sistema diseñado, se han realizado pruebas con diferentes estructuras de ensayos en condiciones reales de operación de laboratorios de experimentación. De estas pruebas se pudo obtener un sistema robusto y confiable que ha contribuido a la investigación en diferentes áreas del conocimiento y que permite complementar la educación superior a través de experimentos demostrativos.

Una de las aplicaciones donde se han realizado ensayos con este sistema es sobre el diseño de estructuras, donde se han puesto a prueba diferentes elementos sometidos a cargas cuasi-estáticas e instrumentado una alta densidad de puntos haciendo uso de las capacidades del sistema. Ejemplos de los resultados obtenidos se pueden ver en [3], [4], [5], [6], [7] y [8].

También se realizaron pruebas del sistema para realizar el control, adquisición y visualización en tiempo real de los datos sobre elementos estructurales de arriostramiento con pandeo restringido, donde se pudieron obtener los resultados mostrados en [9] y [10].

Además, los sistemas de prueba se han utilizado para aplicaciones donde el interés es demostrar los efectos de diferentes sistemas de aplicación de cargas y desplazamientos sobre estructuras con fines educativos. Entre estos se han desarrollado ensayos cuasi-estáticos sobre elementos estructurales y ensayos de simulación sísmica a proyectos enmarcados en ingeniería civil que permiten demostrar a los estudiantes los efectos de condiciones de diseño en estructuras a escala bajo condiciones reales.

5. Conclusiones

- 5.1. Los sistemas de prueba permiten a los usuarios enfocarse en los aspectos más relevantes de sus investigaciones mientras los problemas de instrumentación, control y adquisición de datos son resueltos de forma integral, completa y confiable haciendo uso de las herramientas disponibles.
- 5.2. La adaptabilidad de los sistemas de prueba permite realizar ensayos en un espectro muy amplio, de modo que puede atender las necesidades de múltiples usuarios y pruebas a cabalidad. Esta misma adaptabilidad permite también hacer uso de los elementos ya existentes en los diferentes laboratorios; de este modo es posible reutilizar herramientas de otros sistemas o rehabilitar aquellas que se consideran fuera de línea, dándoles una nueva vida y contribuyendo a la sostenibilidad.
- 5.3. Como parte de la propuesta de desarrollo es la elaboración de un sistema ajustado a los presupuestos disponibles, los sistemas de prueba se hacen ideales para desarrollos o actualizaciones de laboratorios en una o más etapas, lo que permite adquirir capacidades de ejecución divididas en el tiempo sin comprometer la integridad ni la utilidad del sistema.
- 5.4. Es de resaltar que los sistemas de prueba son un desarrollo local, lo que permite una comunicación más clara y directa desde y hacia el proveedor. Esta ventaja permite que las necesidades del usuario sean cumplidas a satisfacción. Además, los sistemas de prueba cuentan con soporte local, lo que disminuye costos asociados a este rubro y se convierte en una ventaja en el mediano y largo plazo.

6. Agradecimientos

Agradecemos a los investigadores Carlos Blandón de la Universidad EIA y Ricardo Bonett de la Universidad de Medellín por confiar en la tecnología desarrollada por DAQ Solutions y aportar a la consolidación y desarrollo de esta.

7. Referencias

- [1] Molina-Ruiz, F J, Verzeletti, G, Magonette, G E, Bono, F, Renda, V, Zapico-Valle, J L. Ensayo sísmico de estructuras. *Física de la Tierra* 1999, 11, 285-305.
- [2] Ibanez, P, An Introduction to Shake Tables for Seismic Testing of Equipment And Glossary of Vibration Terminology; 2008.
- [3] Blandon, C & Rave, J, Bonett-Díaz, R. Behavior of thin reinforced concrete walls under lateral load. 2015.
- [4] Rave-Arango, J, Blandon, C, Restrepo, J, Carmona, F. Seismic performance of precast concrete column-to-column lap-splice connections. *Engineering Structures*. 2018. 172. 687-699. 10.1016/j.engstruct.2018.06.049.
- [5] Blandon, C, Arteta, C, Carrillo, J, Bonett, R, Beyer, K, Pacheco Almeida, J. Instability of thin reinforced concrete walls under earthquake loading: Transferring knowledge and improving local experimental facilities to better assess and mitigate seismic risk. 2017. 10.13140/RG.2.2.33019.46884.
- [6] Arteta, C, Blandon, C, Bonett, R, Carrillo, J, Mantilla Moreno, M. Estudio del comportamiento sísmico de edificios de muros delgados de concreto reforzado. 2018. 10.13140/RG.2.2.17919.97445.
- [7] Blandon, C, Arteta, C, Bonett, R, Carrillo, J, Beyer, K, Pacheco Almeida, J. Response of thin lightly-reinforced concrete walls under cyclic loading. *Engineering Structures*. 2018. 176. 175-187. 10.1016/j.engstruct.2018.08.089.
- [8] Blandon, C, Bonett, R. Thin slender concrete rectangular walls in moderate seismic regions with a single reinforcement layer. *Journal of Building Engineering*. 2019. 28. 101035. 10.1016/j.job.2019.101035.
- [9] Oviedo-Amezquita, J, Jaramillo, N, Blandon, C, Bernal-Zuluaga, A. . Development and validation of an acceptance criteria and damage index for Buckling-Restrained Braces (BRB). *Journal of Building Engineering*. 2021. 43. 102534. 10.1016/j.job.2021.102534.
- [10] Oviedo-Amezquita, J, Jaramillo, N, Blandon, C, Bernal-Zuluaga, A. A Damage Index for the Seismic Evaluation of Buckling-Restrained Braces. 2021. 10.1007/978-3-030-73932-4_12.

Proceso de inspección de puentes para el distrito de Medellín

Autor: Alejandro Ospina-Trujillo ⁽¹⁾

¹ Alcaldía de Medellín. Calle 44 52-165, Medellín, 050015, Colombia.

Resumen

El complejo relieve del Valle de Aburrá de la capital Antioqueña, con alrededor de 4.200 quebradas solamente en el Distrito de Medellín, ha llevado a la ciudad a ser una de las municipalidades que más puentes tiene en el mundo con alrededor de 5.3 de estas estructuras por km² y 8.42 puentes por cada 10.000 habitantes. Con el objetivo de generar una cultura de mantenimiento preventivo de estas obras de infraestructura, el Distrito Especial de Ciencia, Tecnología e Innovación de Medellín ha publicado un manual de inspección de puentes dónde se valora la importancia de conservar estas estructuras de uso público definiendo perfiles, equipos y procedimientos para tal fin, brindando herramientas tecnológicas para la captura de la información para las tres tipologías de materiales constitutivos de los puentes en nuestra región y las diferentes clases de conformaciones que tienen estas estructuras. Al incluir en este manual los puentes peatonales y las estructuras de madera, se espera que este documento tenga una amplia aplicación en el contexto latinoamericano.

Palabras clave: Puentes, Inspección, Evaluación, Seguridad estructural, Post-sismo, Alcaldía, Medellín.

Abstract

Medellín, nestled within the Valle de Aburrá, boasts a challenging topography intertwined with 4,200 streams, resulting in an impressive infrastructure of 5.3 bridges per square kilometer and 8.42 bridges per 10,000 residents—remarkable figures when compared to other urban centers. In a concerted effort to cultivate a culture of preventive maintenance, the Medellín City Hall, designated as a specialized district for science, technology, and innovation, has released a Bridge Inspection Manual. This comprehensive guide underscores the paramount importance of preservation while delineating meticulous inspection procedures, leveraging cutting-edge equipment and technological tools to ensure accurate data collection. Considerations encompass diverse structural types and the materials employed in their construction. Positioned adjacent to Latin America's reality, this recent publication encompasses pedestrian and wooden bridges alike, encapsulating a holistic approach to bridge management and safety.

Keywords: Bridges, inspection, assessment, structural security, post-earthquake, Medellín.

1. Introducción

En la Secretaría de Infraestructura Física del Distrito de Ciencia, Tecnología e Innovación de Medellín, entidad comprometida con la conservación de las obras civiles que hacen parte de la infraestructura vial y peatonal de uso público, se ha asumido el reto de elaborar internamente este “Manual de Inspección de Puentes del Distrito de Medellín” como una herramienta que permita estandarizar el Inventario y Diagnóstico de Puentes de la ciudad que hoy se encuentra en los procesos de gestión en el Sistema de Información para el Registro de Obra SIRO.

Puede observarse en la *Tabla 1* la comparación con los datos de las extensiones de las ciudades principales colombianas con su población y cantidad de puentes registrados para el año 2019 (Herrán

et al., 2019 y Millán et al., 2019). Se justifica en este aparte que las necesidades de mejoramiento de infraestructura de uso público de puentes son mayores a muchas otras ciudades del mundo.

Tabla 1 – Datos de puentes en las principales ciudades colombianas.

Ciudad	Área (km ²)	Población (hab)	Puentes	Puentes/km ²	Puentes/10.000hab
Medellín	381	2'372.330	2.021	5,30	8,42
Bogotá	1.775	7'181.469	1.006	0,57	1,40
Cali	584	1'822.869	682	1,17	3,20

De igual manera se identifica en la Fig. 1 que una intervención para el mejoramiento de la estructura puede recuperar las condiciones iniciales de comportamiento del puente y mientras más deteriorada esté la estructura, mayor serán las obras del mejoramiento a realizar en el puente para recuperar sus condiciones iniciales; en un plan de monitoreo en el puente o una inspección periódica puede identificarse el momento en el cual realizar determinadas intervenciones a manera de mejoramiento como mantenimiento preventivo, optimizando su costo según el grado de deterioro y la obra física que implica este mejoramiento

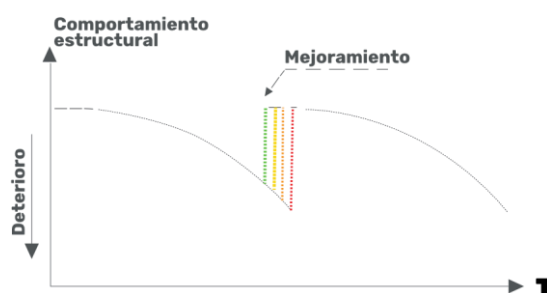


Fig. 1 – Curva de deterioro de la estructura en el tiempo. Tomado de K. Tuutti, 1982.

2. Generalidades sobre la inspección de puentes

El inspector debe informar acerca de la condición estructural y de seguridad del puente, identificando que elementos necesitan ser reparados para lograr mantener la seguridad de la estructura y optimizar así los costos en su reemplazo, realizando recomendaciones respecto a restricciones en la movilidad para su uso tales como un cierre parcial o total de la estructura. Adicionalmente, el inspector debe estar pendiente de que los problemas menores sean corregidos a tiempo antes de que el daño evolucione y aumente así el costo de la reparación, función para la cual podrá valerse de las fichas de inventario y diagnóstico gestionadas previamente que no deben tener una validez mayor a dos años (AIS, 1995).

Para lograr este objetivo, el inspector de puentes debe ser un ingeniero civil con una experiencia mínima de cinco años en el diseño, construcción, supervisión o inspección de estas estructuras, que podrá contar con un personal de apoyo técnico y logístico sin que se delegue la responsabilidad del contenido de la ficha de inventario y diagnóstico que puede ser diligenciada en un dispositivo móvil, en un computador convencional a través de la plataforma SIRO o en una hoja en formato Excel que posteriormente se cargue en el portal institucional, dejando los respectivos registros fotográficos y filmicos.

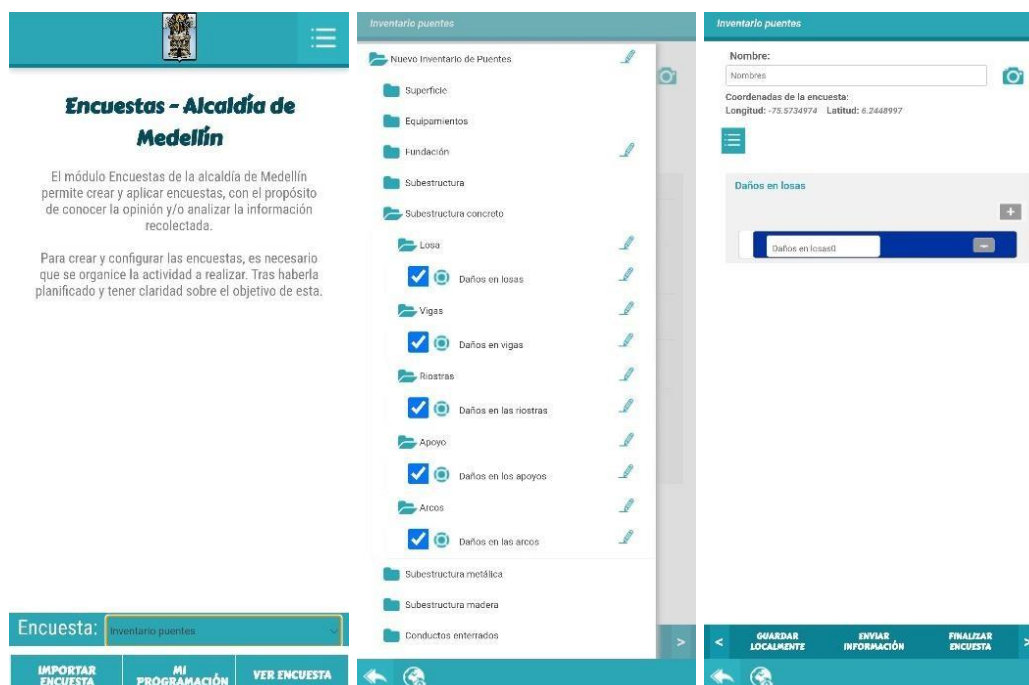


Fig. 2 – Interface para dispositivo móvil para el ingreso de información.

La inspección como tal se realiza visualizando la estructura en sus cercanías, empleando herramientas menores para tal labor. Sin embargo, existirán algunos casos no tan simples como es el caso de los conductos enterrados de longitudes mayores a 30m y los puentes de mas de 50m de luz en cañones pronunciados, situaciones en las cuales habrá que recurrir a equipos complementarios más especializados de protección, iluminación y ventilación y al uso de drones, respectivamente.

3. Identificación de daños en los puentes

Se presenta una detallada descripción de cada uno de los daños con registro fotográfico propio del Valle de Aburrá para las estructuras y obras complementarias en concreto, acero y madera, siendo este último un capítulo inédito en la identificación de daños de los puentes comparativamente con otras normativas latinoamericanas.

3.1. Puentes en concreto

Estos se describen según en la etapa en que hayan ocurrido. En la etapa de planeación se describen los daños que básicamente ocurren por deficiencias en los diseños como es el caso de las fisuras por flexión, cortante y torsión y otros daños como aplastamiento local al igual que situaciones como el asentamiento, la socavación, el volcamiento y la vibración excesiva. Durante el proceso constructivo se presentan daños como hormigueros, segregación, fisuras por retracción, construcción inadecuada de juntas frías, recubrimiento inadecuado y la exposición del acero de refuerzo, que se describen e ilustran en el documento. Finalmente, respecto a los daños cuando el puente está en uso, se hace referencia a la Infiltración, eflorescencias, carbonatación, corrosión de refuerzo, contaminación del concreto y las fallas por impacto.

3.2. Puentes en estructura metálica

Según la tipología de la estructura, se describen y detallas los daños, haciéndose especial énfasis en el grado de corrosión del elemento metálico. Para el caso de los puentes con

cables y pendolones, se describen la pérdida de recubrimiento de los cables, la pérdida de tensión de cables y pendolones, las fisuras en los alambres, fisuras en los muertos y la contaminación de la zona de los anclajes. En estructuras reticulares se hace referencia al pandeo local y global, las fisuras de perfiles, las fallas por impacto y la deflexión excesiva. Por su parte, es importante considerar el caso de las conexiones donde se tratan la ausencia o mal estado de conectores, las excentricidades, las fallas por tensión en la platina, el aplastamiento de la platina, la falla por desgarramiento, la falla por corte en el conector, la falla por bloque de cortante y la rotura de la soldadura.

3.3. Puentes de madera

Para estos elementos conformados en fibras de menor durabilidad, se generalizan los daños físicos como la deflexión excesiva, falla en miembros, falle en conexiones, desarrollo de grietas y delaminación de las fibras, así como los daños por sustancias químicas y daños biológicos de flora y fauna tales como las bio-receptividades por hongos e insectos.



Fig. 3 – Daños ilustrativos en puentes de concreto, acero y madera, respectivamente.

Todos estos daños descritos se encuentran codificados en un diccionario de lesiones patológicas acompañadas de una foto ilustrativa del daño con una descripción que permite relacionar el daño encontrado en el campo de manera que pueda establecerse una importancia en este daño con relación a la afectación o la estabilidad de la estructura global.

4. Evaluación rápida de puentes post sismo

Una de las principales necesidades que requieren atención luego de un evento sísmico de una magnitud considerable es la evaluación de los daños en las edificaciones y la infraestructura toda vez que esta actividad determina el nivel de daño y la funcionalidad o habitabilidad de estas estructuras para prevenir que las réplicas generen mayores víctimas o afectación a la institucionalidad de una región en términos de movilidad, brindando información a las entidades del estado sobre la extensión de los daños y la cantidad de personas damnificadas que requieren refugio y apoyo social, información clave para la construcción de los planes de contingencia y restauración de las zonas afectadas por el sismo (Ospina, 2019). En este sentido, se observan en las Fig. 4 y Fig. 5 que la probabilidad de ocurrencia de una réplica es muy alta, tal como se ilustra en el caso para un lapso de 3 meses luego del evento principal en el terremoto de Maule el 27 de febrero de 2010 en Chile.

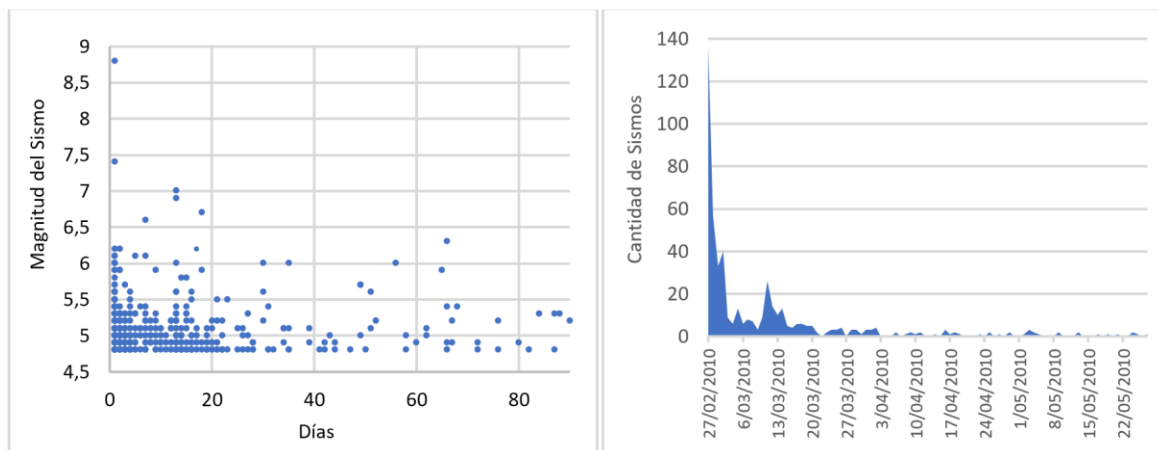


Fig. 4 y Fig 5. Magnitudes y cantidad de sismos con posterioridad al terremoto del 27F en Maule, Chile

Se incluye en el manual una propuesta para realizar la inspección de una estructura de un puente con posterioridad a la ocurrencia de un evento telúrico importante, correspondiendo este análisis al desempeño sismo resistente de las subestructuras de concreto reforzado, siendo el material predominante en las columnas y los estribos de los puentes por efectos de durabilidad.

En este sentido, al identificar el tamaño de los agrietamientos encontrados en la subestructura del puente, se realiza una clasificación de los niveles de daño mostrados en la Fig. 6 según si se encuentra las superficies agrietadas o con pérdida del recubrimiento del refuerzo. Puede observarse que la capacidad para resistir una réplica se ve limitada si se pierde esta capa que recubre el refuerzo al disminuirse la inercia efectiva de la sección (Kaminosono T., Kumazawa F. y Nakano Y, 2002), de manera que producto de una inspección visual puede tomarse decisiones respecto a la permanencia de la estructura y a su usabilidad para soportar las posibles réplicas hasta tanto se realicen las obras de reparación en la subestructura dañada por el sismo, de ser el caso.

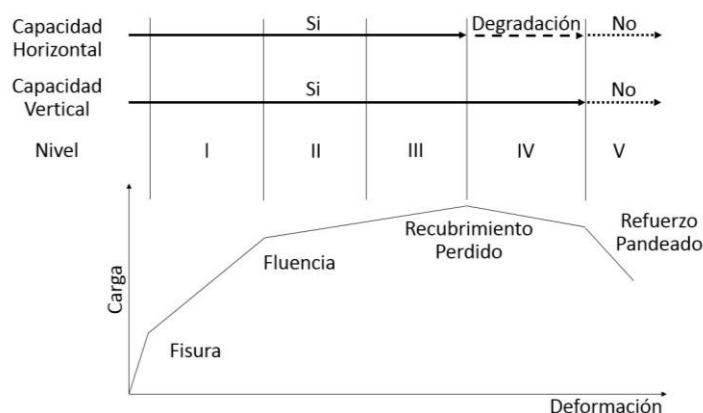


Fig. 6. Gráfica Carga vs Deformación con niveles de daño

5. Conclusiones

- Se espera que la publicación de este manual genere, inicialmente, una uniformidad en la forma de inspeccionar los puentes y de identificar los daños patológicos en estas estructuras

de uso público, incluyendo esta investigación más tipologías estructurales, funcionales y de materiales comparativamente con otras referencias internacionales.

- El uso de dispositivos móviles para la captura de información agiliza y le da practicidad al proceso de ingreso de datos del inventario y el diagnóstico de cada puente. Sin embargo, es importante que sigan disponibles las opciones para computadores a través de la plataforma SIRO y formas más rudimentarias como el ingreso de información a través de fichas impresas de formularios de Excel.
- La propuesta metodológica para la inspección de puentes post-sismo es una herramienta para la toma de decisiones para definir su permanencia para una réplica y/o conservar su funcionalidad como estructura que permite la movilidad de manera estratégica.

6. Referencias

- [1] Herrán et al. *Metodología para la Evaluación del Estado Estructural y de Servicio de Puentes Después de un Sismo*. IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Universidad del Valle. Cali. 2019.
- [2] Millán et al. *Evaluación del Riesgo Sísmico de una Red Urbana de Puentes*. IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Universidad del Valle. Cali. 2019.
- [3] K. Tuutti. “*Corrosion Model*”. *Corrosion of Steel in Concrete*. Lund University, Estocolmo, Suecia: Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1982, cap 2, pp. 17-101
- [4] Asociación de Ingeniería Sísmica AIS. *Código Colombiano de Diseño de Puentes*. Ministerio de Transporte. Instituto Nacional de Vías. 1995.
- [5] Ospina A. *Evaluación Rápida Post-Desastre de la Seguridad en Edificaciones y Puentes – Experiencias Japonesa y Chilena*. IX Congreso Colombiano de Ingeniería Sísmica. Cali, 2019.
- [6] Kaminosono T., Kumazawa F. y Nakano Y. *Quick Inspection Manual for Damage Reinforced Concrete Buildings Due to Earthquakes*. National Institute of Land and Infrastructure Management. Ministry of Land, Infrastructure and Transport. 2002.

Cómo citar: A. Ospina-Trujillo, «Proceso de inspección de puentes para el distrito de Medellín», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 286-291. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Comparação de métodos para localização de sensores em treliças planas *Comparison of methods for sensor location in plane trusses*

Autores: Kristian Y. Matsushita ⁽¹⁾, Letícia F. F. Miguel ⁽²⁾, Jesús D. Villalba-Morales ⁽³⁾

¹ Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC). Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, Brasil.

² Departamento de Engenharia Mecânica (DEMEC), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica (PROMEC), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC). Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, Brasil.

³ Departamento de Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Javeriana. Bogotá, Colombia.

Resumo

A determinação das propriedades modais de estruturas é cada vez mais relevante nos processos de monitoramento da integridade estrutural. Um dos objetivos do engenheiro é poder estabelecer a localização, na estrutura, do conjunto de sensores disponíveis para o monitoramento. Neste trabalho, apresenta-se uma comparação de diferentes técnicas diretas para a localização de um número determinado de sensores em treliças planas visando a identificação modal (frequências naturais e formas modais). Um total de 3 treliças planas de grande porte são modeladas analiticamente e suas propriedades modais calculadas. Após isso, determinam-se as posições dos sensores nas treliças considerando os seguintes critérios: *Fisher Information Error*, *Eigenvalue Vector Product*, *Driving Point Residues*, *Modal Kinetic Energy* e *Modal Strain Energy*. Observa-se que a configuração de sensores obtidas é sensível ao critério usado, ao número de sensores e às características modais da estrutura. Neste sentido, conclui-se que a definição da melhor configuração entre aquelas dadas pelos critérios requer outro critério adicional relacionado ao objetivo da identificação modal.

Palavras-chave: Sensores, Posicionamento ótimo de sensores, Treliças planas, Fisher Information Matrix, Eigenvalue Vector Product, Driving Point Residues, Modal Kinetic Energy, Modal Strain Energy.

Abstract

The computation of the modal properties of structures is becoming increasingly important in structural integrity monitoring process. One of the engineer's objectives is to be able to establish the location on the structure of the set of sensors available for monitoring. This paper presents a comparison of different direct techniques for locating a certain number of sensors on plane trusses with a view to modal identification (natural frequencies and modal shapes). A total of 3 large plane trusses are modeled analytically and their modal properties are calculated. After this, the positions of the sensors on the trusses are determined considering the following criteria: *Fisher Information Error*, *Eigenvalue Vector Product*, *Driving Point Residues*, *Modal Kinetic Energy* and *Modal Strain Energy*. It can be seen that the configuration of sensors obtained is sensitive to the criteria used, the number of sensors, and the modal characteristics of the structure. In this sense, it is concluded that defining the best configuration among those given by the criteria requires another criterion related to the objective of modal identification.

Keywords: Sensor, Optimal Sensor Placement, Planar truss, Fisher Information Matrix, Eigenvalue Vector Product, Driving point residues, Modal Kinetic Energy, Modal Strain Energy.

1. Introdução

A determinação das propriedades dinâmicas de estruturas é de uma grande importância quando se trata da avaliação da integridade da estrutura, sendo que frequências naturais e modos de vibração são propriedades que auxiliam na detecção de dano estrutural. Nesse sentido, a estrutura é instrumentada com um conjunto de sensores (principalmente acelerômetros) ao longo da sua extensão, sendo que é desejável se ter o maior o número de sensores possíveis para garantir um melhor processo de identificação modal. No entanto, na maioria dos projetos de monitoramento da integridade estrutural as questões econômicas dificultam ter um número importante de sensores.

Neste contexto, tem-se configurado o problema do posicionamento ótimo de sensores tal que seja maximizado ou minimizado o valor numérico de um critério de qualidade da instrumentação adotado [1]. Encontrar estas posições para um número fixo de sensores é um problema que surgiu décadas anteriores. O trabalho de Sharah e Udwadia [2] foi um dos estudos pioneiros na identificação das propriedades dinâmicas de uma estrutura simplificada a partir de sensores limitados. Kammer [3] aproveitou o desenvolvimento deste trabalho para propor o método *Fisher Information Matrix*, e deste método derivou outros métodos para encontrar as melhores posições dos sensores. Wang et al. [4] compilou os diversos métodos existentes, totalizando quinze, e os classificou conforme a sua natureza.

Neste trabalho é apresentada a comparação dos métodos *Fisher Information Matrix*, *Eigenvalue Vector Product*, *Driving Point Residue*, *Modal Kinetic Energy* e *Modal Strain Energy* no posicionamento ótimo de um conjunto de sensores predefinidos em treliças planas para fins de identificação modal. O critério de comparação corresponde à distribuição dos sensores na extensão da estrutura. Foi desenvolvida uma ferramenta em Python com ajuda do Jupiter Notebook para a implementação computacional e teste dos métodos, além da análise modal das três treliças analisadas.

2. Métodos de posicionamento de sensores

Os cinco métodos utilizados neste artigo são de natureza iterativa e usam um critério de qualidade do processo de identificação modal baseado na contribuição que faz o fato de localizar um sensor numa posição específica da estrutura. Os métodos quantificam a contribuição de cada grau de liberdade na estrutura ao processo e posteriormente selecionam o grau de liberdade com o maior valor numérico. O processo se repete removendo do critério a contribuição do grau de liberdade escolhido anteriormente até atingir o número de sensores disponíveis. Todos os métodos apresentados requerem a matriz de vibração de interesse, Φ_s , formada pelos vetores dos modos de vibração de interesse, ϕ_k , de dimensão $n \times m$, onde n é o número de graus de liberdade e m é o número dos modos de vibração de interesse. Cabe salientar que, os modos de vibração usados nos cálculos são determinados a partir do método dos elementos finitos e ortonormalizados com a matriz de massa consistente.

2.1. Fisher Information Matrix (FIM)

O método proposto por Kammer [3] consiste em maximizar a matriz de Fisher a fim de garantir a linearidade dos m modos de vibração de interesse, o critério é apresentado pela Eq. (1).

$$FIM = \sum_{m=1}^m [\Phi_s \Psi] \otimes [\Phi_s \Psi] \Lambda^{-1} \quad (1)$$

onde, Ψ é a matriz dos autovetores da matriz $\Phi_s^T \Phi_s$ e Λ é a matriz dos autovalores das diagonais, o operador $\otimes$ representa a multiplicação termo a termo das matrizes. m é o número de modos de interesse para a estrutura sendo analisada.

2.2. Eigenvalue Vector Product (EVP)

O produto dos valores absolutos dos modos de vibração (Doebling, [5]) para cada grau de liberdade é avaliada pela Eq. (2).

$$EVP = \prod_{k=1}^m |\phi_k| \quad (2)$$

2.3. Driving Point Residues (DPR)

Imamovic [6] propôs o método baseado na maior excitação média dos graus de liberdade, a sua expressão é similar ao FIM, dada pela Eq. (3).

$$DPR = \sum_{s=1}^m \Phi_s \otimes \Phi_s \Lambda^{-1} \quad (3)$$

2.4. Modal Kinetic Energy (MKE) e Modal Strain Energy (MSE)

Heo et al. [7] inspiraram-se no método FIM e propuseram o método MKE, visando medir a energia cinética associada à cada grau de liberdade. A partir da matriz de massa, M , ela é decomposta em matriz triangular inferior, L , e a matriz triangular superior, U através da fatoração de Cholesky, apresentada na Eq. (4).

$$C = U\Phi_s \quad M = LU \quad (4)$$

Com a matriz C repete-se o procedimento do FIM. Com o conceito de energia de deformação modal (Stubbs e Kim [8]) pode-se substituir a matriz de massa pela matriz de rigidez.

3. Exemplos numéricos

Um total de 3 treliças planas são analisadas neste estudo, assumindo que existe uma quantidade limitada de sensores que pode ser usado em um processo de identificação modal. A primeira treliça analisada foi do tipo Pratt, baseada na geometria de Miguel e Fadel Miguel [9]. A treliça apresentada na Fig. 1 contém 61 elementos de treliça e 32 nós, com os nós 1 e 17 restringindo os deslocamentos horizontais e verticais. As barras da treliça são de aço, com o módulo de Young de 210 GPa e com a densidade de 7850 kg/m³. Para a geometria, as seções das barras estão divididas em 4 grupos e a área compreendida entre 55cm² a 105cm². A Fig. 1 contém os modos e as primeiras seis frequências naturais: 4.100Hz, 11.666Hz, 24.972Hz, 30.490Hz, 42.056Hz e 49.149Hz.

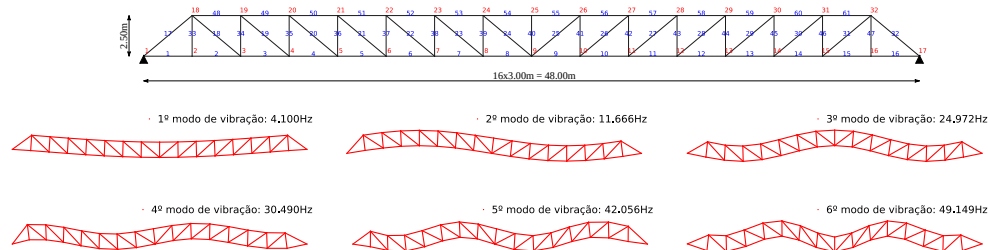


Fig. 8 – Treliça de 61 barras e os seus primeiros seis modos de vibração

A segunda treliça analisada é baseada em uma torre de transmissão adaptada de Murotsu et al. [10]. A treliça apresentada na Fig. 2 contém 163 elementos de treliça e 80 nós, com os nós 57 e 58 restringindo os deslocamentos horizontais e verticais. A barra de treliça é de aço, com o módulo de Young de 210 GPa e com a densidade de 7850 kg/m³, para a geometria, as seções das barras estão

divididas em 11 grupos e a área compreendida entre 7cm^2 a 81cm^2 . A Fig. 2 contém os modos e as primeiras seis frequências naturais: 1.096Hz, 3.411Hz, 6.275Hz, 9.594Hz, 10.120Hz e 12.696Hz.

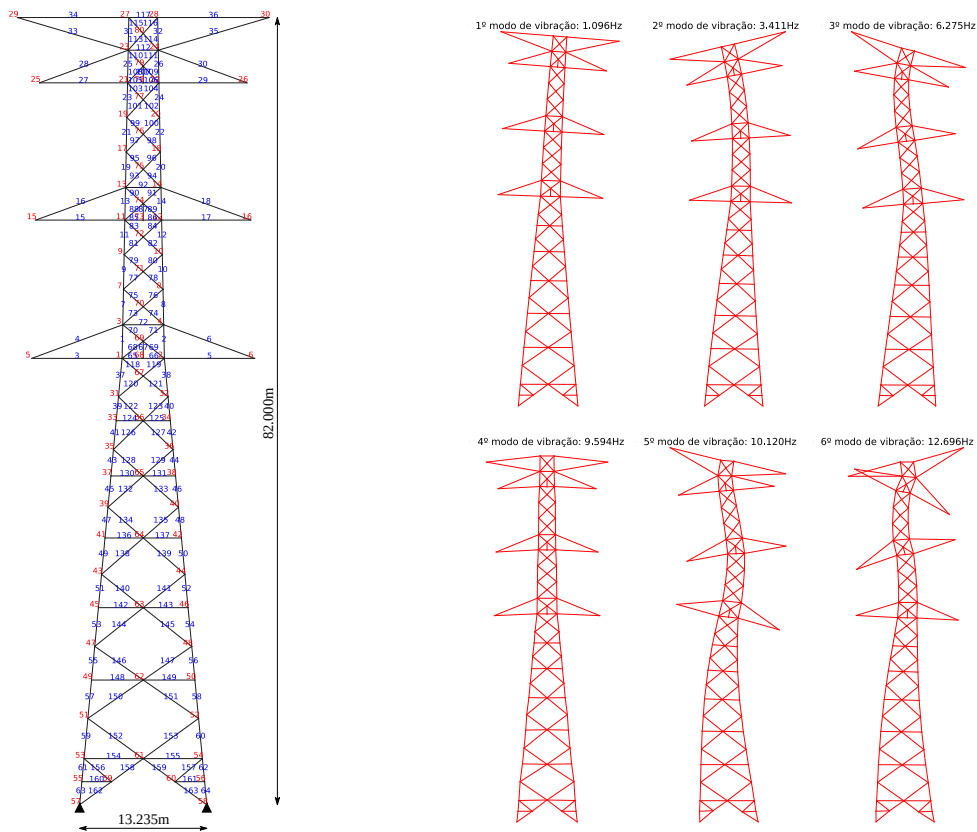


Fig. 2 – Torre de transmissão e os seus seis primeiros modos de vibração

A terceira treliça analisada é uma estrutura usada baseada do Pham [11]. A treliça apresentada na Fig. 3 contém 200 elementos de treliça e 77 nós, com os nós 76 e 77 restringindo os deslocamentos horizontais e verticais. A barra de treliça é de aço, com o módulo de Young de 210 GPa e com a densidade de 7850 kg/m^3 . Para a geometria, as seções das barras estão divididas em 29 grupos e a área compreendida entre 0.10cm^2 a 20.70cm^2 . A Fig. 3 contém os modos e as primeiras seis frequências naturais: 5.005Hz, 12.386Hz, 15.115Hz, 16.704Hz, 21.538Hz e 21.755Hz.

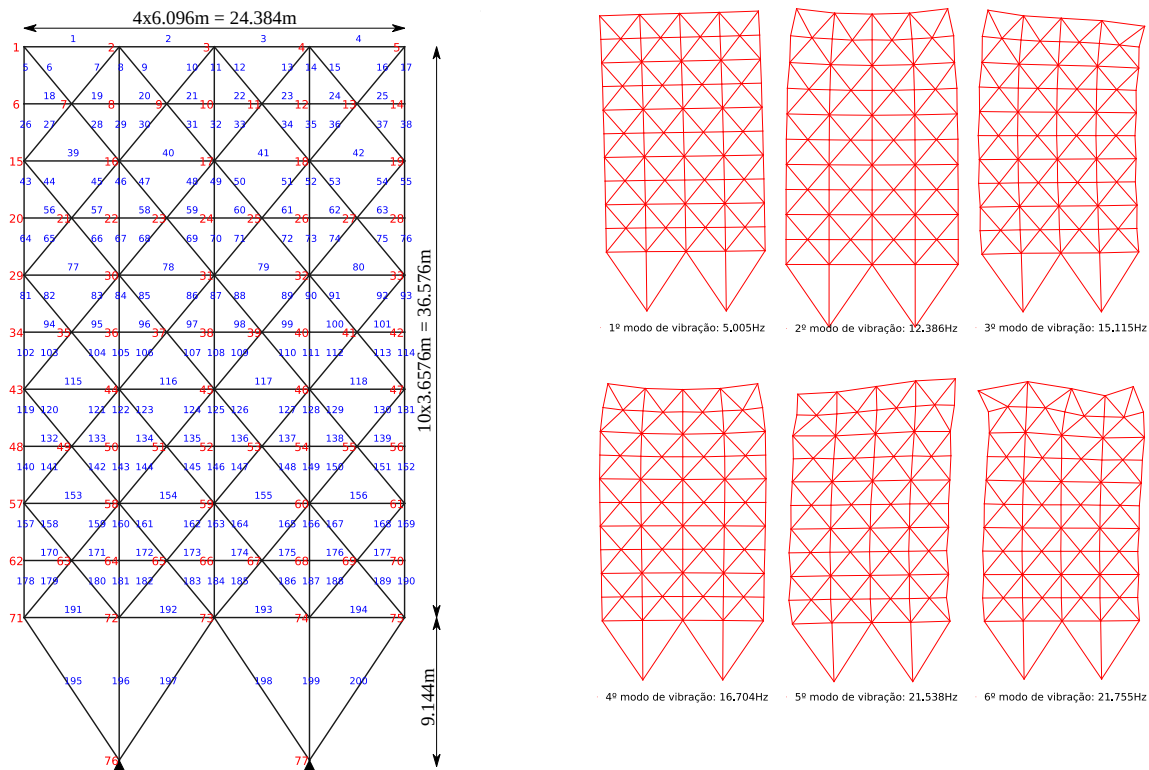


Fig. 3 – Estrutura de 200 elementos e os seus seis primeiros modos de vibração

4. Resultados e discussões

Neste trabalho, os seis primeiros modos foram escolhidos como sendo os modos de vibração de interesse devendo-se posicionar 15 sensores unidirecionais, ou seja, o sensor escolhido capta somente os dados em uma direção, na horizontal ou na vertical. Os métodos foram aplicados nas treliças apresentadas e os respectivos resultados do posicionamento dos sensores são apresentados nas Fig. 4, Fig. 5 e Fig. 6 respectivamente para a primeira, a segunda e a terceira treliça. Um ponto vermelho e um azul indicam que o sensor foi localizado no nó na direção X e Y, respectivamente. Um ponto verde indica que se devem instalar sensores no nó para medir simultaneamente as duas direções.

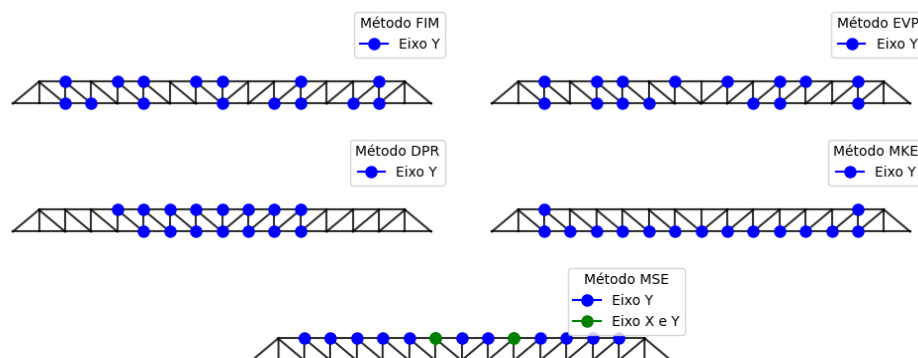


Fig. 4 – Posição e direção dos sensores para a treliça de 61 barras

Os resultados da aplicação dos métodos na primeira estrutura resultam em configurações bem distribuídas ao longo da treliça, exceto pelo DPR, que priorizou em localizar mais sensores no centro

da treliça. O MSE foi o único método que posicionou sensores também nas direções horizontais, isso acontece principalmente pelas grandes vibrações que acontecem nos modos de vibração escolhidos. Para esta treliça, EVP e FIM apresentaram resultados próximos, apesar do segundo ser um método numericamente mais complexo. MKE e MSE se assemelham em apresentar alinhamento dos sensores dos nós do banzo inferior e do banzo superior, respectivamente.

A segunda treliça, que representa um modelo simplificado de uma torre de transmissão, tem o posicionamento dos sensores bem variados. Da mesma forma da treliça anterior, o DPR apresentou sensores concentrados no topo da treliça, onde é mais propício de sentir os modos de vibração de interesse. Os demais métodos apresentam os sensores mais distribuídas e buscam posicionar sensores quase simétricos verticalmente. FIM e EVP que antes apresentavam resultados semelhantes, desta vez apresentam resultados diferentes, da mesma forma que MKE não apresentou um alinhamento dos sensores. MSE apresentou resultado similar ao da passarela, com sensores horizontais alinhados verticalmente. Nota-se que os elementos laterais da torre apresentam grandes amplitudes nos modos de vibração, em decorrência disso, existem sensores nos mesmos, exceto o MSE que apresentou um sensor na lateral.

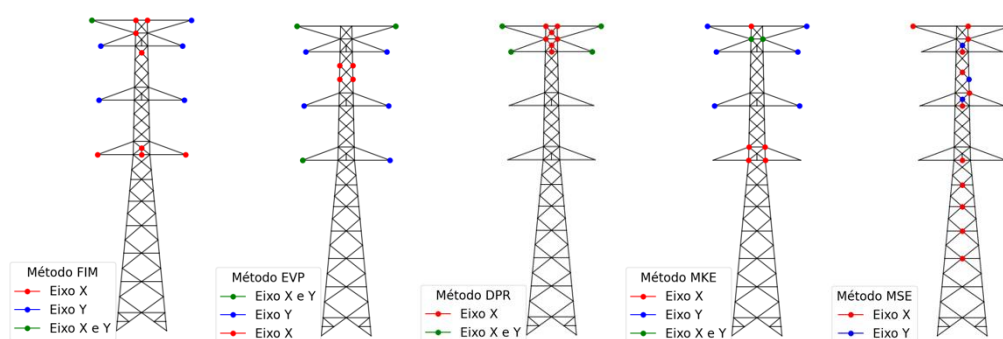


Fig. 5 – Posição e direção dos sensores para a treliça de 163 barras

A terceira treliça, semelhante a uma estrutura porticada e contraventada, apresenta resultados próximos da torre de transmissão. O DPR novamente apresenta sensores mais concentrados e simétricos no topo. Demais métodos também apresentam sensores concentrados no topo devida às grandes vibrações dos seus primeiros seis modos de vibração. EVP apresentou resultado similar ao do DPR, mas apresentando mais sensores na direção vertical. FIM, MKE e MSE além dos sensores posicionados no topo, os demais sensores se encontram mais ao centro da treliça, com sensores do MKE se assemelhando a uma combinação do FIM e MSE.

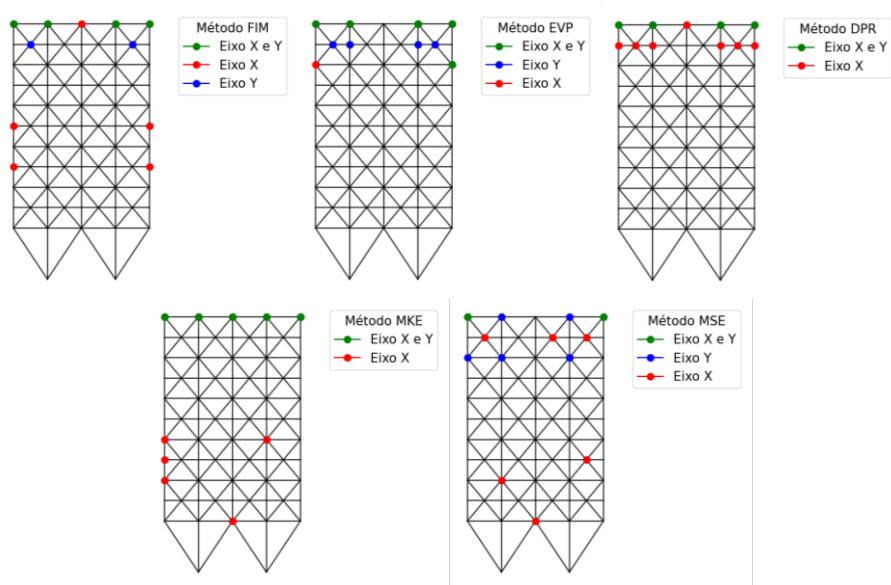


Fig. 6 – Posição e direção dos sensores para a treliça de 200 barras

5. Conclusões

Foram apresentadas neste trabalho 3 treliças planas de grande porte para avaliar com cinco métodos diretos para posicionar um número fixo de sensores com finalidade de detectar os seis primeiros modos de vibração. Pela distinção entre os métodos e pelas treliças, os métodos apresentam resultados interessantes. No entanto, para o DPR é notório que existe uma tendência de concentrar os sensores em uma única região. É difícil avaliar a veracidade dos posicionamentos dos sensores, visto que cada método tem natureza distinta, mesmo que existam métodos semelhantes, os resultados não são necessariamente semelhantes, percebido pelo MKE e MSE que teoricamente trocam a matriz de massa pela matriz de rigidez. Alguns critérios adicionais podem ser incluídos durante ou após a aplicação dos métodos. Por exemplo, durante o processo iterativo, avaliar a distância dos sensores, permitindo que sejam posicionados sensores mais dispersos; analisar a simetria do problema, pois se os modos de vibração são simétricos, os sensores poderiam ser posicionados alternadamente e não alinhados; depois de encontrar as melhores posições, avaliar se é possível reconstruir os modos de vibração a partir dos dados obtidos pelos sensores.

6. Agradecimentos

O presente trabalho foi realizado com o apoio financeiro do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES).

7. Referências

- [1] Yi T H, Li H N. Methodology Developments in Sensor Placement for Health Monitoring of Civil Infrastructures. *International Journal of Distributed Sensor Networks*. 2012, 8(8).
- [2] Shah P C, Udwadia F E. A methodology for optimal sensor locations for identification of dynamic systems. *Journal of Applied Mechanics*. 1978, 45: 188 –196.
- [3] Kammer D C. Sensor Placement for On-Orbit Modal Identification and Correlation of Large Space Structures. *Journal Guidance*. 1991, 14(2): 251 –259.

- [4] Wang Y, Chen Y, Yao Y, Ou J. Advancements in Optimal Sensor Placement for Enhanced Structural Health Monitoring: Current Insights and Future Prospects. *Buildings*. 2023, 13, 3129.
- [5] Doebling S W. Measurement of structural flexibility matrices for experiments with incomplete reciprocity. PhD Dissertation. Colorado University. 1995.
- [6] Imamovic N. Validation of Large Structural Dynamics MODELS Using Modal Test Data. Doctoral Dissertation, Department of Mechanical Engineering, Imperial College, London, UK. 1998.
- [7] Heo G, Wang M L, Satpathi D. Optimal transducer placement for health monitoring of long span bridge. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1997, 16, 495 – 502.
- [8] Strubbs N, Kim J T. Damage localization in structures without baseline modal parameters. *AIAA*. 1996, 34, 1644-1649.
- [9] Miguel L F F, Fadel Miguel L F. Assessment of modern metaheuristic algorithms – HS, ABC and FA – in shape and size optimization of structures with different types of constraints. *International Journal of Metaheuristics*. 2013, 2: 256-293.
- [10] Murotsu Y, Okada H, Shao S. Reliability-based design of transmission line structures under extreme wind loads. *Structural Safety & Reliability*. 1994, 3, 1675 – 1681.
- [11] Pham H A. Truss optimization with frequency constraints using enhanced differential evolution based on adaptive mutation and nearest neighbor comparison. *Advances in Engineering Software*. 2016, 102, 142 – 154.

Cómo citar: K. Y. Matsushita, L. F. F. Miguel, y J. D. Villalba-Morales, «Comparação de métodos para localização de sensores em treliças planas», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 292-299. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Beneficios técnicos de los aisladores de triple péndulo en comparación a otros sistemas de aislamiento sísmico

Autores: Ady Aviram ⁽¹⁾, Marija Trifunovic ⁽²⁾, Jhon Choque ⁽³⁾, Carlos M. Piscal⁽⁴⁾

¹ Directora Regional – Europa. Earthquake Protection Systems, Inc. (EPS) 451 Azuar Dr. Mare Island, Vallejo, California, 94592, Estados Unidos.

² Directora – Centroamérica. EPS.

³ Director – Perú. EP.

⁴ Profesor. Departamento Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.

Resumen

La mejor estrategia actualmente disponible para el control y protección sísmica de estructuras de cualquier tipo, incluyendo edificaciones, proyectos de infraestructura e instalaciones industriales, es el aislamiento sísmico. La técnica es efectiva y confiable únicamente a través de la selección de un adecuado sistema de aislamiento sísmico, diseñado y ensayado según un estándar de producto riguroso, para garantizar un mayor nivel de desempeño sísmico, la eliminación del potencial de daño y la funcionalidad continua de las estructuras. El siguiente artículo presenta una comparación entre los sistemas de aislamiento sísmico más comúnmente utilizados en la industria de la construcción en términos de la calidad y durabilidad de sus materiales, la confiabilidad de sus propiedades dinámicas, la versatilidad de sus parámetros de diseño, su capacidad inherente de recentrado, sus modos predominantes de falla y el margen de seguridad que proveen contra el colapso. Entre los principales sistemas considerados se encuentran algunos tipos de aisladores elastoméricos y de péndulo de fricción. Finalmente, la idoneidad de los aisladores de Triple Péndulo para mantener la funcionalidad continua de estructuras inmediatamente después de movimientos telúricos de intensidad sísmica menor a severa se plantea con base en las ventajas técnicas mencionadas.

Palabras clave: Aislamiento sísmico; Triple Péndulo; Funcionalidad Continua; activación. secuencial

Abstract

The best strategy currently available for the seismic control and protection of structures of any type, including buildings, infrastructure projects and industrial facilities, is seismic isolation. The technique is effective and reliable only through the selection of an adequate seismic isolation system, designed and tested according to a rigorous seismic isolator product standard, to ensure an enhanced level of seismic performance, the elimination of potential damage, and the continued functionality of structures. The following article presents a comparison between the most commonly used seismic isolation systems in the construction industry in terms of the quality and durability of their materials, the reliability of their dynamic properties, the versatility of their design parameters, their inherent recentering capacity, their predominant failure modes, and the margin of safety they provide against collapse. Among the main systems considered are different types of elastomeric bearings and friction pendulum isolators. Finally, the effectiveness of Triple Pendulum isolators in maintaining continued functionality of structures immediately following earthquakes of low to severe seismic intensity is contended based on the technical advantages mentioned throughout the article.

Keywords: Seismic isolation; Triple Pendulum; Continued Functionality; sequential activation.

1.Introducción

El aislamiento sísmico representa la mejor solución actualmente disponible en la industria de la construcción para la protección sísmica de estructuras, capaz de desacoplar una

estructura de los movimientos destructivos del terreno, absorber las demandas de deformación lateral y disipar la energía del sismo a través de una respuesta histerética estable en los aisladores. Sin embargo, las observaciones de daños estructurales y no estructurales producidos en terremotos pasados han resaltado numerosos problemas de diseño e implementación inadecuada del aislamiento sísmico en la práctica ingenieril, los cuales deben ser estudiados cuidadosamente y difundidos entre los profesionales de diseño. Al presente, el desempeño deficiente o indeseable de casos seleccionados de implementación de esta avanzada tecnología de protección sísmica en estructuras de edificación y puentes se ha atribuido principalmente a las siguientes causas [1-4]:

- Inactivación o activación tardía de los dispositivos de aislamiento sísmico.
- Estimaciones de capacidad de desplazamiento del aislador inconsistentes con el riesgo sísmico real.
- Márgenes de seguridad inadecuados para la capacidad de desplazamiento del aislador, la resistencia al corte y las fuerzas de recentrado, los cuales conducen potencialmente a un riesgo de colapso.
- Pérdida de capacidad de carga en dispositivos de aislamiento y fallas en detalles de conexión y juntas.
- Subestimación de los movimientos telúricos de períodos prolongados y de larga duración que resultan en deterioro termodinámico y problemas de durabilidad bajo ciclos repetidos de altas amplitudes.
- Respuesta inelástica y daño excesivo a nivel de fundaciones de la estructura.

Para resolver o mitigar algunos de los problemas mencionados, la adecuada selección del sistema de aislamiento sísmico para alguna implementación estructural en cuestión es absolutamente primordial, así como el cumplimiento con un riguroso estándar del dispositivo de aislamiento como el Estándar del Aislador Sísmico Americano (SIS [5]). El presente artículo presenta una breve comparación entre el aislador de Triple Péndulo, ensayado, calificado y diseñado según los criterios y requisitos prescritos por el SIS, y otros dispositivos comunes, en términos de características técnicas importantes para la reducción de daños sísmico en una estructura aislada.

2. Aplicabilidad y limitaciones de diferentes sistemas de aislamiento sísmico

2.1. Reducción en el cortante basal

La elongación del periodo natural de una estructura y el incremento en la capacidad de disipación de energía (o amortiguamiento) a través del aislamiento sísmico resulta en una reducción en la demanda de cortante basal. Mientras que en la mayoría de los apoyos elastoméricos el periodo aislado máximo que se recomienda especificar para mantener la estabilidad lateral y capacidad de recentrado del aislador, así como la capacidad de soporte vertical de la estructura soportada, se ve limitado a un rango aproximado de 2.5-3.0 segundos (primariamente debido a limitantes en las propiedades del caucho natural y su habilidad de soportar de manera estable una distorsión máxima lateral de 250-300%) [1], los aisladores de péndulo de fricción se pueden fabricar con cualquier curvatura en las cóncavas deslizantes, con la posibilidad de obtener rangos de periodo aislado más elevados y por ende, mayor eficiencia en la reducción en la demanda espectral o cortante basal sobre una estructura aislada.

Sin embargo, para asegurar el adecuado recentrado del aislador hacia su posición original, los códigos de diseño de aislamiento sísmico para edificios y puentes, ASCE/SEI 7 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures [6] y AASHTO Guide Specification for Seismic Isolation Design (GSID) [7], respectivamente, limitan el periodo

aislado a 5 y 6 segundos. En el aislador de Triple Péndulo se pueden obtener altas fuerzas de restauración inherentes y desplazamientos residuales despreciables al especificar curvaturas pronunciadas (radios de curvatura bajos) y bajos valores de fricción dinámica y cuasi-estática (i.e., correspondiente a bajas velocidades de deslizamientos). El estándar europeo EN15129 Anti-Seismic Devices [8] permite el uso de aisladores deslizantes completamente planos y no establece límites para las fuerzas de restauración mínimas requeridas o los máximos desplazamientos residuales permitidos, lo cual puede resultar en el colapso catastrófico de la estructura protegida, como se muestra en la Fig. 1.

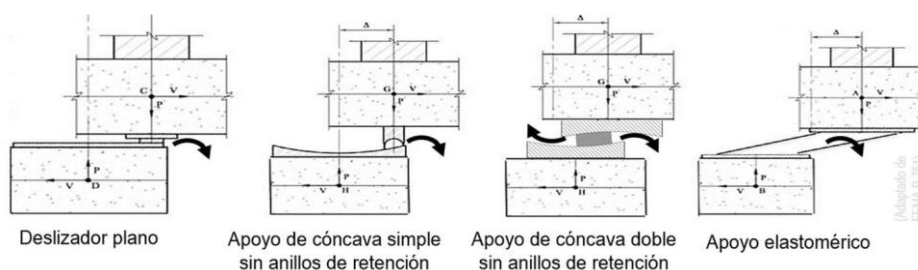


Fig. 1 –Riesgo de inestabilidad en implementaciones inadecuadas de aisladores sísmicos

Una ventaja adicional que presentan los aisladores pendulares a comparación de los apoyos elastoméricos es la reducción en las fuerzas de corte generadas por efectos de torsión y excentricidad accidental en una estructura irregular, al coincidir el centro de masa de la estructura con el centro de rigidez de los apoyos pendulares (debido a que la resistencia lateral de cada aislador es proporcional al peso o carga vertical impuesta sobre él).

2.2. Versatilidad de diseño y activación secuencial

La resistencia lateral de apoyos elastoméricos y péndulos simples (de una o dos cóncavas) depende únicamente de 2 parámetros de diseño: 1) el punto de fluencia o resistencia característica, en el caso de apoyos elastoméricos, o la fricción estática (breakaway) del revestimiento en la superficie de contacto entre el deslizador y la superficie deslizante, en el caso de apoyos pendulares; y 2) la rigidez post-fluencia que depende de la rigidez lateral del caucho, principalmente, en el caso de apoyos elastoméricos, o la curvatura de la superficie cóncava, en el caso de apoyos pendulares. En el caso de aisladores de doble o triple péndulo, la selección de 2 o 3 series de parámetros de diseño (coeficientes de fricción estática/dinámica y radios de curvatura) para cada péndulo permite obtener una activación secuencial del aislador con el incremento en la demanda sísmica, logrando una mayor absorción de desplazamiento lateral y una mejor protección de la estructura aislada, incluso desde etapas iniciales de movimiento telúrico. Las curvas de fuerza-desplazamiento lateral en el siguiente ejemplo de estructura de puente (curva bilineal para apoyos elastoméricos y péndulos simples y curvas multi-lineales para péndulos dobles y triples), presentado en la Fig. 2, ilustran el concepto de activación secuencial en aisladores pendulares.

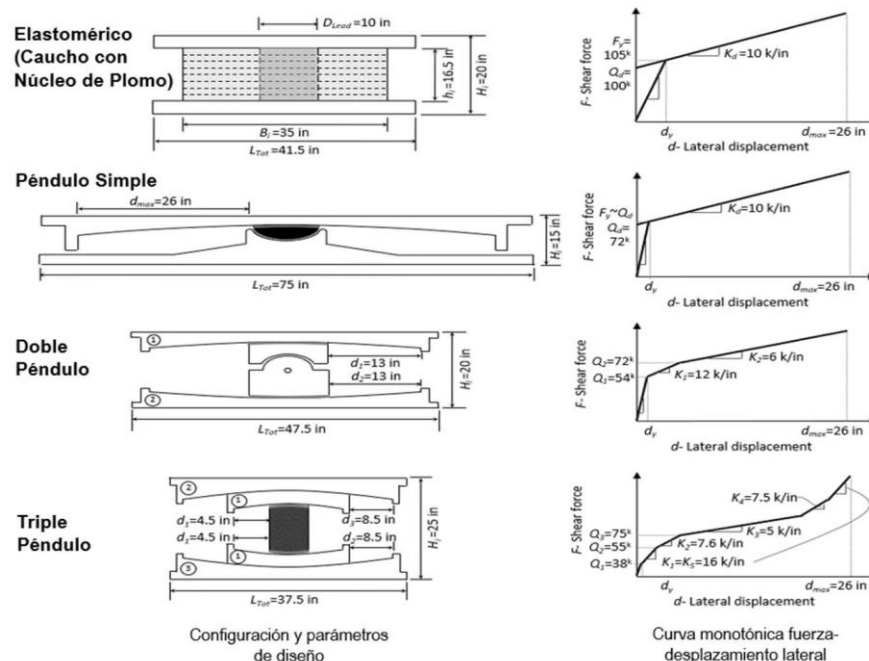


Fig. 2 – Curva fuerza-desplazamiento lateral para diferentes sistemas de aislamiento sísmico diseñados para la misma capacidad de desplazamiento y un periodo aislado similar en proyecto de puente en California [9].

Respecto a la capacidad de desplazamiento de apoyos elastoméricos, la mayoría de fabricantes de estos dispositivos presentan catálogos de producto de dimensiones estándar con límites de 90 cm de desplazamiento lateral correspondientes a una distorsión lateral de 300%. Pedidos especiales con mayores dimensiones y capacidades de desplazamientos generalmente conllevan un costo elevado de fabricación; sin embargo, se han fabricado e instalado aisladores de caucho en importantes proyectos de infraestructura alrededor del mundo con capacidades de desplazamiento mayores a 1.0 m. En el caso de aisladores de péndulos de fricción, hasta la fecha estos se han fabricado con una capacidad de desplazamiento máxima de hasta 2.0 m e instalado en numerosos proyectos hospitalarios y de infraestructura en zonas de muy alto riesgo sísmico.

La versatilidad en los parámetros de diseño y respuesta lateral del aislador de Triple Péndulo permite también optimizar la capacidad de disipación de energía en el sistema de aislamiento sísmico según las características de la estructura y objetivos de diseño, obteniendo un rango típico entre 10-30% de amortiguamiento efectivo en el aislador. Los apoyos pendulares simples poseen un rango inferior de amortiguamiento, típicamente entre 15 y 20%. En el caso de apoyos elastoméricos, debido a un punto de fluencia relativamente alto y mayor rigidez postfluencia del caucho comparado a apoyos pendulares, el rango típico de amortiguamiento efectivo es de 20-30%, con tendencias a valores más altos de amortiguamiento, puede ser una característica indeseable para aplicaciones específicas como hospitales o centros de emergencia o comunicaciones, debido a que el sobre-amortiguamiento puede atraer demandas excesivas de aceleraciones de entrepiso en una estructura con equipo o contenido sensible.

2.3. Medidas de seguridad

Los requisitos de diseño de aislamiento sísmico para edificios y estructuras de puentes estipulados en ASCE 7 y AASHTO GSID, respectivamente requieren que todos los componentes estructurales cumplan con normas adecuadas para cada producto y sistema estructural empleado y especifiquen explícitamente sus correspondientes reservas de

capacidad o factores de sobrerresistencia. Además de reservas de capacidad de desplazamiento del aislador sísmico (usualmente del orden de 1.2-2.0 el desplazamiento a nivel de Sismo de Diseño), el factor de seguridad de resistencia al corte del aislador y su capacidad de recentrado debe ser suficiente para evitar el colapso catastrófico de los aisladores sísmicos y, consecuentemente, la estructura soportada, especialmente dada la frecuente ocurrencia de terremotos más fuertes que los considerados por los códigos de diseño. Para evitar la pérdida de soporte de carga gravitacional y la formación de un mecanismo de piso blando/débil en un plano de aislamiento (Fig. 1), se deben tomar medidas de seguridad como llaves de cortante (Fig. 4) o muros de retención, amortiguadores, u otras medidas de seguridad que restrinjan los desplazamientos excesivos del aislador (más allá de las estimaciones a nivel del Sismo de Diseño) o provean un sistema secundario de soporte de carga vertical.

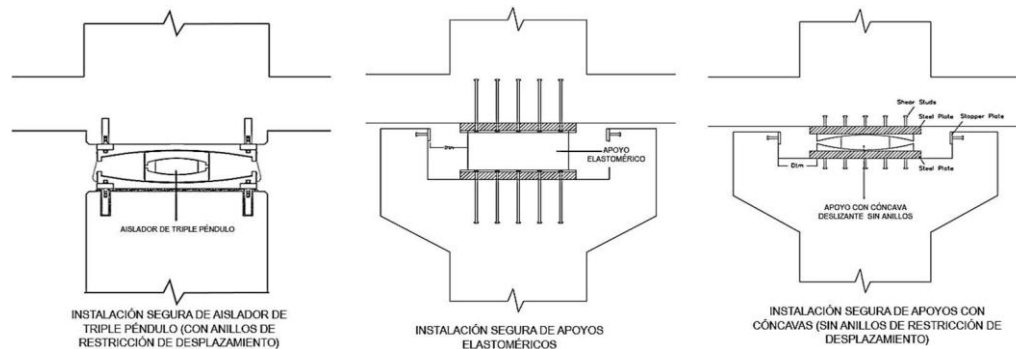
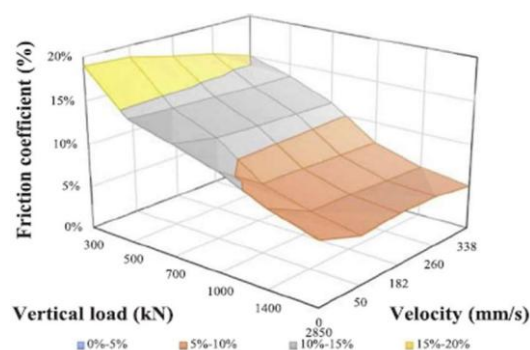


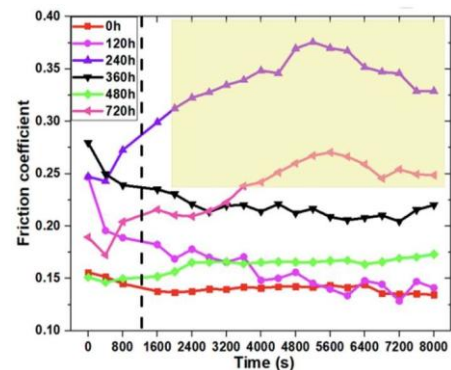
Fig. 4 – Implementación segura de diferentes sistemas de aislamiento sísmico

2.4. Durabilidad y confiabilidad de materiales

A pesar de las constantes mejoras en sus procesos de fabricación y procedimientos de control de calidad a lo largo de varias décadas, los apoyos elastoméricos aún pueden ser susceptibles a diferentes modos de falla indeseables incluyendo la delaminación, pandeo y rotura de los dispositivos bajo carga lateral, gravitacional o de tensión, así como a la degradación de rigidez lateral debido a altos esfuerzos de corte en etapas iniciales del movimiento sísmico o cíclico [1,3]. Adicionalmente, la significativa variación (o altos factores de modificación, λ) de sus propiedades de diseño nominales (ambos la resistencia característica como la rigidez postfluencia del caucho) debido a efectos de temperatura (ambos extremos), contaminación ambiental y envejecimiento perjudica la durabilidad de sus materiales y genera incertidumbre en el comportamiento deseado de este tipo de aisladores.



(a)



(b)

Fig. 5 – Variación del coeficiente de fricción de materiales a base de polietileno por efectos de carga sostenida y envejecimiento, medida en (a) aisladores sísmicos instalados en el complejo residencial C.A.S.E. en Abruzzo, Italia [2,10] y (b) ensayos de ciencias de materiales utilizando métodos de envejecimiento acelerado [11].

Por otro lado, aunque los aisladores pendulares demandan de procesos de fabricación simplificados y acelerados con respecto a los apoyos elastoméricos, presentando una respuesta más robusta y modos de falla intrascendentes, estos dispositivos aún requieren de una adecuada selección de los materiales de revestimiento (superficie del deslizador en contacto con la cóncava deslizante bajo presiones variantes) y de los materiales de la cóncava metálica deslizante para garantizar su proyectada activación y funcionamiento. Por ejemplo, el uso de superficies de acero inoxidable es altamente recomendado para evitar la variación en los coeficientes de fricción nominales (en lugar de superficie con cobertura de cromo o zinc, las cuales son más susceptibles al agrietamiento y corrosión), mientras que el uso de revestimiento a base de polietileno (PE) es especialmente indeseable puesto que presenta altas variaciones en sus coeficientes de fricción estáticas y dinámicas, así como la tendencia de adherirse a la superficie deslizante ante carga sostenida debido a efectos de envejecimiento y variaciones en temperatura (de ambiente y por fricción), como se muestra en la Fig. 5.

3. Conclusiones

La favorable adopción de una variedad de tecnologías avanzadas de control y protección sísmica, disponibles actualmente en la industria de la construcción para diferentes tipos de estructuras, ha sido evidenciada principalmente a través de la reducción de daños estructurales y la baja incidencia de colapsos catastróficos durante terremotos pasados (a comparación de estructuras convencionales). Sin embargo, el uso de aislamiento sísmico utilizando una gama de dispositivos y siguiendo diferentes códigos de diseño y estándares de aisladores sísmicos ha demostrado que el desempeño sísmico y la capacidad de mantener funcionalidad de las estructuras protegidas puede variar sustancialmente. Para aplicaciones que definen como objetivo de desempeño sísmico la funcionalidad continua y completa eliminación de daños estructurales y no estructurales, tales como instalaciones esenciales (hospitales, centros de comunicación o emergencia) e infraestructura crítica (puentes y viaductos, instalaciones industriales suministrando servicios vitales, o estructuras almacenando material peligroso), el uso de aisladores sísmicos de Triple Péndulo, diseñado según el Estándar del Aislador Sísmico Americano (SIS), ha sido ampliamente sustentado y es altamente recomendado para futuras aplicaciones. Entre las numerosas ventajas técnicas que presentan estos dispositivos, a comparación con apoyos elastoméricos o péndulos simples, se destacan la durabilidad de materiales, confiabilidad a largo plazo de los parámetros de diseño, versatilidad en la respuesta lateral logrando la activación secuencial con el incremento en la demanda sísmica, así como la mitigación de los efectos de torsión en una estructura irregular.

4. Referencias

- [1] Yenidogan C. Earthquake-resilient design of seismically isolated buildings: A review of technology. *Vibration* 2021; 4: 602 – 647.
- [2] Calvi P M and Calvi G M. Historical development of friction-based seismic isolation systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 2018; 106: 14 – 30.
- [3] Takahashi Y. Damage of rubber bearing and dampers of bridges in the 2011 Great East Japan Earthquake. *Proceedings of the “International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake”*, Tokyo, Japan; 2012.
- [4] Kuang A, Sridhar A, Garven J, Gutschmidt S, Rodgers GW, Chase JG, Gavin HP, Nigbor RL, and MacRae GA. Christchurch Women’s Hospital: Performance Analysis of the Base Isolated System During the Series of Canterbury Earthquakes 2011-2012. *J. Perform. Constr. Facil.*, 2016; 30.

- [5] UCB. Seismic Isolator Standard (SIS). Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Berkeley, Berkeley, CA; 2022. <https://bit.ly/3xbui7C>
- [6] AASHTO. Guide specifications for seismic isolation design. American Association of State Highway and Transportation Officials, 4th Edition, Washington, DC; 2014.
- [7] ASCE. Minimum design loads for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-16). American Society of Civil Engineers / Structural Engineering Institute, Reston, VA; 2016.
- [8] CEN. Anti-seismic devices (EN15129: 2018). Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium; 2018.
- [9] Aviram A, Schellenberg A, and Stojadinovic B. Performance evaluation of two seismic isolation systems applied to reinforced concrete bridges. Proceedings of the “7th National Seismic Conference on Bridges and Highways”, Oakland, CA; 2013.
- [10] Scafati F, Ormando C, Clemente P, and Bongiovanni G. Observed behavior of buildings seismically isolated with CSSs under a low energy earthquake. *Journal of Civil Structural Health Monitoring* 2022; 12: 225 – 243.
- [11] Chang T, Yuan C, Guo Z. Tribological behavior of aged UHMWPE under water-lubricated condition. *Tribol. Int.* 2019; 133: 1 – 11.

Cómo citar: A. Aviram, M. Trifunovic, J. Choque, y C. M. Piscal, «Beneficios técnicos de los aisladores de triple péndulo en comparación a otros sistemas de aislamiento sísmico», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 300-306. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Cálculo de índices de confiabilidad para edificaciones con disipadores tipo TADAS

Autores: Luis F. Caballero-Castro ⁽¹⁾, Orlando Arroyo ⁽²⁾, Maritzabel Molina-Herrera ⁽³⁾, Jesús D. Villalba-Morales ⁽⁴⁾

¹ Universidad La Sabana, Chía, Colombia.

² Colombian Earthquake Engineering Research Network CEER, Bogotá D.C, Colombia.

³ Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia.

⁴ Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá, Colombia.

Resumen

El uso de dispositivos de disipación de energía se está considerando como una alternativa para la protección sísmica de edificaciones en países en vía de desarrollo en los últimos años, siendo los disipadores metálicos tipo TADAS (Triangular Added Damping and Stiffness) uno de los sistemas con mayor proyección de aplicación por estar más al alcance del sector de la construcción local en lo que respecta a fabricación e instalación. Este trabajo busca determinar el índice de confiabilidad de pórticos de concreto 2D de baja altura equipados con disipadores tipo TADAS, localizados en zona de amenaza sísmica intermedia en Colombia. Inicialmente, se presentan las principales fuentes de incertidumbres para las edificaciones con TADAS reportadas en la literatura. Un total de 3 pórticos 2D en concreto con y sin disipadores tipo TADAS son modeladas en el software Opensees, los cuales se someten a un análisis cronológico no lineal llevado a cabo con sismos de subducción concordantes con la amenaza sísmica de referencia. Con los resultados obtenidos para cada estructura se calculó el índice de confiabilidad mediante simulación de Monte Carlo. Los resultados muestran que la confiabilidad de la edificación se incrementa con la inclusión de los disipadores.

Palabras clave: Índices de confiabilidad, disipadores TADAS, Simulación de Monte Carlo, Pórticos resistentes a momento.

Abstract

The use of energy dissipation devices has been considered as an alternative for seismic protection of buildings in LMIC (low-and middle-income countries) in recent years, with TADAS (Triangular Added Damping and Stiffness) devices being one of the systems with the greatest potential for application due to their accessibility to the local construction sector in terms of manufacturing and installation. This study aims to determine the reliability index of 2D low height concrete frames equipped with TADAS devices located in intermediate seismic hazard zones in Colombia. Initially, the main sources of uncertainties for buildings with TADAS as reported in the literature are presented. A total of 3 2D reinforced concrete frames with and without TADAS devices are modeled in the Opensees software, which are subjected to a chronological nonlinear analysis carried out with subduction earthquakes consistent with the reference seismic hazard. With the results obtained for each structure, the reliability index was calculated using Monte Carlo simulation. The results show that the reliability of the building increases with the inclusion of the dampers.

Keywords: Reliability index, TADAS dampers, Monte Carlo simulation, Moment-resistant frames.

1. Introducción

Colombia experimenta una notable actividad sísmica debido a su ubicación en una región tectónicamente activa, donde convergen las placas Sudamericana, Nazca y del Caribe. Esta característica ha generado una historia sísmica significativa, con terremotos que han afectado el territorio colombiano a lo largo de los años [1]. La amenaza sísmica persistente en el país subraya la importancia crítica de considerar este fenómeno al diseñar y reforzar estructuras en concreto reforzado. Por esta razón, el uso de nuevas tecnologías como los sistemas de protección sísmica, es

una alternativa que debe ser tenida en cuenta en el país [2]. El uso de sistemas de protección sísmica desempeña un papel fundamental en la mejora del comportamiento estructural ante eventos sísmicos, especialmente en zonas de alta amenaza sísmica. Estos sistemas, como los disipadores de energía, ofrecen una serie de beneficios significativos, incluida la reducción de la respuesta sísmica de las estructuras y la minimización del riesgo de daños graves o colapso [3].

Dentro de los disipadores de energía se encuentran los dispositivos TADAS, el cual es un dispositivo del tipo histerético metálico que mejora el desempeño de las estructuras de pórticos de concreto reforzado, mediante la inclusión de rigidez y amortiguamiento [4]. El dispositivo TADAS consiste en un conjunto de platinas metálicas, apoyadas sobre unas diagonales, las cuales disipan energía mediante la flexión [3]. Una de las ventajas de este dispositivo es que su comportamiento mecánico tiende a ser bastante estable, lo cual permite que su modelación numérica sea confiable, así mismo, al ser un dispositivo compuesto por platinas de acero, su fabricación e implementación puede ser una alternativa a usar en países en vía de desarrollo como Colombia [3]. Sin embargo, con el fin de comprobar las ventajas de la inclusión de los dispositivos TADAS en pórticos de concreto reforzado, se deben realizar análisis avanzados, como análisis de confiabilidad estructural.

La mayoría de los factores de seguridad y otros coeficientes especificados en los códigos de diseño sísmico se determinan mediante métodos de confiabilidad estructural, con el propósito de mantener la estructura operando dentro de un margen seguro, lejos del punto de falla o con una probabilidad de falla muy cercana a cero [5]. Uno de los mecanismos para determinar la seguridad de una edificación, es el índice de confiabilidad (β) [6]. En el presente trabajo, se calculó el índice de confiabilidad para 3 pórticos de concreto reforzado con y sin dispositivos TADAS, mediante simulación de Monte Carlo y análisis dinámicos no lineales. Finalmente se comprobó el incremento en el índice de confiabilidad de las estructuras con la inclusión de los dispositivos TADAS.

2. Métodos

2.1. Dispositivos TADAS

Los dispositivos TADAS son un conjunto de platinas de acero colocadas sobre diagonales metálicas (Ver Fig. 1a), las cuales absorben y disipan energía al exhibir comportamientos histeréticos (Ver Fig. 1b), cuando se someten a cargas laterales [3]. Mediante los resultados experimentales obtenidos por Mohammadi et al. [7], se pudo validar el modelo en el software Opensees (Ver Fig. 1b). Las propiedades mecánicas del dispositivo TADAS son calculadas mediante las ecuaciones mostradas en Tsai et al. [4]. La metodología de diseño de los dispositivos TADAS usada es la presentada en Caballero et al. [8].

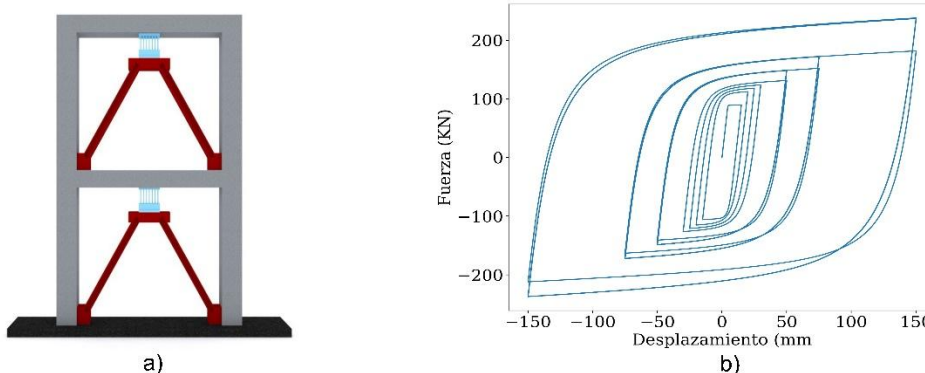


Fig. 9 – Dispositivos TADAS en a) pórticos [3] y b) Validación del modelo mediante resultados experimentales de Mohammadi et al. [7].

2.2. Análisis de confiabilidad estructural de un pórtico planos

Según Sánchez [6], la confiabilidad estructural se puede definir a partir de la función de estado límite (Ver Ec. (1)), donde la resistencia R y las solicitaciones S son variables aleatorias distribuidas normalmente y con medias μ_R y μ_S , y desviaciones estándar σ_R y σ_S . La confiabilidad estructural β se puede definir según la Ec. (2). En el presente trabajo, la función relacionada con la resistencia fue calculada mediante 300 simulaciones de Monte Carlo, para cada uno de los pórticos de concreto con y sin TADAS, hallando las curvas pushover de cada una de las simulaciones. A partir de cada una de las curvas pushover, se calculó el cortante máximo y al conjunto de cortantes máximos, se le realizó un ajuste a una distribución normal, calculando así la media y la desviación estándar para cada uno de los casos. Para la función de solicitaciones, se usaron 44 registros sísmicos escalados al S_a relacionado al periodo de la estructura y la amenaza sísmica seleccionada. Se llevó a cabo un análisis dinámico no lineal, donde se evaluó para cada uno de los sismos, el cortante máximo de solicitación alcanzado. Al final, al conjunto de 300 modelos, se le aplicaron los 44 registros sísmicos, hallando así los cortantes máximos actuantes. El grupo de datos de cortantes actuantes fue ajustado a una distribución normal, hallando la media y su desviación estándar. Finalmente, se calculó el índice de confiabilidad para cada uno de los pórticos analizados mediante la Ec. (2).

$$g(R, S) = R - S = 0 \quad (1)$$

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2)$$

3. Caso de estudio

3.1. Amenaza sísmica

Para el análisis se consideró la ciudad de Bogotá D.C, una edificación de grupo de uso I, suelo tipo D. $A_a=0.15$, $A_v, 0.20$, $F_a=1.50$, $F_v=2.0$, y un $S_a=0.5625$. Se calculó el espectro de diseño y se hizo el escalamiento de los 44 registros según el periodo fundamental del arquetipo seleccionado. En la Fig. 3 se muestra el ejemplo del escalamiento para el pórtico de 2 pisos sin TADAS $T=0.43$ s y un $S_a=0.5625$.

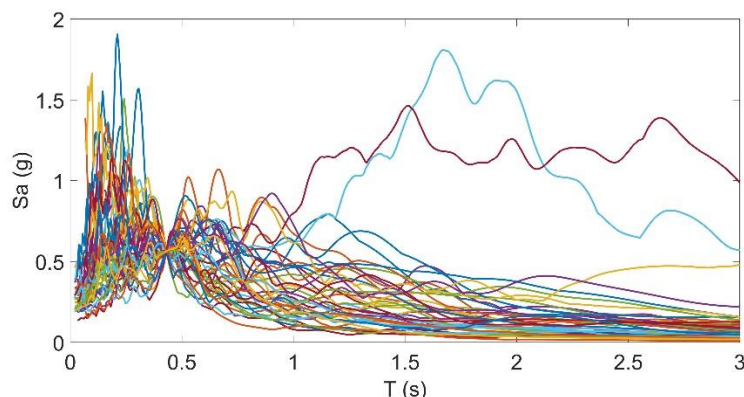


Fig. 10 – Escalado de los 44 registros para la estructura de 2 pisos sin TADAS $T=0.43$ s y $S_a=0.5625$.

3.2. Geometría de las edificaciones a analizar

Para el presente estudio, se consideraron tres pórticos de concreto reforzado y tres pórticos de concreto reforzado con TADAS de 2, 3 y 4 pisos respectivamente. La geometría en planta de la edificación es mostrada en la Fig. 3. La altura de entrepiso es de 3 metros en todos los casos. Las geometrías tenidas en cuenta para los análisis se muestran en la Tabla 1.

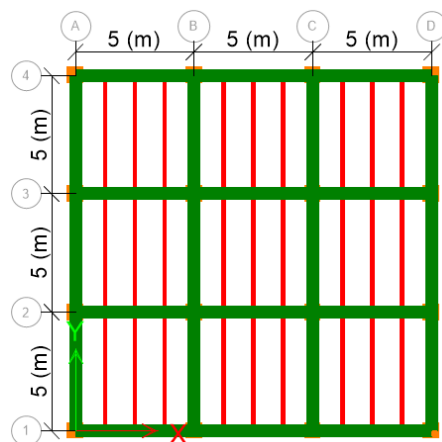


Fig. 11 – Geometría en planta de la edificación.

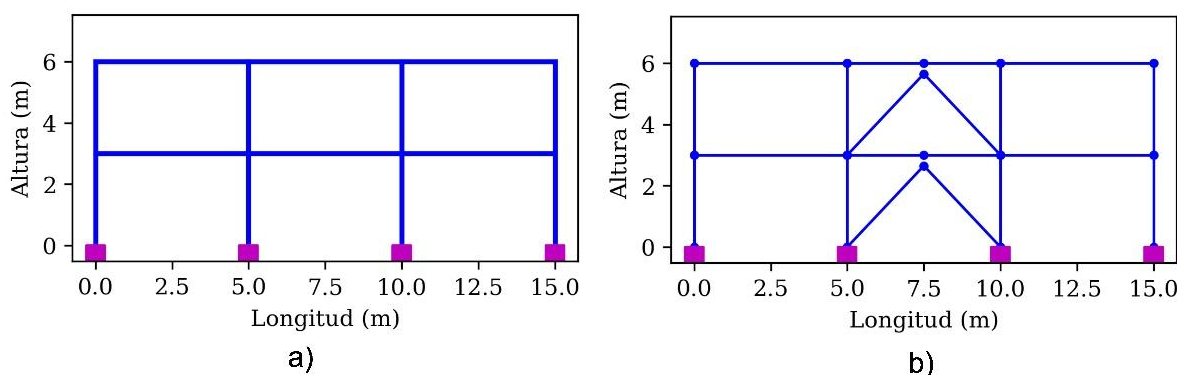


Fig. 12 – Edificaciones en Opensees a) Pórtico de 2 pisos y b) pórtico de 2 pisos con TADAS

Tabla 1 – Geometría de los arquetipos seleccionados

Arquetipo	Columnas (cm)	Acero	Vigas (cm)	Acero	TADAS
2 Pisos	35 x 35	1%	30x40	4 #5 arriba y 3#5 abajo.	N/A
2 Pisos + TADAS	35 x 35	1%	30x40	4 #5 arriba y 3#5 abajo.	6 platinas, b= 20 cm, h= 35 cm, t= 3 cm
3 Pisos	40 x 40	1%	30x40	4 #5 arriba y 3#5 abajo.	N/A
3 Pisos +TADAS	40 x 40	1%	30x40	4 #5 arriba y 3#5 abajo.	6 platinas, b= 20 cm, h= 35 cm, t= 3 cm
4 Pisos	45 x 45	1%	30x40	4 #5 arriba y 3#5 abajo.	N/A
4 Pisos + TADAS	45 x 45	1%	30x40	4 #5 arriba y 3#5 abajo.	6 platinas, b= 20 cm, h= 35 cm, t= 3 cm

4. Resultados y discusión

4.1. Función de resistencia de los pórticos planos de concreto reforzado

Para calcular la función de distribución de la resistencia, se realizó un modelo de un pórtico plano de concreto reforzado en el programa Opensees, donde se varió tanto la resistencia del concreto $f'_c = 28$ Mpa ± 3 Mpa con distribución normal, la resistencia del acero $F_y = 420$ Mpa ± 35 Mpa, con distribución normal y para la edificación con TADAS, adicionalmente se varió la resistencia del acero de las platinas $F_y T = 240$ Mpa ± 35 Mpa con distribución normal. Por último, el módulo de elasticidad vario en función de la resistencia del concreto y se calculó según la NSR-10 como $E = \sqrt{3900 f'_c}$.

Posteriormente se realizó un conjunto de 300 iteraciones, calculando para cada una, la curva pushover, como se muestra en la Fig. 5. Para cada curva pushover, se calculó el cortante máximo. Dichos datos fueron agrupados y ajustados a una curva normal, como se muestra en la Fig. 6.

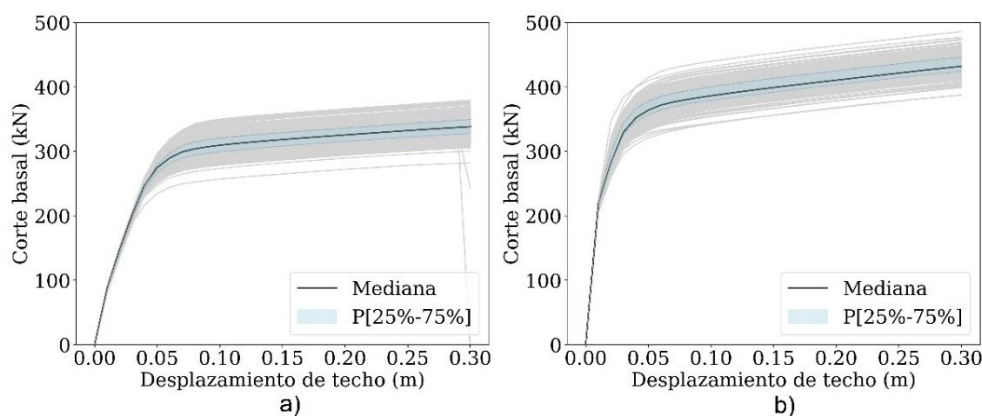


Fig. 13 – Conjunto de curvas pushover del a) pórtico de 2 pisos y b) pórtico de 2 pisos con TADAS.

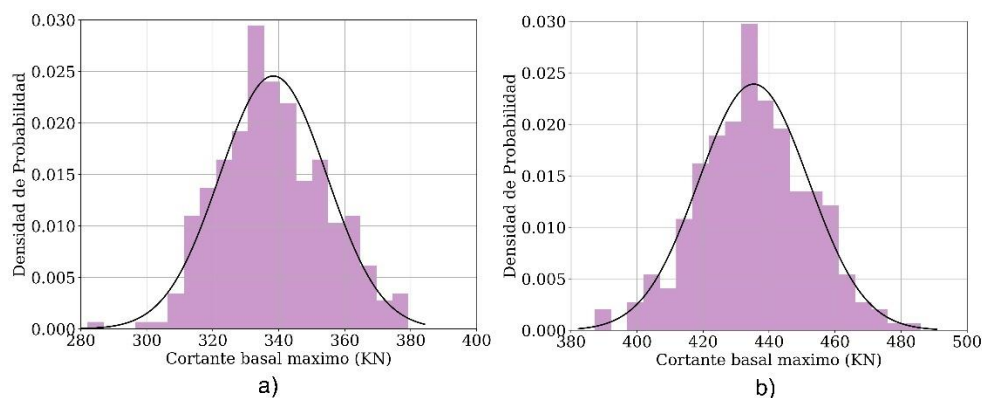


Fig. 14 – Conjunto de cortantes máximos resistentes ajustados de a) pórtico de 2 pisos y b) pórtico de 2 pisos con TADAS.

En la Figura 5 se puede apreciar que la inclusión de los dispositivos TADAS mejora la rigidez inicial de la edificación y aumenta la capacidad en términos de resistencia. En la Fig. 6 se puede evidenciar que al incluir los dispositivos TADAS, la tendencia de la distribución de los cortantes máximos cambia, ubicándose la media de los valores en un valor de cortante máximo mayor al valor de la edificación sin TADAS.

4.2. Función de solicitaciones de los pórticos planos de concreto reforzado

Para calcular la función de solicitaciones, se usaron 44 registros, escalados según el periodo fundamental del arquetipo, a la aceleración espectral de diseño $S_a = 0,5625$, los cuales tienen diferentes contenidos frecuenciales, y se evaluó el cortante basal máximo que alcanza la edificación con cada uno de los sismos. Los cortantes máximos son ajustados a una curva normal como se muestra en la Fig. 7.

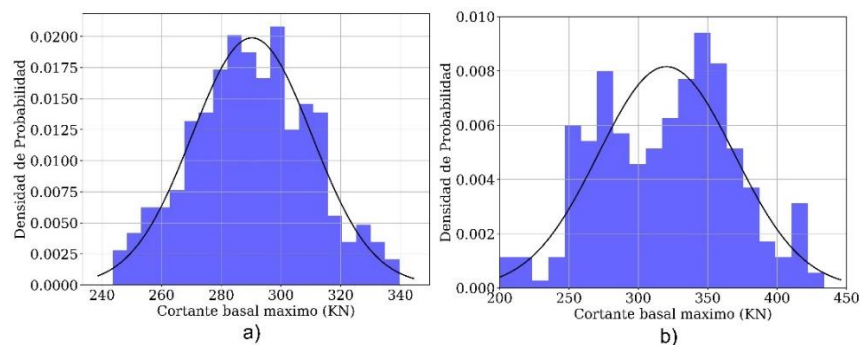


Fig. 15 – Conjunto de cortantes máximos actuantes ajustados del a) pórtico de 2 pisos y b) pórtico de 2 pisos con TADAS.

4.3. Resultados obtenidos

Para cada uno de los arquetipos se calculó el índice de confiabilidad como se muestra en la *Tabla 2*.

Tabla 2 – Índices de confiabilidad para los arquetipos analizados

Edificación	T (s)	μ_R (kN)	σ_R (kN)	μ_S (kN)	σ_S (kN)	β_{Ec} (2)
2 Pisos	0.43	337.7	16.5	290.2	20.1	1.82
2 Pisos+TADAS	0.30	435.3	17.1	318.0	26.7	3.67
3 Pisos	0.57	431.8	28.4	374.9	18.1	1.71
3 Pisos+TADAS	0.40	595.7	28.3	409.2	40.1	3.80
4 Pisos	0.71	550.4	26.5	473.3	30.1	1.92
4 Pisos+TADAS	0.44	766.7	31.7	572.3	35.8	3.76

5. Conclusiones

Para el presente trabajo, se presentan las siguientes conclusiones:

- El índice de confiabilidad aumenta con la inclusión de los dispositivos TADAS, lo que indica que la estructura es más segura y mejora su desempeño frente a eventos sísmicos a nivel de diseño.
- El periodo fundamental de la estructura disminuye con la inclusión de los dispositivos. Este tema puede ser importante para estructuras de gran altura, ya que, al disminuir el periodo, se aumenta el S_a de diseño lo que genera un aumento en las fuerzas sísmicas. En estructuras de baja altura no se presenta este problema, ya que la estructura se ubicará sobre la meseta del espectro de diseño.
- El uso de metodologías de confiabilidad puede ser una herramienta importante a la hora de tomar decisiones sobre alternativas de reforzamiento a edificaciones existentes.
- Por último, es importante aclarar que los resultados obtenidos en este documento se basaron en variables aleatorias relacionadas con los materiales como lo son la resistencia de concreto y del acero de refuerzo, así como la resistencia del acero de las platinas de los dispositivos TADAS. Esto es una primera aproximación usando una metodología sencilla para estimar la confiabilidad de una estructura existente y de las alternativas de reforzamiento, en este caso, dispositivos de protección sísmica.

6. Agradecimientos

Los autores agradecen a la Universidad de la Sabana por la financiación mediante la Beca Doctoral Carlos Jordana, a la Pontificia Universidad Javeriana y la Universidad Nacional de Colombia por facilitar las investigaciones conjuntas que conllevan a la realización del presente trabajo.

7. Referencias

- [1] Feliciano, D., Arroyo, O., Cabrera, T., Contreras, D., Valcarcel Torres, J.A., Gomez Zapata, J.C.: Seismic risk scenarios for the residential buildings in the sabana centro province in colombia. *Natural Hazards and Earth System Sciences* 23(5), 1863–1890 (2023) <https://doi.org/10.5194/nhess-23-1863-2023>
- [2] Oviedo Amézquita, J.; Duque Uribe, M. (2009). Situación de las técnicas de control de respuesta sísmica en Colombia. *Revista EIA*, 6(12), 113–124. <https://doi.org/10.24050/reia.v6i12.224>
- [3] Caballero-Castro, L.F., Cano-Castaño, H.A., Molina-Herrera, M., Villalba-Morales, J.D.: Propuesta de modelación numérica de disipadores histeréticos metálicos tipo TADAS, en edificaciones de pórticos de concreto y acero. *Revista EIA* 20, 1–20 (2023) <https://doi.org/10.24050/reia.v20i40.1688>
- [4] Tsai, K.-C., Chen, H.-W., Hong, C.-P., Su, Y.-F.: Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. *Earthquake Spectra* 9, 505–528 (1993) <https://doi.org/10.1193/1.1585727>
- [5] Muñoz-G, E.E., Ruiz-V, D.M., Prieto-S, J.A. & Ramos, A. (2006). Estimación de la vulnerabilidad sísmica de una edificación indispensable mediante confiabilidad estructural. *Boletín Técnico*, 44(1), 51-67. Recuperado en 11 de abril de 2024, de http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-723X2006000100004&lng=es&tlng=es.
- [6] Sanchez-Silva M (2005), Introducción a la confiabilidad y evaluación de riesgos. Ediciones Uniandes
- [7] Mohammadi, R.K., Nasri, A., Ghaffary, A.: Tadas dampers in very large deformations. *International Journal of Steel Structures* 17, 515–524 (2017) <https://doi.org/10.1007/s13296-017-6011-y>
- [8] Caballero-Castro, L.F.: Evaluación del coeficiente de disipación de energía R, en edificaciones de pórticos en acero, provistos con disipadores histeréticos metálicos triangulares tipo TADAS, localizadas en zona de amenaza sísmica alta. Universidad Nacional de Colombia (2022) <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/82844>

Cómo citar: L. F. Caballero-Castro, O. Arroyo, M. Molina-Herrera, y J. D. Villalba-Morales, «Cálculo de índices de confiabilidad para edificaciones con disipadores tipo TADAS», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 307-313. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Estudio comparativo de sistemas de control de vibraciones en rascacielos

Autores: Sebastián Giraldo Martínez ⁽¹⁾, Nelson Andrés Ortiz Cano ⁽¹⁾

¹ Universidad Militar Nueva Granada, sede Campus Km 2 vía Cajicá – Zipaquirá, 250240, Colombia.
est.sebastian.gira1@unimilitar.edu.co

Resumen

En los últimos años, el crecimiento de las ciudades ha devenido en la construcción de rascacielos. En el año 2000, al menos 250 edificios superaron los 180 m de altura. Actualmente, cerca de 400 rascacielos se encuentran en etapas de construcción. Este estudio investiga el desempeño de los sistemas de control de vibraciones utilizados en la reducción del desplazamiento y aceleraciones en rascacielos. Este trabajo de investigación estudia la aplicación de amortiguadores de fluido viscoso y disipadores, también conocidos como outrigger. Para alcanzar el objetivo, se utilizaron modelos estructurales de rascacielos con y sin sistemas de disipación en condiciones de resonancia. Los modelos se desarrollaron utilizando software de análisis y diseño Midas Gen. Un análisis tiempo-historia permitió comparar el desempeño de los sistemas de control. De acuerdo con el estudio realizado, la aplicación de los amortiguadores de fluido viscoso son más eficientes en el control de las vibraciones que los sistemas outrigger, generando confort en las edificaciones, también, el uso de los sistemas de control en edificio propuesto, permitió aumentar su desempeño estructural en condiciones resonancia Finalmente, se presentan algunas conclusiones acerca del comportamiento dinámico de los rascacielos, recomendaciones y restricciones de vibración para alcanzar proyectos de construcción estables y eficientes.

Palabras clave: Sistemas de control de vibraciones, amortiguadores viscosos, outrigger, desplazamiento.

Abstract

In recent years, the growth of cities has led to the construction of skyscrapers. In 2000, at least 250 buildings exceeded 180 m in height. Currently, nearly 400 skyscrapers are under construction. This study investigates the performance of vibration control systems used in reducing displacement and accelerations in skyscrapers. This research paper studies the application of viscous fluid dampers and dissipators, also known as outriggers. To achieve the objective, structural models of skyscrapers with and without dissipation systems under resonance conditions were used. The models were developed using Midas Gen analysis and design software. A time-history analysis made it possible to compare the performance of the control systems. According to the study carried out, the application of viscous fluid dampers are more efficient in the control of vibrations than outrigger systems, generating comfort in buildings, also, the use of control systems in the proposed building, allowed to increase their structural performance in resonance conditions. Finally, some conclusions about the dynamic behavior of skyscrapers are presented. Vibration recommendations and restrictions to achieve stable and efficient construction projects.

Keywords: Vibration control, viscous dampers, outriggers, comfort, structural performance.

1. Introducción

Con el crecimiento de las ciudades y las restricciones en las áreas de construcción, los edificios altos han ganado popularidad, una clasificación según su altura y número de pisos es presentada por [1]. Para que los diseños de estos edificios puedan cumplir con los códigos

de construcción sismo-resistente, se han implementado soluciones innovadoras, como los amortiguadores de fluido viscosos y los outriggers. La primera solución consiste en un cilindro, un pistón y un fluido, la disipación ocurre cuando el pistón se desplaza a través del fluido. La segunda solución consiste en la reagudización de algunos pisos del edificio con la instalación de muros estructurales. De manera general, estos sistemas buscan reducir los desplazamientos y derivas de piso de este tipo de edificios. [2] por ejemplo, evalúa la disposición adecuada de amortiguadores viscosos en edificios altos para reducir las vibraciones estructurales provocadas por sismos.

Por otro lado, los outriggers mejoran la estabilidad lateral de las edificaciones altas, desempeñando un papel fundamental en la resistencia a fuerzas horizontales. Adicionalmente, distribuyen las cargas laterales desde la parte superior de la estructura hacia los niveles inferiores, lo que ayuda a reducir las cargas en los sistemas verticales de soporte, como los núcleos de concreto o los sistemas de columnas. En el diseño los ingenieros tienen más flexibilidad para diseñar edificios con forma más diversa sin sacrificar la seguridad y estabilidad de la estructura. Otra descripción de los efectos de los outriggers en edificios altos se habla en [3].

El objetivo principal de este artículo es comparar la efectividad de los amortiguadores de fluido viscoso (V) y los sistemas outriggers (O), en la reducción de los desplazamientos de edificios altos. Para esto, se utilizará un análisis tiempo historia con la aplicación de una excitación sísmica.

2.Descripción del sistema estructural del rascacielo

En esta investigación, se presenta un análisis sísmico de un edificio alto clasificado como un rascacielos de acuerdo con [1], es decir, edificios con altura superior a 150 m. Para el estudio se desarrolló un modelo de un edificio de 100 pisos propuesto por [4], compuesto por cinco intervalos descritos en la *Tabla 4*.

La estructura del rascacielos se compone de un núcleo central de hormigón y 16 columnas. La división de los cinco intervalos empieza desde la parte superior, siendo esta el intervalo 1 y de esta manera, lograr una altura total de 400 metros.

Los elementos estructurales del edificio están compuestos de hormigón con módulo de elasticidad y peso unitario descrito en la *Tabla 1*. Para el análisis se consideraron las cargas verticales establecidas por la ASCE, descritas en la *Tabla 2*. Con estas propiedades se desarrolló un modelo estructural en MIDAS GEN, la planta típica del edificio y el isométrico se muestran en la *Fig. 1*, f'_c 50 MPa.

Tabla 1 – Tabla de las propiedades de los materiales

Propiedad del material	Valor
(E^c) Modulo de elasticidad del concreto	$4.204 \times 10^8 \text{KN/m}^2$
(γ^c) Peso unitario del concreto	25KN/m^3

Tabla 2 – Cargas acordadas en la ASCE

Cargas	Valor
(DL) Dead Loads	5KN/m^2
(LL) Live Loads	2.5KN/m^2

Tabla 3 – Descripción del modelo realizado en Midas Gen

Propiedades	Modelo (M100)
Dimensiones	48 x 48 m ²
Altura del piso	4m
Número de pisos	100
Nivel de los Outriggers	4 niveles

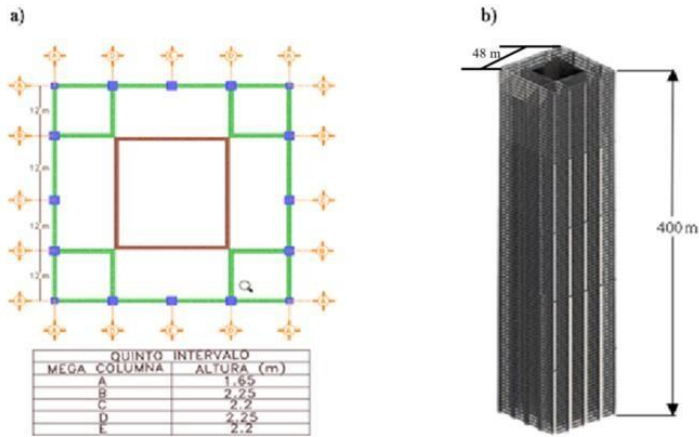


Fig. 1 – Sistema estructural del edificio. (a)Vista en planta y dimensiones de columnas (b) Dimensiones globales del edificio

2.1. Sistemas de amortiguadores de fluido viscoso (V) y outrigger (O)

Para evaluar la efectividad de los V y O, fueron considerados tres modelos de análisis, un rascacielos que no incorpora la instalación de los sistemas, designado como modelo convencional del rascacielos, el segundo y tercer rascacielos corresponden al rascacielos con sistemas O y V, respectivamente. Para el modelo del rascacielos convencional se consideraron las dimensiones de columnas y su núcleo central especificadas en las Tablas 3 y 7.

Tabla 4 – Las secciones transversales de megacolumnas en el modelo de Midas Gen

Intervalos	Mega columna A h(m)	Mega Columnas B/D h(m)	Mega Columnas C/E h(m)
Primero	0.6	0.8	0.8
Segundo	1.05	1.35	1.35
Tercero	1.35	1.75	1.75
Cuarto	1.55	2.10	2.05
Quinto	1.65	2.25	2.2

Tabla 5 – Núcleo central

Intervalo	Espesor de la pared del núcleo (m)
1	0.1
2	0.3
3	0.5
4	0.7
5	0.8

El segundo modelo del rascacielos con O, incorpora muros estructurales al final de cada intervalo, es decir, cada 20 pisos, excepto en el primer intervalo. Las dimensiones de los outrigger (0.2m muros estructurales) utilizados en cada intervalo se detallan en la *Tabla 4*. Los outriggers se conectan al núcleo del rascacielos, donde generalmente se pueden encontrar las escaleras o ascensores, y también van conectados a las columnas exteriores. Es importante mencionar que los pisos en los cuales están ubicados los outriggers, generalmente no son habitables, ya que su posición no permite el uso adecuado para espacios de oficinas o viviendas.

El tercer modelo corresponde al rascacielos equipado con el sistema V. Los amortiguadores fueron ubicados en una disposición diagonal típica como se muestra en la *Fig.2*. Para el análisis del rascacielos con amortiguadores, se desarrollaron dos modelos, uno con 400 amortiguadores instalados a lo largo de la altura del rascacielos y otro modelo con 250 amortiguadores dispuestos únicamente en los intervalos 1,3, 5. Las propiedades mecánicas que se usaron en los amortiguadores fueron en base al fabricante Taylor devices inc. Se uso una fuerza de 8000 Kn y un exponente no lineal de 1.0.

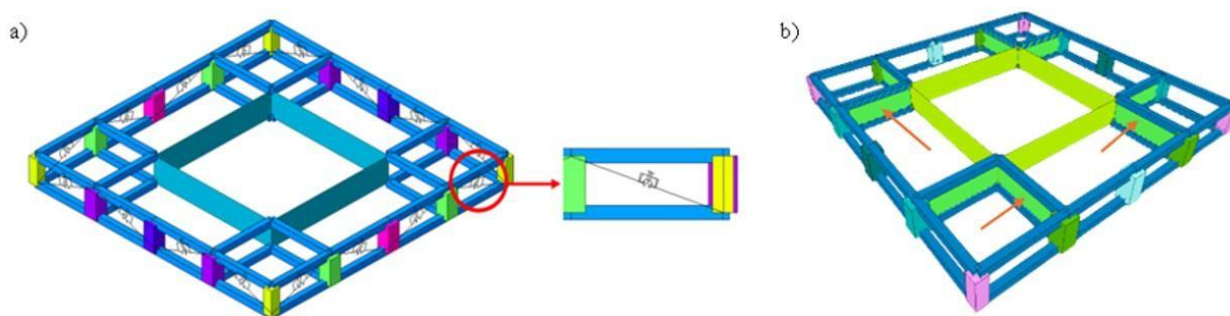


Fig. 2 – Sistemas de control: (a) amortiguadores viscosos (V) (b) Outriggers (O)

3.Estudio numérico

Un estudio numérico permitió evaluar el desempeño de los sistemas O y V en la reducción de los desplazamientos laterales del edificio. En los casos del modelo convencional y los outriggers fue considerado un comportamiento lineal de los materiales, pero en el caso de los amortiguadores viscosos se admite un comportamiento no lineal.

Para el análisis sísmico, los diferentes modelos de rascacielos fueron sometidos a una excitación sinusoidal con una amplitud de 0.005 correspondiente al promedio de las amplitudes registradas por sismos obtenidas en el SIATA, en los años 2022,2023,2024. La frecuencia de excitación fue definida con la frecuencia del primer modo de vibración del modelo convencional (MC), obteniendo así, una respuesta en resonancia.

Cada uno de los modelos del rascacielos fueron sometidos a la misma excitación sísmica con las mismas características, en la *Fig. 3* se observa la comparación de los desplazamientos del último piso del rascacielos en los diferentes modelos abordados en esta investigación. En la definición frecuencia, se realizó previamente un análisis modal del edificio convencional, la *Tabla 6* y la *Fig 5*, presentan los periodos y las formas modales del rascacielos.

Tabla7 – Parámetros modales del modelo convencional

Modelo	Convencional	
Modo No.	Frecuencia (cycle/sec)	Periodo (sec)
1	0.1794	5.5736
2	0.1794	5.5736
3	0.5979	1.6726
4	0.6205	1.6115

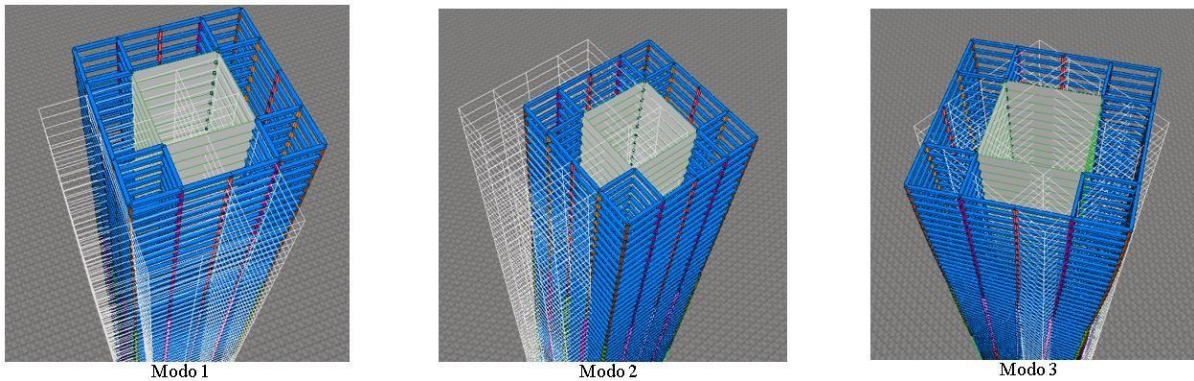


Fig. 5 - Modos de vibración. (Modo 1) Traslacional en y, (Modo 2) Traslacional en x, (Modo 3) Torsional

Una comparación en la respuesta en desplazamiento y la deriva de piso de los modelos del rascacielos se muestran en las Fig.6, y Fig.7. De acuerdo con estos resultados, se observa una mayor reducción en los sistemas O que los amortiguadores V, se sugiere verificar otras propiedades mecánicas de los amortiguadores para validar este comportamiento, es posible que las propiedades mecánicas actuales de estos dispositivos deban mejorarse para su instalación en rascacielos.

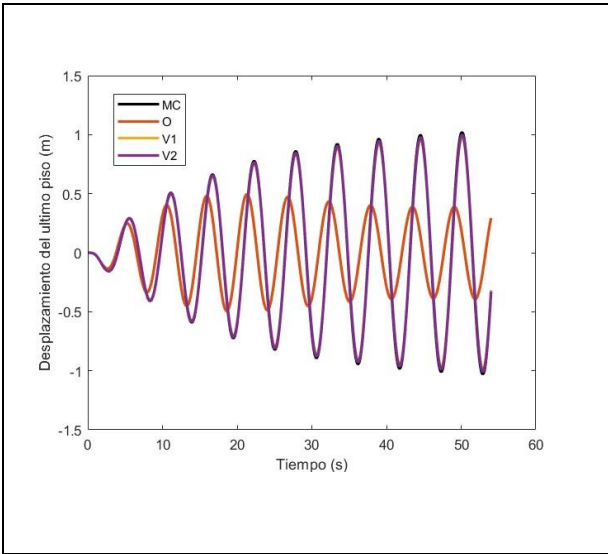


Fig. 6 – Grafico de desplazamiento

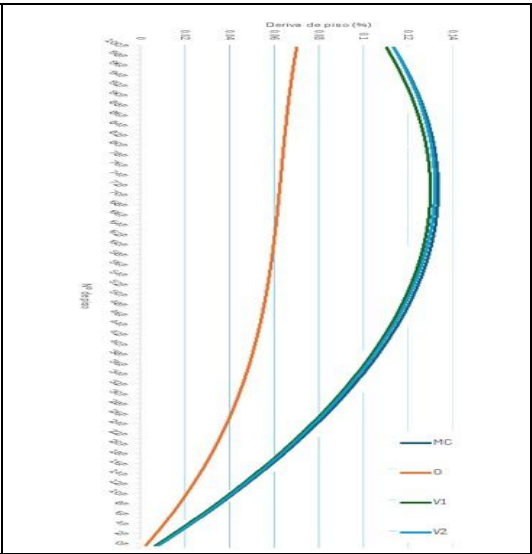


Fig. 7-Deriva de piso

Tabla 8 – Reducción del desplazamiento

Modelo		Desplazamiento (m)	%R
Convencional		0.61	0
Outriggers		0.29	51.6
Amortiguadores Viscosos	V1	0.58	3.3
	V2	0.59	1.6

4. Conclusiones

Este trabajo de investigación evaluó el desempeño de sistemas de amortiguadores de fluido viscoso y sistemas outrigger en la reducción de los desplazamientos de un rascacielos de 400 m de altura en condiciones de excitación sísmica. De acuerdo con los resultados obtenidos, se obtuvieron las siguientes conclusiones.

1. El sistema de control de outriggers evi es más eficiente en la reducción en la respuesta en desplazamiento que el sistema con amortiguadores de fluido viscoso, logrando una reducción superior al 50%, mientras que los amortiguadores viscosos apenas alcanzaron un porcentaje de reducción menor al 5%.
2. Suponiendo una restricción del 0.1% en la deriva de piso, los modelos MC, V1 y V2 no cumplen, mientras que el modelo O satisface la restricción, evidenciando el eficiente desempeño del rascacielos con la instalación de los outrigger.
3. Los resultados muestran la necesidad de una selección cuidadosa de las tecnologías de control de vibraciones para rascacielos, aunque los amortiguadores viscosos son efectivos en algunos contextos, su desempeño en este estudio fue inferior al de los outriggers. Para rascacielos de gran altura puede ser más beneficioso considerar alternativas como los amortiguadores de masa sintonizada.
4. La reducción de los desplazamientos puede mejorar con aumento en el número de amortiguadores instalados, sin embargo, en el rascacielos estudiado, no fue un aumento significativo.
5. El uso de amortiguadores de fluido viscoso con las propiedades mecánicas comerciales actuales, podría ser una limitación en el uso en rascacielos, sin embargo, es importante continuar con este estudio para validar la dependencia del desempeño con la altura del edificio.

5. Agradecimientos

Este trabajo de investigación fue apoyado por la Vicerrectoría de Investigaciones de la Universidad Militar Nueva Granada con el semillero ECMechanics. Agradecemos este soporte.

6. Referencias

- [1] A.Yugov, A. Tymoshko. "Classification of buildings on height". Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture, 26 Dec 2014.

- [2] K.Vaibha, V.Parmar, L.Gautam, S.Choudhary, J.Gohil. "Modelling efficiency of fluid viscous dampers positioning for increasing tall buildings resilience to earthquakes induced structural vibrations". Solid
- [3] P.Vellaichamy, V. Chakkaravarthi. "Effect of outrigger systems for tall buildings". Materials today proceedings, Vol 64, part 2, pages 1129-1136. 2022
- [4] C.Prosper Dabgo Amoussou,H. Lei, W. Alhaddad, Y.Halabi. "Simplified modeling and analysis method for skyscrapers with outrigger system" Structures
- [5] R.Jia, X.Ji, Y.Cheng, K.Ikago. "Seismic response control of core wall structures using tuned viscous mass damper (TVMD) outriggers". Engineering Structures, Vol 292,116546. 1 Oct,2023
- [6] C.Prosper Dabgo Amoussou,H. Lei, W. Alhaddad, Y.Halabi. "Simplified modeling and analysis method for skyscrapers with outrigger system" Structures dynamics and earthquake Engineering. Enero 2024.
- [7] G.Terenzi. "Dynamics of SDOF Systems with Nonlinear Viscous Damping". Journal of Engineering Mechanics. Vol 125, Issue 8. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1999\)125:8\(956\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1999)125:8(956))
- [8] L.Xing, Y.Zhou, P.Zhang. "Optimal tuned outrigger-ATMD systems considering seismic and wind loads". Soil Dynamic and Earthquake Engineering. Vol 172, Sept 2023,108023.
- [9] L.Xing, Y.Zhou, M.Aguaguiña. "Optimal outrigger locations of double-pure-outrigger systems and combined energy-dissipating outrigger system under seismic loads". Soil Dynamics and Earthquakes Engineering. Vol 153. Feb 2022
- [10] Y.Zhou,L.Xing. "Seismic performance evaluation of a viscous damper-outrigger system based on response spectrum analysis". Soil Dynamics and Earthquakes Engineering, March 2021
- [11] H.Jiang, S.Li, Y.Zhu. "Seismic performance of high-rise buildings with energy-dissipation outriggers". Journal of Constructional Steel Research. Vol 134, pages 80-91. Jul 2017
- [12] Z.Zhao, X.Hu, R.Zhang, Q.Chen."Analytical optimization of the tuned viscous damper under impulsive excitations". International Journal of Mechanical Sciences, Vol 228. 15 Aug 2022

Cómo citar: S. Giraldo Martínez y N. A. Ortiz Cano, «Estudio comparativo de sistemas de control de vibraciones en rascacielos», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 314-320. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Sistema de monitoreo local para aerogeneradores utilizando Machine Learning

Autores: Alexey Velásquez Betancurt ⁽¹⁾, Sven Rodríguez Vera ⁽²⁾, Carlos Blandón Uribe ⁽³⁾, Julián Sierra Pérez ⁽⁴⁾, Mauricio Ramírez ⁽⁵⁾

^{1,3} Universidad EIA. Sede Las Palmas: Calle 23 AA Sur Nro. 5-200, Envigado-Antioquia, 055428, Colombia.

^{2,4} Universidad Pontificia Bolivariana. Cqille 1 #70-01, Medellín-Antioquia, 050004, Colombia.

⁵DAQ Solutions. Vía Aeropuerto JMC – Llano grande km 2+200, Rionegro-Antioquia, 054048, Colombia.

Resumen

La aplicación de técnicas de Machine Learning (ML) en sistemas de monitoreo local de aerogeneradores se está estudiando como un enfoque prometedor para prevenir fallos estructurales. El reto principal es lograr el despliegue de sistemas de monitoreo de bajo costo que puedan ser instalados en los aerogeneradores y permitan una respuesta oportuna ante el deterioro de elementos estructurales, mitigando así, los costos de mantenimiento.

Actualmente se está ejecutando un plan piloto experimental que abarca la adquisición de datos de operación in-situ, hasta el desarrollo de hardware y software capaces de predecir el estado estructural del aerogenerador. Se ha instalado un sistema basado en acelerometría y galgas a lo largo del mástil de un prototipo de aerogenerador de 15 metros de altura para entrenar los algoritmos de aprendizaje automático. El sistema ha permitido la calibración de modelos numéricos y la identificación básica de la salud estructural basada en variaciones aleatorias en condiciones ambientales.

Palabras clave: Machine learning, salud estructural, monitoreo de aerogeneradores, vibraciones.

Abstract

The application of Machine Learning (ML) techniques in local wind turbine monitoring systems is being studied as a promising approach to prevent structural failures. The main challenge is to achieve the deployment of low-cost monitoring systems that can be installed in wind turbines allowing a timely response to the deterioration of structural elements, thus, mitigating maintenance costs.

Currently, an experimental pilot plan is being carried out that covers the acquisition of in-situ operation data, up to the development of hardware and software capable of predicting the structural state of the wind turbine. An accelerometer-based system has been installed along the mast of a 15-meter-high wind turbine prototype to train machine learning algorithms. The system has allowed for the calibration of numerical models and the basic identification of structural health based on random variations in environmental conditions.

Palabras clave: Machine learning, structural health, wind turbine monitoring, variations.

1. Introducción

La creciente demanda de energía limpia ha impulsado un cambio en las fuentes de energía a nivel mundial, destacándose la energía generada por aerogeneradores eólicos [1]. Estos dispositivos, compuestos por una turbina y una torre, enfrentan desafíos como vibraciones continuas, fuerzas del viento, variaciones de temperatura y posibles eventos sísmicos. Estos factores pueden provocar tensiones que afectan la integridad de la estructura y causar daños que son costosos de reparar, adicionalmente a la pérdida asociada con la interrupción de producción de energía. Por esta razón, los propietarios de las centrales eólicas buscan cada

vez más sistemas de monitoreo y técnicas de detección de daños, asequibles y poco cuantiosos, para evaluar el estado de las torres durante su vida útil [2].

Un factor crucial en este panorama es el elevado costo de la tecnología de monitoreo. Esta situación se agrava debido a que los equipos y software esenciales deben ser importados desde ubicaciones distantes, lo que conlleva no solo a costos adicionales sino también a una dependencia logística significativa. Además, la configuración y puesta en marcha de estos sistemas requieren la intervención de personal altamente especializado, con disponibilidad las 24 horas del día, para abordar posibles inconvenientes en la implementación [3]. Este proceso, además de ser costoso, se revela como poco práctico, especialmente en países en desarrollo como Colombia, donde la tecnología de monitoreo no está completamente desarrollada, generando así una barrera adicional para la adopción eficiente de la generación eólica.

En este contexto, en los últimos 10 años, localmente se desarrollaron con éxito equipos de monitoreo de bajo costo basados en acelerometría, logrando reducciones de costo de hasta el 50% en comparación con equipos comerciales similares a nivel de prototipo. Aunque estos sistemas se utilizan para monitorear edificaciones y entornos geotécnicos, aún no se están aplicando específicamente a torres de aerogeneradores, que presentan características estructurales y condiciones especiales. La aplicación de estos sistemas a torres de aerogeneradores requiere un enfoque adaptado a las complejidades únicas de estas estructuras, incluyendo sus propiedades dinámicas y las condiciones particulares de su operación.

Con los avances del aprovechamiento de la energía eólica, y en concordancia con el ODS11; donde se promueve lograr que las ciudades y los asentamientos humanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles, con el cual muchos países, incluyendo Colombia, se alinean para conseguirlo. Los aerogeneradores cumplirán un papel preponderante en la generación de energía eólica para reducir el consumo de recursos no renovables contaminantes. En este orden de ideas, se requiere optimizar los aerogeneradores con sistemas de monitoreo que garanticen la operación en diferentes condiciones ambientales y operacionales mediante un sistema de análisis de vibraciones aleatorias basado en algoritmos de machine learning.

2. Banco Experimental

La metodología para el desarrollo del proyecto se fundamenta en un banco experimental para el monitoreo de la salud estructural de aerogeneradores. En la zona del Oriente Antioqueño, se encuentra un prototipo de aerogenerador (véase Fig. 1) instalado para este proyecto. Se diseñó y realizó un sistema de monitoreo con pruebas no invasivas para establecer la salud estructural. A partir de ello, entrenar algoritmos de machine learning que pueda detectar las afectaciones de la infraestructura en estudio. A continuación, se hace una descripción del banco de pruebas.



Fig. 1 – Banco experimental del aerogenerador

El banco experimental está conformado por una estructura en fibra de vidrio que sostiene una turbina generadora de energía eólica. La turbina tiene una capacidad instalada de aproximadamente 350 kW. El mástil del aerogenerador posee una longitud aproximada 14 m de altura y un peso de 201kg. Es construido en poliéster reforzado con fibra de vidrio. Con un diámetro de externo, en su cima, de 16cm y diámetro externo, en su base, de 41cm. El aerogenerador es estabilizado por ocho cables tensores sujetados a macizos de concreto. A los 6.8m, medidos desde la base, se encuentra un primer anillo con 4 cables sujetando este primer segmento. Posteriormente se encuentra un segundo anillo a 10.8m, medidos desde la base, con otros 4 cables que le dan mayor estabilidad a la estructura (véase Fig. 2).

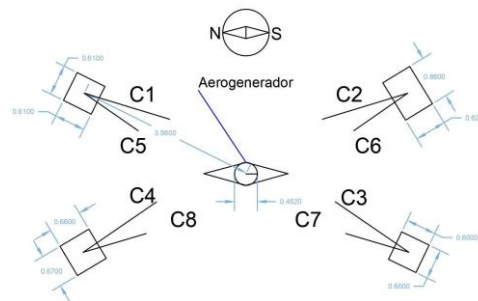


Fig. 2 – Vista en planta, configuración del cableado estabilizador (Dimensiones en metros)

2.1. Modelación del comportamiento dinámico

Inicialmente se realizó la modelación numérica de la estructura en el software de elementos finitos ANSYS para evaluar varias propiedades dinámicas de la estructura (véase Fig. 3). A partir de esta información se definieron ubicaciones potenciales de los acelerómetros en el aerogenerador.

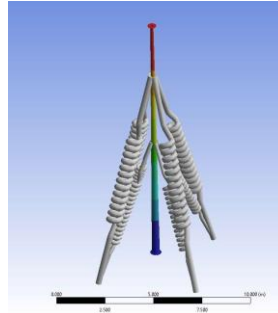


Fig. 3 – Modelación computacional en ANSYS. prototipo de aerogenerador (Dimensiones en metros)

Los sensores de acelerometría permiten medir la dinámica de la estructura, emitiendo valores característicos de las vibraciones aleatorias del aerogenerador. Los valores resultantes se capturan mediante un sistema de adquisición de datos denominado “mDaq” (véase Fig. 4). A partir de ello, se realiza un procesamiento de señales con apoyo del lenguaje computacional Python, para luego realizar el entrenamiento del algoritmo de aprendizaje automático con los diferentes datos capturados.



Fig. 4 – Sistema de adquisición de datos mDaq

2.2. Instalación y calibración de instrumentos.

La estructura se instrumentó con acelerómetros basados en micro-sistemas electro-mecánicos, mejor conocido como MEMS, los cuales capturan las características dinámicas esenciales del elemento de análisis, expresados en voltios. Al mismo tiempo se ubicaron galgas extensiométricas en posiciones estratégicas, expresadas en deformaciones unitarias (micras/micras), para la calibración de los modelos de elementos finitos en la búsqueda de la validación de resultados experimentales (véase Fig. 5).

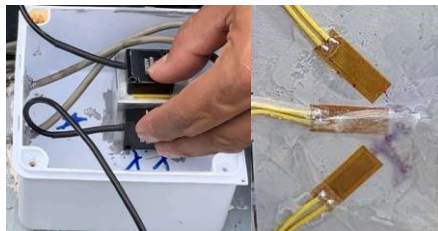


Fig. 5 – Acelerómetros y galgas utilizadas en la instrumentación del proyecto

Para la captura de la información de los sensores se instaló un sistema de monitoreo desarrollado por la Universidad EIA en colaboración con la empresa DAQ Solutions. El sistema fue diseñado inicialmente para utilizar acelerómetros de balance de fuerza de alto rango dinámico, luego fue ajustado para emplear sensores MEMS más económicos, debido al elevado costo de los anteriores. A pesar de que este último tiene un rango dinámico menor, se anticipa que estos sensores pueden capturar de manera efectiva las vibraciones del

aerogenerador debido a sus propiedades electro-mecánicas. También se lleva a cabo una reconfiguración para la adquisición y transmisión de datos, considerando la necesidad de limitar la cantidad de información para el análisis.

Se realizaron varias pruebas piloto de instalación y funcionamiento del sistema en campo. Se instalaron 6 sensores de aceleración MEMS y 11 galgas extensiométricas a lo largo del mástil del aerogenerador (véase Fig. 6).

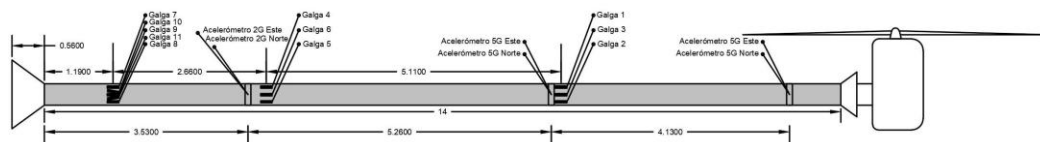


Fig. 6 – Ubicación de la instrumentación utilizada en el proyecto (Dimensiones en metros)

2.3. Obtención y análisis de datos.

Una vez se instalaron los sensores, se procedió a izar el aerogenerador y a realizar un monitoreo del estado inicial de operación. A partir de los datos obtenidos como condición prístina, se procede a simular daños mediante cambios artificiales en la rigidez para modificar la respuesta dinámica de la estructura. Estos efectos son generados por ajuste en la tensión de los cables sujetadores simulando unas condiciones de deterioro en el aerogenerador. Una vez se obtienen datos para la condición operacional sana y condiciones de deterioro, se desarrolla la metodología de detección de salud estructural basada en técnicas de Machine Learning, validadas en el contexto de un proyecto de monitoreo de salud estructural de aerogeneradores flotantes [4].

3. Análisis de resultados

En los datos obtenidos en la prueba inicial, se logró observar una variación de los picos espectrales causados por los deterioros simulados en comparación con las condiciones operacionales normales. Apreciándose un desplazamiento promedio de aproximadamente 2 Hz en el dominio de la frecuencia. Dicha variación en los picos espectrales, hacen referencia al cambio de los modos de vibrar del aerogenerador, causados por el deterioro inducido. Con ello se logra evidenciar la capacidad de detección de diferencias en variaciones de la estructura (véase Fig. 7).

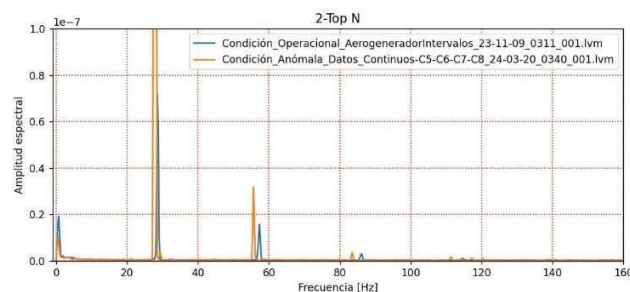


Fig. 7 – Comparación entre el estado operacional normal y deterioro

A partir de los datos obtenidos, se entrenó el algoritmo de aprendizaje automático para identificar las condiciones de salud estructural del aerogenerador. Se pudo observar que el algoritmo identifica automáticamente variaciones entre las señales (véase Fig. 8).

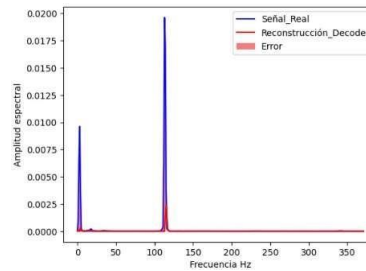


Fig. 8 – Comparación, señal real vs predicción utilizando Machine Learning

En concreto, se observa una predicción de los casos sanos y anómalos derivados del entrenamiento de los algoritmos de aprendizaje automático utilizados en este estudio. Por consiguiente, se prevé llevar a cabo una comparación entre las variaciones de diversos algoritmos de machine learning con el fin de obtener un análisis comparativo para la optimización del modelo.

4. Conclusiones

Este proyecto de monitoreo de aerogeneradores representa un paso adelante en la aplicación de tecnologías innovadoras, como el Machine Learning (ML), para identificar fallos estructurales en las infraestructuras de generación de energía limpia. El sistema de monitoreo puede detectar de manera oportuna el deterioro estructural, reduciendo así los costos de mantenimiento.

El sistema basado en acelerometría y ML no solo permite la calibración de modelos numéricos, sino que también facilita la identificación inicial de variaciones estructurales a partir de vibraciones ambientales y forzadas. Además, la metodología empleada, que incluye análisis de sensibilidad y la aplicación de principios dinámicos, demuestra un enfoque integral para abordar las complejidades únicas de las torres de aerogeneradores. Además, el algoritmo de aprendizaje automático procesa la señal que se quiere estudiar, reconstruye la señal ingresada, el área medida entre las dos curvas se llama error, dicho error es un indicativo de la eficacia del reconocimiento de patrones del código. Con él, el algoritmo es capaz de predecir si la señal ingresada pertenece a condiciones operacionales normales o de deterioro.

Los resultados preliminares obtenidos hasta ahora muestran un potencial significativo para la detección temprana de anomalías y deterioros estructurales. A través de la comparación de las aceleraciones operacionales y anómalas en el dominio de la frecuencia, se identificaron desplazamientos en los "picos espectrales", lo que indica la presencia de condiciones anómalas.

La metodología de detección de salud estructural basada en ML promete mejorar aún más la capacidad predictiva del sistema, lo que podría tener importantes implicaciones para la eficiencia y la seguridad de los aerogeneradores en el futuro. Por tanto, se recomienda que estas pruebas piloto se puedan seguir aplicando en futuros trabajos de investigación

5. Referencias

- [1] X. Tian, C. An, y Z. Chen, «The role of clean energy in achieving decarbonization of electricity generation, transportation, and heating sectors by 2050: A meta-analysis review», *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 182, p. 113404, ago. 2023, doi: 10.1016/j.rser.2023.113404.
- [2] K. Kong, K. Dyer, C. Payne, I. Hamerton, y P. M. Weaver, «Progress and Trends in Damage Detection Methods, Maintenance, and Data-driven Monitoring of Wind Turbine Blades – A Review», *Renewable Energy Focus*, vol.

- 44, pp. 390-412, mar. 2023, doi: 10.1016/j.ref.2022.08.005.
- [3] J. Terrapon-Pfaff, C. Dienst, J. König, y W. Ortiz, «A cross-sectional review: Impacts and sustainability of smallscale renewable energy projects in developing countries», *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 40, pp. 1-10, dic. 2014, doi: 10.1016/j.rser.2014.07.161.
- [4] Z. Wang, D. Qiao, G. Tang, L. Lu, y J. Ou, «Monitoring system framework design for floating wind turbine using the deep learning technology and tower response identification considering sensor optimization», *Ocean Engineering*, vol. 299, p. 117316, may 2024, doi: 10.1016/j.oceaneng.2024.117316.

Cómo citar: A. Velásquez Betancurt, S. Rodríguez Vera, C. Blandón Uribe, J. Sierra Pérez, y M. Ramírez, «Sistema de monitoreo local para aerogeneradores utilizando Machine Learning», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 321-327. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Avances: Prototipo de puente viga cajón segmental para el monitoreo de la salud estructural

Autores: Silvia Camila Vega Villamizar ⁽¹⁾, Álvaro Viviescas-Jaimes ⁽¹⁾, José Miguel Benjumea Royero ⁽¹⁾, Óscar Javier Begambre Carrillo ⁽¹⁾, Carlos Alberto Riveros Jerez ⁽¹⁾

¹ Universidad Industrial de Santander. Carrera 27 calle 9, Bucaramanga, 680002, Colombia.

Resumen

La compleja topografía del territorio colombiano y las diversas patologías que afectan a los puentes de concreto contruados mediante voladizos sucesivos— tipología predominante en el país—exigen un sistema piloto para el monitoreo continuo y en tiempo real de su salud estructural. Con base en la caracterización de los parámetros propios de esta tipología, se desarrolló y diseñó un prototipo experimental a escala reducida en el laboratorio de estructuras de la Universidad Industrial de Santander (UIS).

Para representar fielmente las condiciones de construcción regional, se eligió un puente representativo, reproduciendo escalas que mantienen las relaciones geométricas con el fin de evaluar tanto su complejidad constructiva como los requisitos del laboratorio. Posteriormente, se diseñó el prototipo experimental tomando como base un modelo a escala 1:2.5 del puente El Ramo, ubicado en la vía La Renta – San Vicente de Chucurí (Santander, Colombia). Este diseño busca reflejar la construcción evolutiva y compensada que caracteriza a esta tipología; además, ante la limitación de espacio, se optó por emplear el muro de reacción del laboratorio como pila del puente. Finalmente, para establecer una línea base de comportamiento a largo plazo, asimismo, se definió el protocolo de comunicación y la topología de la red de sensores necesaria para su monitoreo.

Palabras clave: Monitoreo estructural, Puentes de concreto, Prototipo experimental, Salud estructural.

Abstract

The complex topography of Colombian territory and the various pathologies affecting concrete bridges built using the balanced cantilever method—a predominant typology in the country—demand the implementation of a pilot system for real-time and continuous structural health monitoring. Based on the characterization of the specific parameters of this typology, an experimental prototype at a reduced scale was developed and designed in the Structures Laboratory at the Universidad Industrial de Santander (UIS).

To accurately represent regional construction conditions, a representative bridge was selected, scaling its dimensions to maintain geometric relationships while assessing both its construction complexity and laboratory requirements. The experimental prototype was subsequently designed as a 1:2.5 scale model of the El Ramo Bridge, located on the La Renta–San Vicente de Chucuri road (Santander, Colombia). This design aims to replicate the evolutionary and balanced construction method characteristic of this typology. Furthermore, due to space constraints, the laboratory's reaction wall was used as the bridge's pier. Finally, to establish a long-term behavioral baseline, a communication protocol and sensor network topology were defined for its monitoring system.

Keywords: Structural monitoring, Concrete bridges, Experimental prototype, Structural health.

1. Introducción

La complejidad topográfica del territorio colombiano y las diversas patologías que afectan a los puentes de grandes luces en concreto a lo largo de su vida útil exigen la implementación de sistemas de monitoreo estructural capaces de identificar problemas en tiempo real. En los últimos años, la

construcción de puentes en Colombia ha aumentado notablemente, impulsada por inversiones del Gobierno Nacional en infraestructura vial a través de programas de vías de cuarta y quinta generación. Estos puentes, de grandes luces y ubicados en zonas sísmicas, cuentan con soportes intermedios de gran altura, lo que hace necesario un monitoreo continuo de su integridad estructural, así como un análisis detallado de su comportamiento a lo largo de su ciclo de vida, con el fin de desarrollar planes de mantenimiento estratégicos.[2].

La caracterización de las propiedades dinámicas de los puentes construidos mediante la técnica de voladizos sucesivos, junto con el análisis de los resultados derivados del monitoreo estructural, no solo permite comprender el comportamiento inicial de estas estructuras, sino también anticipar posibles riesgos y evaluar su rendimiento a lo largo del tiempo.[1]. Este enfoque es esencial para la implementación de estrategias de mantenimiento proactivas, permitiendo la mejora de la vida útil y garantizando la seguridad de las vías fundamentales en el contexto colombiano.

Por tanto, esta investigación formula la construcción de un prototipo de puente viga cajón segmental, a escala reducida en el laboratorio de estructuras de la Universidad Industrial de Santander, el cual se empleará para determinar condiciones de deformaciones a largo plazo debidas a los procesos de deformación en el tiempo en el concreto presforzado. El análisis y diseño corresponde con un prototipo a escala 1:2.5 del Puente el Ramo localizado en la vía San Vicente Chucurí, donde se construirá un tramo de 3 dovelas por la metodología de voladizos sucesivos.

Se presenta el estado del avance y cumplimiento de las actividades a cargo de las Universidad Industrial de Santander (UIS) en el proyecto de investigación titulado "Monitoreo del Comportamiento a Largo Plazo de la Respuesta Estructural de Puentes de Viga Cajón Segmentales" en el marco de la Convocatoria 890 de Minciencias. Este proyecto se desarrolla a partir del convenio especial de cooperación firmado entre la Universidad Industrial de Santander (UIS), las Unidades Tecnológicas de Santander (UTS) y la Universidad Francisco de Paula Santander (UFPS). El propósito de la investigación consta en evaluar la respuesta estructural de puentes de viga cajón segmentales a lo largo del tiempo utilizando tecnologías avanzadas de monitoreo basadas en redes inalámbricas de sensores.

2. Localización y descripción estructural

El Puente el Ramo se localiza en la vía San Vicente Chucurí, en el departamento de Santander, dicha estructura se conforma de un tablero de 10.55m de ancho dispuesto en sección cajón de concreto presforzado de 35 MPa, vanos laterales de 45m y un vano central de 90m. La subestructura consiste en pilas de concreto de 28MPa con longitudes de 46m y 40m apoyadas sobre pilotes de 15m en los ejes 2 y 3 respectivamente.

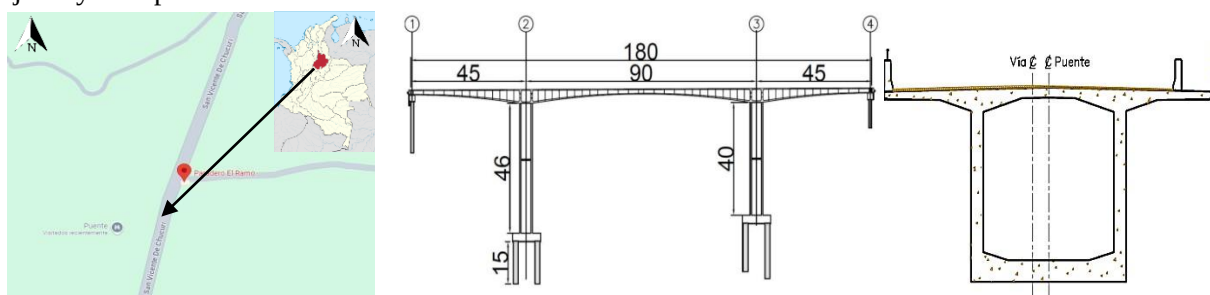


Fig. 1- (a) Localización del prototipo. (b) Elevación Puente El Ramo, Vía San Vicente Chucurí-Santander. (c) Sección típica

Fuente: Tomado de (Hernandez-Sierra et al., 2021), INVIAS, Elaboración Propia Google Maps.

3. Metodología

3.1. Revisión de Literatura

Para la identificación de las variables que influyen sobre la línea base del monitoreo estructural, se elaboró un análisis bibliométrico estableciendo tres combinaciones de ecuaciones de búsqueda con

conectores booleanos para la descarga de metadatos procedentes de las bases de datos Scopus®, Web of science® y Science Direct®. El análisis de la información se elaboró en herramientas de visualización de redes bibliométricas Vosviewer® y Biblioshiny® en la interfaz de RStudio®

Tabla 1 – Ecuaciones de búsqueda. **Fuente:** [1]

Combinaciones	Palabras clave	Ecuación de búsqueda
Combinación 1	Box girder bridges, segmental bridges, cantilever bridges, structural monitoring, structural health monitoring, SHM, instrumentation y sensors.	("box girder bridges" OR "segmental bridges" OR "cantilever bridges") AND ("structural monitoring" OR "structural health monitoring" OR "SHM") AND ("instrumentation" OR "sensors")
Combinación 2	Box girder bridges, concrete bridges, instrumentation, sensors, signal treatment y signal processing.	("box girder bridges" OR "concrete bridges") AND ("instrumentation" OR "sensors") AND ("signal treatment" OR "signal processing")
Combinación 3	Box girder bridges, concrete bridges, delayed effects y long term effects.	("box girder bridges" OR "concrete bridges") AND ("delayed effects" OR "long term effects")

3.2. Selección de la Geometría representativa

Se elaboró diferentes modelos numéricos de elementos finitos, para la selección de la geometría representativa del prototipo de puente viga cajón segmental, estableciendo las escalas 1:2, 1:2.5, 1:3, 1:3.5, 1:4. La geometría representativa 1:2.5 estuvo condicionada al dimensionamiento de la sección transversal y longitudes de dovelas en función del espacio disponible en laboratorio y su practicidad para construcción.

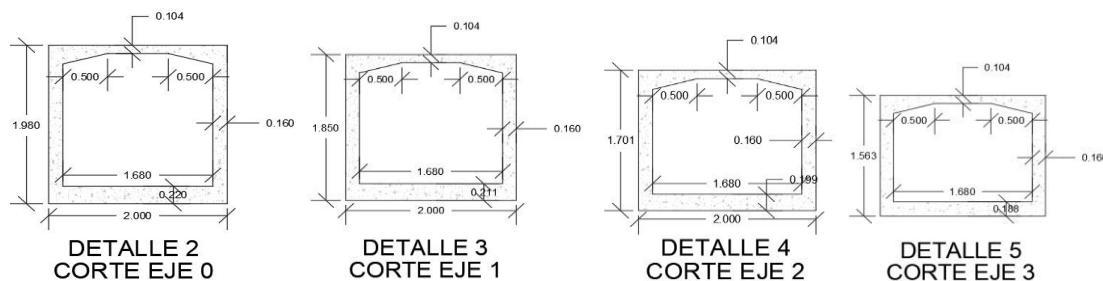


Fig. 2- Detalles geométricos de sección a escala 1:2.5. **Fuente:** Equipo de trabajo UIS.

3.3. Análisis de la estructura

El modelado de la estructura se elaboró en el software comercial de análisis estructural SAP2000® versión v25.0.0 a partir de la geometría a escala provista en los planos de construcción suministrados por el Instituto Nacional de Vías (INVIAS).

3.3.1. Modos de vibración

Se modeló el muro de reacción junto con su cimentación como elementos tipo Shell considerando la interacción del suelo con la estructura a través de resortes los cuales se caracterizan con el módulo de reacción del suelo, dispuesto en el estudio de suelos provisto por la Universidad Industrial de Santander. Adicionalmente, tanto el prototipo como la estructura de soporte se modelaron como elementos tipo frame, los cuales se conectan al muro de reacción para la transmisión de cargas.

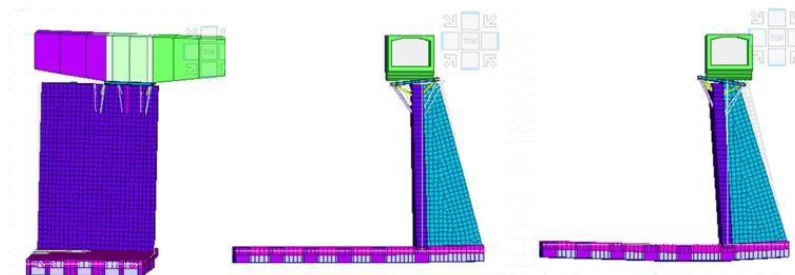


Fig. 3- Modos de vibración: (a) Transversal, (b) Longitudinal, (c) Vertical. **Fuente:** Equipo de trabajo UIS.

Para dar cumplimiento con el 90% de la participación de masa en el análisis, se consideraron 60 modos de vibración donde se destacaron los modos transversal, longitudinal y vertical.

3.3.2. Operación de la zona de estudio

Con el objeto de salvaguardar la integridad de la estructura en condiciones de operación y dado que la carga aplicada por el actuador dispuesto en el laboratorio es dinámica, se realizó un análisis Time History siguiendo un patrón sinusoidal hasta una carga máxima de 500 kN con un factor de incremento de 5.4 kN/seg y una duración de 100 seg con incrementos de 0.01 seg por paso empleando análisis lineal de integración directa basado en los dos primeros modos de la estructura y amortiguamiento de 5%.



Fig. 4-Posibles posiciones de ubicación de actuador y Análisis de acciones. **Fuente:** Equipo de trabajo UIS.

3.3.3. Modos de pandeo

Para identificar la influencia de la instalación del prototipo sobre el muro de reacción, se elaboró un análisis no lineal geométrico con una acción unitaria para la determinación de los modos de pandeo del muro de reacción, puesto que las acciones del prototipo son transmitidas fuera del eje del muro de reacción.

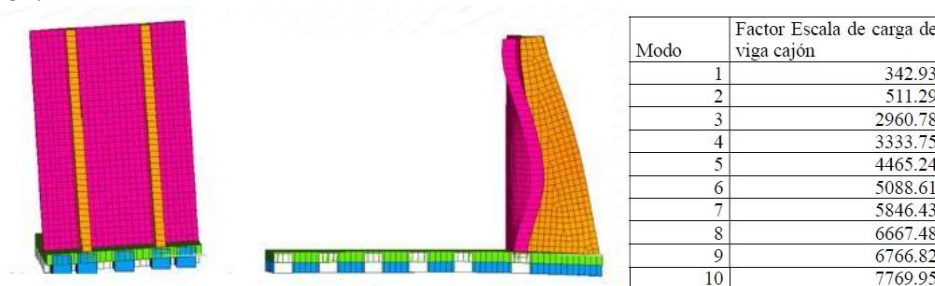


Fig. 5-Modos de pandeo. **Fuente:** Equipo de trabajo UIS.

3.4. Línea base del monitoreo

Para la definición de la línea base del monitoreo se seleccionaron artículos y revisiones de literatura que se ajustaron a los lineamientos de la Tabla 1, para lo cual se tuvo un enfoque integral el cual abarque

todas las etapas del proyecto, desde la identificación dinámica previa a la construcción del prototipo hasta el monitoreo durante y después de su construcción. Este proceso garantiza la recopilación de datos representativos que permitan evaluar el comportamiento dinámico de la estructura de manera continua y precisa. Por otra parte, con el objeto de minimizar la incertidumbre inherente al análisis, se consideró la necesidad de elaborar mediciones en distintos momentos del día, complementadas con pruebas AVT (Ambient Vibration Testing), las cuales proporcionan información detallada sobre las propiedades dinámicas del sistema.

El diseño propuesto para el sistema de monitoreo incluye el uso de sensores de alta precisión, con rangos dinámicos de al menos 155 dB y frecuencias de muestreo superiores a 50 Hz, asegurando la captación de señales de calidad. Además, el tiempo de registro se extiende a más de 1,000 veces el periodo fundamental de la estructura, equivalente a un monitoreo continuo mínimo de 9 minutos, para garantizar la representatividad de los datos.

La configuración incluye al menos cuatro sensores distribuidos estratégicamente entre posiciones fijas y móviles, con trayectorias cuidadosamente alineadas en el sentido longitudinal del prototipo, lo que maximiza la captación de las respuestas dinámicas relevantes y proporciona una base sólida para el análisis estructural. Este enfoque permite construir un modelo dinámico robusto, capaz de reflejar con precisión el comportamiento real de la estructura y sus variaciones en el tiempo.

3.5. Diseño del sistema de monitoreo

3.5.1. Selección del protocolo de comunicación y topología de la red

Para la selección del protocolo de comunicación y topología de la red, se elaboró una revisión sistemática de tecnologías de bajo costo para redes inalámbricas de sensores de largo alcance. De la búsqueda en bases de datos académicas se seleccionaron y analizaron 50 documentos de referencia que abordan aspectos clave en criterios de selección de topología y protocolo de comunicación. Se realizó una evaluación integral de los protocolos identificados (Zigbee, Lora, WiFi) con miras a la selección del protocolo de comunicación más adecuado para el proyecto.

4. Resultados

Como resultado de la selección de la escala y geometría del prototipo a escala reducida, se configuró una estructura conformada por tres dovelas compensadas con sección rectangular sin considerar las aletas de la losa superior del puente, cuyas longitudes se presentan en la Fig. 6.

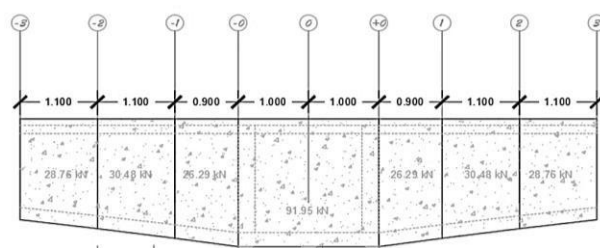


Fig. 7- Elevación longitudinal del prototipo. **Fuente:** Equipo de trabajo UIS.

Del análisis modal de la estructura se observó que el modo transversal Fig. 3(a) posee una frecuencia de 2.07 cps con un periodo de 0.48 seg, mientras que para el modo longitudinal se observó una frecuencia de 2.54 cps para un periodo de 0.30 seg y finalmente para el modo vertical se presentó una frecuencia de 9.13 cps con un periodo de 0.11 seg.

Del análisis tiempo historia lineal, se observó que las solicitaciones a momento sobre el muro no superaron los límites de resistencia. La *Tabla 2* muestra las solicitaciones por el caso de análisis

Tabla 2 Solicitaciones en kN-m bajo el análisis tiempo historia lineal. **Fuente:** Equipo de trabajo UIS.

Posición actuador	Componente	Estático		Tiempo Historia		Incr Min	Incr Sup	Posición actuador	Componente	Estático		Tiempo Historia		Incr Min	Incr Sup
		Min	Max	Min	Max					Min	Max	Min	Max		
Act 1 Sup Izq	Mxx	52.94	80.42	55.88	84.88	5.55%	5.55%	Act 4 Sup Izq	Mxx	47.81	85.01	50.46	89.73	5.54%	5.55%
	Myy	90	143.46	95.01	151.48	5.57%	5.59%		Myy	91.63	128.88	96.72	136.08	5.55%	5.59%
Act 2 Sup Cen	Mxx	18.03	74.52	19.05	78.65	5.66%	5.54%	Act 5 Sup Cen	Mxx	14.95	74.14	15.79	78.26	5.62%	5.56%
	Myy	50.46	85.33	53.24	90.13	5.51%	5.63%		Myy	50.99	70.4	53.81	74.36	5.53%	5.62%
Act 3 Sup Der	Mxx	52.63	79.96	55.56	84.42	5.57%	5.58%	Act 6 Sup Der	Mxx	48.04	85.54	50.71	90.3	5.56%	5.56%
	Myy	91.11	143.85	96.17	151.92	5.55%	5.61%		Myy	91.87	129.14	96.97	136.38	5.55%	5.61%

Para la implementación de la red inalámbrica, se seleccionó la topología estrella puesto que sus características se ajustan a las necesidades específicas de comunicación y gestión de dispositivos, además de ser compatible con el protocolo ZigBee el cual se describe como un método de comunicación ideal, dada su eficiencia energética y compatibilidad con dispositivos estándares de la industria lo que facilita integración con sistemas existentes e interoperabilidad con otros dispositivos ZigBee del mercado.

5. Conclusiones

La revisión de la literatura permitió identificar técnicas y herramientas empleadas en el monitoreo estructural de puentes viga cajón de concreto, tanto a corto como a largo plazo. La implementación de sistemas de monitoreo continuo ha demostrado ser una estrategia clave para la detección temprana de deterioros o daños estructurales, especialmente aquellos causados por las cargas de servicio y las fluctuaciones en las condiciones ambientales. Estos sistemas no solo contribuyen en la evaluación de la integridad estructural, sino que también contribuyen significativamente a la prevención de fallas y a la prolongación de la vida útil de estas infraestructuras críticas, garantizando un funcionamiento seguro y eficiente frente a las exigencias operativas y climáticas.

Los modos principales de la estructura modelada son consistentes por los reportes de literatura en términos de frecuencias y periodos de vibración. Además, del análisis tiempo historia lineal con patrón de carga sinusoidal para representar las acciones del actuador dispuesto en el laboratorio, se observó que las solicitaciones a las que se ve sometida la estructura no generan efectos adversos sobre su integridad.

Del análisis no lineal geométrico para identificación de los modos de pandeo, se observó que la construcción del prototipo a escala reducida no representa una adición de carga axial que genere pandeo sobre el muro de reacción, por lo cual su integridad se preserva.

Se seleccionó la topología estrella como una alternativa con bajo costo de mantenimiento e implementación, la cual puede expandirse sin reconfigurar la red de sensores, sin embargo, se cuenta con el riesgo de un fallo total de la red cuando el nodo central experimenta problemas, por lo cual se decide indagar en inversiones de un nodo central robusto y fiable para garantizar la estabilidad de la red. Para complementar la topología estrella, se seleccionó el protocolo de comunicación ZigBee por sus ventajas en términos de eficiencia energética y adecuación para redes de sensores.

6. Agradecimientos

Los autores de esta investigación destacan su agradecimiento al Ministerio de Ciencias, Tecnología e Innovación por el apoyo económico a través de la *Convocatoria para el fortalecimiento de CTeI en Instituciones de Educación de Educación Superior (IES) Públicas 2020 con el contrato CT 0647 de 2022*, al Instituto Nacional de Vías (INVIAS) por la provisión de los planos de construcción de la estructura; a la Universidad Industrial de Santander y a la escuela de Ingeniería Civil por las gestiones administrativas y académicas que han contribuido en el desarrollo de este avance de investigación.

Del mismo modo, se agradece al equipo de trabajo UIS, conformado por docentes, estudiantes de maestría, estudiantes de pregrado en modalidad de pasantía de investigación, profesionales en calidad de asesores externos y al equipo de trabajo UTS conformado por docentes y estudiantes de pregrado, quienes han contribuido en el desarrollo del avance del presente proyecto de investigación.

7. Referencias

- [1] J. L. Guerrero Castellanos, «Revisión bibliográfica del monitoreo de comportamiento estructural a largo plazo de puentes viga cajón en concreto», may 2024, Accedido: 27 de junio de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/42394>
- Khernane, S., Bouam, S., & Arar, C. (2024). Renewable energy harvesting for Wireless sensor networks in precision agriculture. *International Journal of Networked and Distributed Computing*, 12(1), 8–16. <https://doi.org/10.1007/s44227-023-00017-6>
- [2] M. A. Suarez Rodriguez, «Análisis del comportamiento estructural de un puente viga cajón sometido a acciones sísmicas durante su construcción por voladizos sucesivos», 2016, Accedido: 27 de junio de 2024. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/35656>
- [3] Chang, M., & Pakzad, S. N. (2014). Optimal sensor placement for modal identification of bridge systems considering number of sensing nodes. *Journal of Bridge Engineering*, 19(6), 1–10. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000594](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000594)
- [4] Omenzetter, P., Beskhyroun, S., Shabbir, F., Chen, G., Chen, X., Wang, S., & Zha, A. (2013). Forced and ambient vibration Testing of Full Scale Bridges. <https://doi.org/10.13140/2.1.1168.5448>
- [5] Riveros, C., García, E., & Rivero Jerez, J. (2013). A comparative study of sensor placement techniques for structural damage detection. *Revista EIA*, 20, 23–37. <https://doi.org/10.14508/reia.2013.10.20.23-37>
- [6] Schumacher, T., Hameed, A. W., Higgins, C., & Erickson, B. (2021). Characterization of hydrodynamic properties from free vibration tests of a large-scale bridge model. *Journal of Fluids and Structures*, 106, 103368. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2021.103368>
- [7] Viviescas Jaimes, A., Carrillo León, W. J., & Vargas Carvajal, L. A. (2018). Structural health monitoring baseline of Gómez Ortiz bridge using ambient vibration tests. *Inge Cuc*, 14(1), 52–65. <https://doi.org/10.17981/ingecuc.14.1.2018.05>
- [8] Viviescas Jaimes, Á., Vargas Carvajal, L. A., & Riveros Jerez, C. A. (2019). Identificación modal de un puente viga cajón usando mediciones óptimamente seleccionadas de ensayos de excitación ambiental. *Revista UIS Ingenierías*, 18(2), 31–40. <https://doi.org/10.18273/revuin.v18n2-2019003>

Cómo citar: S. C. Vega Villamizar, Á. Viviescas-Jaimes, J. M. Benjumea Royero, Ó. J. B. C. Begambre Carrillo, y C. A. Riveros Jerez, «Avances: Prototipo de puente viga cajón segmental para el monitoreo de la salud estructural», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 328-334. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

ÁREA TEMÁTICA: Mantenimiento, Refuerzo y Rehabilitación Estructural

Metodologías de rehabilitación estructural de edificaciones patrimoniales – revisión de estado del arte

Autores: Laura Victoria Lasso Vique⁽¹⁾, Paula Canizales Daza⁽¹⁾, Deyson Contreras Ortiz⁽¹⁾, Luis Reina Montenegro⁽¹⁾, Luis Arteta Obando⁽¹⁾, Ingrid Elizabeth Madera Sierra⁽¹⁾

¹ Universidad del Valle, Escuela de Arquitectura, Departamento de Tecnología de la Construcción. Calle 13 # 100-00, Santiago de Cali, 760042, Colombia.

Resumen

Las estructuras patrimoniales en el mundo, debido a su antigüedad y a que no fueron diseñadas con base a las normativas vigentes, sufren daños y desgaste en sus elementos estructurales a lo largo del tiempo, ya sea debido a la actividad sísmica, a las cargas de servicio o a la falta de mantenimiento. Con el propósito de preservar el patrimonio histórico de la humanidad, es primordial que se desarrollen diferentes metodologías de rehabilitación que salvaguarden la vida y la seguridad de los ocupantes, pero minimizando el impacto en la concepción arquitectónica de estas edificaciones. Por lo anterior, toma relevancia la revisión exhaustiva y crítica de la literatura enfocada en las técnicas de rehabilitación y reforzamiento estructural aplicadas en edificaciones patrimoniales a nivel internacional. Para esto, se analizaron diferentes casos de estudio teniendo en cuenta variables como: tipologías arquitectónicas, clasificación por uso y los sistemas estructurales de las edificaciones. Como resultado principal se espera dar lineamientos para la escogencia de la metodología más adecuada de intervención del edificio que se requiera rehabilitar, teniendo en cuenta las variables estudiadas.

Palabras clave: patrimonio histórico, vulnerabilidad sísmica, mitigación sísmica, rehabilitación estructural.

Abstract

Historical structures worldwide, due to their age and lack of compliance with current regulations, suffer damage and wear on their structural elements over time, whether due to seismic activity, service loads or lack of maintenance. In order to preserve humanity's historical heritage, it is important to develop different rehabilitation methodologies that safeguard the lives and safety of people while minimizing the impact on the architectural conception of these buildings. Therefore, the exhaustive and critical review of literature focused on rehabilitation and structural strengthening techniques applied in heritage buildings at an international level becomes relevant. Based on that, different study cases were analyzed considering variables such as architectural typologies, classification by use, and the structural systems of the buildings. The main result is expected to provide guidelines for selecting the most suitable intervention methodology for the building requiring rehabilitation, taking into account the variables studied.

Keywords: historical heritage, seismic vulnerability, seismic mitigation, structural rehabilitation.

1. Introducción

Los sismos constituyen una de las principales amenazas naturales a nivel mundial, como lo revela un estudio sobre 59 desastres naturales ocurridos en el mundo entre 1960 y agosto de 1983, el cual indica que el 62.6% del total de víctimas se debió a eventos telúricos [1]. Se cataloga una zona de amenaza sísmica alta a aquella en donde se esperan sismos con aceleraciones entre 0,25g y 0,5g [2], equivalentes a magnitudes mayores a 6,5 grados en la

Escala de Richter [3]. Adicional a la amenaza mencionada, el riesgo sísmico de una zona se ve afectado por el nivel de vulnerabilidad de su infraestructura, según condiciones como la calidad de los materiales y de la construcción, y las características del diseño estructural y arquitectónico [4][5]. En estas zonas y en las de amenaza intermedia, se debe considerar la existencia de edificaciones que fueron diseñadas y construidas antes de los códigos sismorresistentes. La falta de conocimiento sobre el comportamiento de estas estructuras frente a un sismo, incluso de baja intensidad, aumenta la vulnerabilidad de dichas zonas [6]. Un caso específico son las de patrimonio histórico, definidas como aquellas que tienen un interés especial para el estudio de las civilizaciones y culturas pasadas [7], entre las que se destacan teatros, viviendas, monasterios e iglesias. Por lo anterior, gran parte de ellas requieren estudios de vulnerabilidad y la implementación de algún tipo de rehabilitación convencional o no convencional para disminuir el riesgo de colapso y/o reparaciones económicas desmesuradas posteriores a un evento sísmico [8]. Es necesario tener en cuenta que, debido al carácter patrimonial, la arquitectura original de estas estructuras debe mantenerse sin modificaciones en la fachada, en el interior o en los elementos decorativos, por lo cual la intervención debe ser mínima y respetuosa [9][10].

Partiendo de lo anterior, en este artículo se hace una recopilación y análisis de diferentes investigaciones realizadas sobre trabajos de reforzamiento estructural hechos en edificaciones patrimoniales, clasificándolas según la tipología arquitectónica, el uso y el sistema portante del edificio analizado.

2. Tipologías arquitectónicas

Todas las ciudades poseen un valioso legado arquitectónico que refleja su identidad, presentando una amplia gama de estilos. La comprensión y distinción de estos estilos contribuyen a una apreciación más completa del mismo. A continuación, se detallan algunos de estos:

- 2.1. Estilo arquitectónico romano clásico:** (VIII a.C.-V d.C) se distinguió por los arcos y una relación entre solidez y estética de la fachada. Entre estos destaca el Anfiteatro Flavio (Coliseo Romano) ubicado en Roma, Italia, con una planta elíptica de 190 m de longitud, 156 m de ancho y una altura de 60m [13], la cual sufrió una desintegración del cerramiento exterior a causa de terremotos. Dentro de las rehabilitaciones hechas, dos buscaron de manera distinta prevenir el colapso del muro exterior [12][14][15]. En el lado oeste, se construyó un contrafuerte que reforzó arcos y dovelas desprendidas para evitar el colapso (Figura 1, a). Por el lado este, el arquitecto buscó la reintegración, comprendiendo la tipología para así lograr el equilibrio de la estructura, manteniendo un sistema constructivo similar y recuperación de la forma original, replicando un lenguaje parecido a través de los órdenes (Figura 1, b) [12][14][15]. Lo anterior encuentra paralelismos con otra intervención en Roma, esta vez el Arco de Tito. Con una altura de 15.40 m, 13.50 m de ancho y 4.75 m de profundidad, se logró preservar la imagen del arco de triunfo, simplificando los órdenes, y colocando un contrafuerte como soporte [11][16]. Este enfoque contrasta con la intervención al Teatro de Orange en Francia, que a pesar de entender y querer recuperar la imagen tipológica, se optó por instalar una cubierta metálica (Figura 1, d) para evitar el continuo desgaste del muro del escenario con 103 m de largo y 37 m de alto [17][18][19]. De la misma forma, el Teatro Romano de Sagunto en Valencia, España, utilizó esta técnica para la cubierta, adicional a esto, se llevó a cabo una reconstrucción de las graderías, pasillos

y escenario con la materialidad original (mármol) logrando distinguir la diferencia en el color de lo antiguo con lo nuevo [20][21].

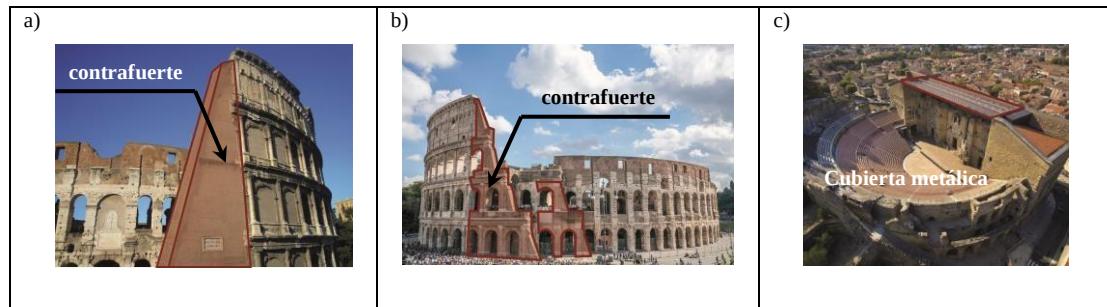


Figura 1. Estructuras Romanas Clásicas: a) Coliseo de Roma, intervención del arquitecto Stern con un contrafuerte en el extremo [22], b) intervención del extremo por el arquitecto Valadier [23], y c) vista superior del Teatro de Orange, se observa las graderías, escenario y cubierta metálica [24].

2.2. Estilo de arquitecturas Gótico: (1140-1520) en su mayoría, los edificios pertenecen a la Iglesia Católica y se caracterizan por un arco agudo que permitía que el peso de los techos y las bóvedas se distribuyeran mejor en las nervaduras diagonales. La Catedral de Notre Dame de París es un claro ejemplo de este estilo, la cual ha tenido varias intervenciones; una de ellas es en la Galería de los Reyes, en donde los daños principales en las columnas incluyeron pedestales en mal estado con asentamientos de la mampostería, variaciones de altura entre 26 cm y 42 cm, y espacio desigual entre pedestales. Las barras de hierro que unían las columnas y pedestales estaban completamente oxidadas, degradando la piedra de varias columnas. Se cortaron las barras oxidadas que unían las columnas antes de restaurar los pedestales y bases (Figura 2, a). Se reemplazaron los soportes rotos por nuevos pilares. Las bases altas, capiteles y dinteles se incrustaron con nueva roca y se unieron a la mampostería existente con mortero de cal hidráulica. Los fragmentos de piedra nueva se colocaron cuidadosamente para evitar asentamientos y se picaron regularmente antes de rematar con calado [25]. Así mismo, la Iglesia María Inmaculada en Filandia, Colombia, adaptada a este estilo, se intervino tras sufrir un terremoto de 6,2 de magnitud en la escala de Richter que ocasionó el colapso de los muros laterales que ya sufrían de deterioro por erosión, la cubierta de la nave derecha se desplomó y las columnas en madera quedaron expuestas lo que produjo hongos y pudrición. Su restauración incluyó el reemplazo de la cimentación por zapatas de concreto, la reconstrucción de los muros laterales con ladrillo y la confinación de los restantes con vigas y columnas metálicas (Figura 2, b), al igual que un nuevo cielo raso en madera [26].

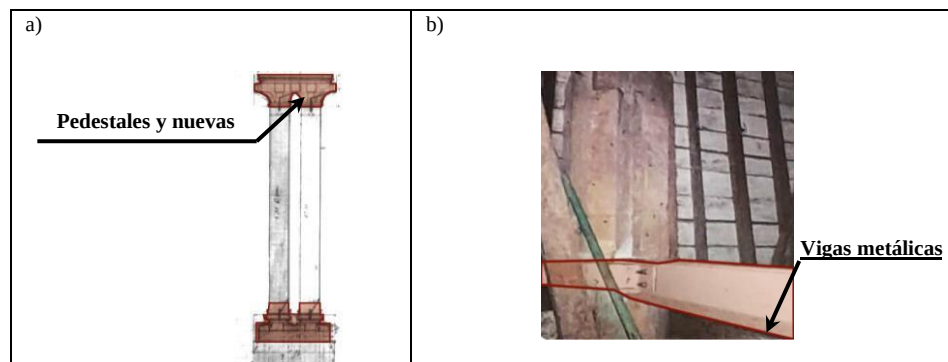


Figura 2. Reforzamientos con acero en iglesias góticas: a) nuevos soportes de pilares y reemplazo de barras [25], y b) vigas en acero para confinación de muros [26].

2.3. Estilo Arquitectónico Barroco: (XVII-XIX) resaltó la opulencia y el lujo, como en la Catedral de San Nicolás en Noto, Sicilia, la cual ha experimentado más de tres colapsos debido a terremotos. En 1996, se restauró centrándose en los componentes estructurales como los pilares, tras el desplome de la nave principal y lateral, el crucero, el arco triunfal (Figura 3, a) y la cúpula. La reconstrucción se basó en un análisis de la piedra caliza y su comportamiento bajo tensión [27]. Se emplearon compuestos FRCM (matriz cementosa reforzada con fibra), los cuales eran una combinación de fibras largas de alta calidad y una matriz inorgánica estabilizada que se utilizó como adhesivo para reemplazar las resinas epóxicas en los sistemas tradicionales de FRP (fibras reforzadas con polímeros) (Figura 3, b)[28].

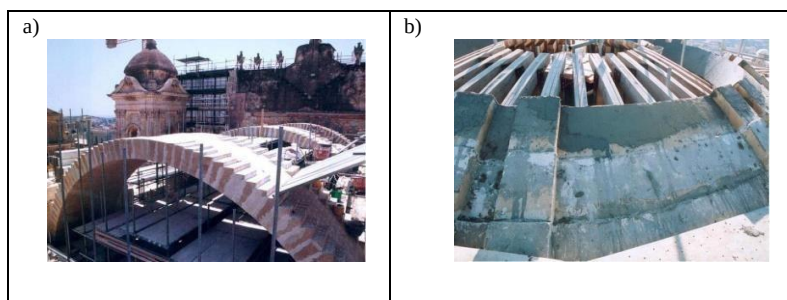


Figura 3. Reforzamiento de cubiertas de templos y catedrales. a) reconstrucción de arco con piedras calizas, arenisca, módica, y b) reconstrucción de cúpula con compuestos FRCM [29].

Teniendo en cuenta los diferentes casos estudiados, se podrían clasificar las diferentes tipologías por el reforzamiento aplicado como se muestra en la Tabla 1:

Tabla 1 – Metodologías de reforzamiento según la tipología arquitectónica de la edificación.

Tipologías	Contrafuertes	Estructura metálica	Reforzamiento de columnas	Compuestos de FRCM
Románico Clásico	x			
Gótico		x	x	
Barroco				x

Fuente: Elaboración propia

3. Uso de edificaciones patrimoniales

La clasificación de uso para las edificaciones patrimoniales es compleja, ya que busca equilibrar la protección del valor patrimonial del edificio con su utilidad para la comunidad. Esto demuestra que la importancia visual se complementa con el contexto y la relevancia cultural o social del edificio. A partir de lo mencionado anteriormente, se abordarán los usos más frecuentemente intervenidos:

3.1. Edificaciones de Culto

La restauración de la Iglesia de Santa Catalina en Talavera de la Reina, España, realizada entre 2008 y 2013, se llevó en un cabo un proyecto integral que incluyó la consolidación estructural, la restauración de la cubierta (Figura 4, a), y la intervención en las fachadas para reparar daños y recuperar detalles arquitectónicos. Además, se implementaron mejoras en la accesibilidad, convirtiéndola en un punto de referencia para la comunidad local [30]. Por otro lado, las intervenciones de rehabilitación estructural en la Iglesia de Pachavita en Boyacá, Colombia, buscaron abordar su vulnerabilidad sísmica [31]. Construida con materiales tradicionales como adobe, bahareque y madera, estas intervenciones buscaban

preservar su integridad física y su significado como lugar de culto y patrimonio histórico en la región, siguiendo los requerimientos normativos y procedimientos establecidos. Ambos casos ilustran rehabilitación con técnicas tradicionales y la continuidad del uso original de la edificación. Contrario a esto están las iglesias de Augustiner Kirche, Munich, St. George's Charlotte square, Edimburgo y Holy Trinity Southwark, Londres; en la primera, el volumen de la nave se dividió con 2 forjados en una estructura en acero creando tres pisos con misma altura (Figura 4, b) para funcionar como museo y salón de exposiciones. La segunda preservó su fachada original, pero el interior se vació [32], se instaló una estructura metálica independiente que se apoyó en sus propios cimientos (Figura 4, c), así logró dos tipos de programas, uno público y otro a la clasificación y conservación de documentos (Figura 4, b). La tercera basó su intervención en la premisa de restaurar sin modificar ningún elemento estructural [32], no obstante, las cerchas en madera fueron reemplazadas por acero y la cubierta de plomo a cobre. El presbiterio se dejó al mismo nivel de la nave, allí obtuvo un área más amplia de 18m x 18m, que creó un escenario donde cambió el uso de iglesia a sala de conciertos [32].

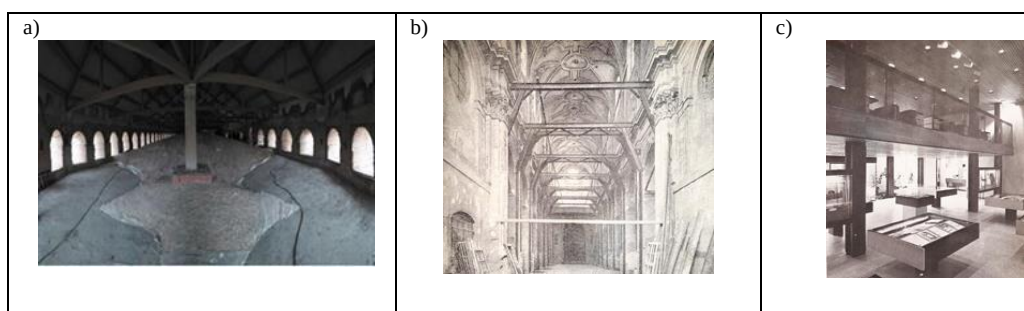


Figura 4. Intervenciones a edificaciones religiosas: a) estado de la cubierta con anterioridad a la intervención [30], b) nave con estructura en acero dividiendo las alturas, y c) nueva distribución interna de St. George's Charlotte Square [32].

3.2. Casas

Situado en Lockport, Nueva York, este edificio, resalta por presentar muros portantes de ladrillo con carpintería en las puertas y ventanas, cubierta a 4 aguas y un alero que recorre todo el perímetro. La intención era transformarlo en un pequeño teatro, para lo cual se construyó un escenario en voladizo con una estructura de madera. Además, se llevaron modificaciones que separaron la cúpula y las ventanas de guillotina renovando su acristalamiento. Actualmente, la cochera funciona como un teatro con un escenario de dimensiones 7.20m x 4.20m (Figura 5, a) [32]. En la residencia de dos niveles de Eventos Villa Salvatoriana, ubicada en Chía, Cundinamarca, sucedió lo contrario, primero su uso fue modificado, lo que ocasionó daños estructurales. Estos fueron abordados mediante el refuerzo de láminas de fibra de carbono (CFRP) (Figura 5, b), siguiendo la normativa de la NSR-10. Este proceso mejoró la capacidad de carga y resistencia sísmica de la estructura, al mismo tiempo que se logró preservar su valor histórico y cultural [33]. A diferencia de lo anterior mencionado, la casa de la cascada diseñada por el arquitecto Frank Lloyd Wright, recibió un reforzamiento preventivo. Se le realizaron intervenciones en las vigas mediante la incorporación de canales de acero (Figura 5, c), se restauró las ventanas metálicas originales y se preservó el pavimento de secoya [34].



Figura 5. Nuevos usos a partir de refuerzo de estructuras: a) estructura de la cubierta en cerchas de madera, escenario y silletería [32], b) reforzamiento de la fachada con cintas de carbono [33], y c) instalación provisional de las terrazas en la Casa de la Cascada [34].

3.3. Edificios a gran escala (almacenes, industriales, ayuntamientos)

La rehabilitación del Mercado de Sant Antoni en Barcelona, España, incluyó la restauración integral y la adición de cuatro niveles subterráneos para nuevos espacios comerciales y servicios [35]. Se realizaron trabajos de conservación, la limpieza y recuperación de elementos decorativos, así como la reparación y refuerzo de estructuras dañadas (Figura 6, a). Similarmente, la Estación de Ferrocarril, Brunswick, República Federal en Alemania, construida en 1845, preservó al máximo el carácter original en su último reacondicionamiento en 1945, reforzando muros con hormigón, se instalaron nuevos pilotes de acero y un nuevo encepado para soportar los nuevos pilares [32]. Además, se construyó un sótano impermeabilizado. La fachada sur fue reemplazada por una versión moderna con materiales como aluminio y vidrio (Figura 6, b). Siguiendo la misma línea, los ayuntamientos de Oakland, San Francisco, los Ángeles y el edificio Salt Lake City and County Building en Estados Unidos [36], fueron afectados por terremotos y aislados desde su base. Oakland, se centró en el reforzamiento estructural empezando por la cimentación, 90 columnas que llegaban a cimientos de concreto que a su vez descansan en una plataforma apoyada en 113 aisladores de caucho natural revestidos de acero (Figura 6, c), que permite el movimiento entre 45cm y 50cm. Los muros se reconstruyeron en hormigón y desde el séptimo piso se reforzaron con acero [37]. San Francisco, usó los aisladores (Figura 6, c) para contrarrestar la aceleración de la cúpula que funciona como péndulo. Igualmente, se excavó un foso de 1,5m de profundidad alrededor del edificio para permitir su desplazamiento [39]. De igual forma, el ayuntamiento de los Ángeles y el edificio Salt Lake City and County Building utilizaron esta misma técnica, aunque para este último, integraron una estructura de acero en una de las torres para prevenir el vuelco y un muro de contención perimetral que permitiera el desplazamiento lateral de 30cm (Figura 6, c). Los estudios mostraron que la implementación de una base aislada mantuvo el edificio dentro de un rango elástico con aceleración de .08 g, en contraste con .55g para una estructura no aislada, y la deflexión máxima se estimó en aproximadamente 12.7cm [38].

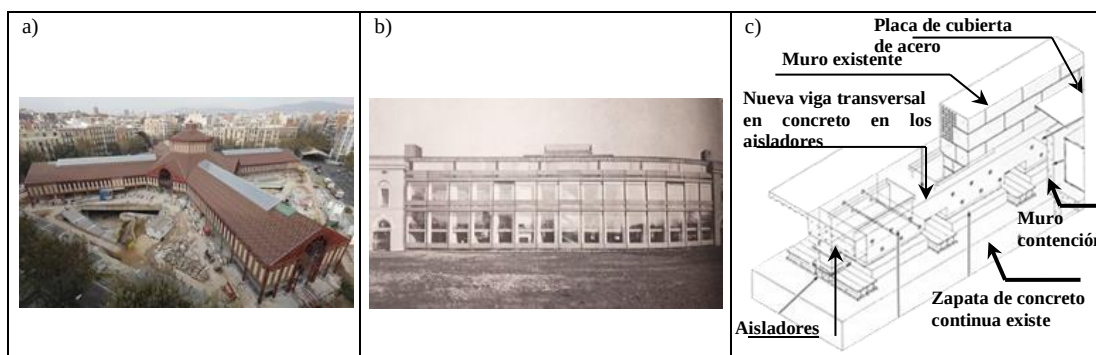


Figura 6. Rehabilitación de edificios industriales: a) remodelación y construcción de sótanos [40], b) fachada sur con su nuevo estilo moderno, muestra la terraza retrocedida con respecto a la fachada [32], y c) isometría de instalación de aisladores sobre cimentación existente [38].

Basándose en los hallazgos, se podrían clasificar los diferentes usos según el reforzamiento aplicado como se muestra en la Tabla 2:

Tabla 2 - Metodologías de reforzamiento de las edificaciones clasificadas según su uso.

Usos	Contrafuertes	Estructura en Acero	Estructura en madera	Pilotes	Aisladores
Edificaciones de Culto	x	x	x		
Casas			x		
Almacenes		x			
Edificios Industriales		x		x	
Ayuntamientos		x			x

Fuente: Elaboración propia

4. Sistemas estructurales

Dentro de las edificaciones patrimoniales, los sistemas más frecuentemente empleados son los pórticos y los muros de carga. Se abordarán estudios de caso particulares sobre estos sistemas, y se incluirá el sistema combinado.

4.1. Pórticos

El antiguo Matadero de Legazpi, proyecto del arquitecto Luis Bellido, comprende una serie de naves construidas entre 1908 y 1928, incorporando tanto estructuras de hormigón armado como metálicas. La estructura de hormigón presentaba un deterioro significativo, con baja capacidad portante y corrosión generalizada de las armaduras, lo que desaconsejaba su reutilización para cargas adicionales. Para mantener la coexistencia visual de ambas estructuras, se decidió construir una nueva estructura metálica dentro de la existente, la cual asumiría las nuevas cargas, dejando los techos de hormigón originales en primer plano. De este modo, la nueva estructura metálica fue diseñada para soportar el 100% de las cargas previstas, mientras que la estructura existente quedó sin función portante (excepto la necesidad de sostenerse a sí misma) después de reparaciones adecuadas [41].

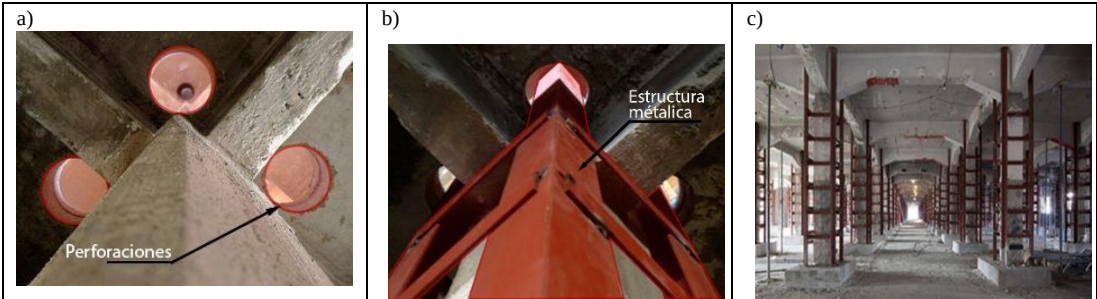


Figura 7. Reforzamiento del antiguo Matadero de Legazpi: a) perforaciones para paso de los nuevos pilares a través de las losas existentes, b) construcción de una estructura metálica dentro de la existente, y c) nueva estructura metálica en nave 8 [41].

4.2. Muros

En la escuela secundaria Tomás Cabreira, ubicada en el Algarve, parte Sur de Portugal continental, zona de alto riesgo sísmico, se ensayaron refuerzos en paredes para evaluar su eficacia ante los sismos. La estructura principal de esta escuela, presentaba muros de carga de mampostería o ladrillo cerámico con forjados de hormigón armado (aligerados en algunas zonas). Se aplicaron mallas de fibra de vidrio (resistentes a los álcalis) en las hojas exteriores y mallas de acero galvanizado en las hojas interiores, ancladas con barras de acero y placas de acero en forma de donut. Se emplearon barras de acero para garantizar la continuidad de las fuerzas de tracción en las mallas de refuerzo entre los pisos. Las soluciones propuestas mejoraron la resistencia frente a cargas horizontales, cumpliendo los objetivos establecidos [42].



Figura 8. a) Reforzamiento de la Escuela Tomás Cabreira: a) detalles típicos de una solución de mortero de enlucido reforzado con malla de acero, b) aplicación de malla de acero in situ (hojas interiores), y c) aplicación de malla de fibra de vidrio in situ (hojas exteriores) [42].

La iglesia Sagrat Cor de Jesús de Vistabella, Tarragona, diseñada por Josep Maria Jujol, fue construida por los vecinos. El campanario tiene arcos parabólicos de mampostería como base, cruzados a 60/120° en planta. Los problemas incluían corrosión en tirantes metálicos instalados para resistir las acciones del viento. Se llevaron a cabo dos intervenciones, en primer lugar, se restauraron las “Costillas” del campanario mediante un “cosido” con barras roscadas de acero inoxidable AISI 316 de $\varnothing 10$ mm y $\varnothing 650$ mm de longitud. En segundo lugar, se desarrolló un sistema de postensado bidireccional (sistema activo de tirantes) con ocho tirantes de acero inoxidable AISI 316 de $\varnothing 16$ mm, sustituyendo así los tirantes existentes (sistema pasivo). Estas mejoras estructurales garantizaron estabilidad y resistencia al campanario [44].

La iglesia de San Nicolae Aroneanu de Rumania, construida en 1594 con un sistema estructural de mampostería de ladrillo presenta elementos verticales y horizontales vulnerables, evidenciando pérdidas de redundancia estructural tras eventos sísmicos anteriores. Ante la imposibilidad de aplicar métodos de refuerzo tradicionales debido al daño extenso, se implementó una solución innovadora: desacoplar la estructura del suelo mediante un sistema de aislamiento de base. Este sistema incluye un marco portante horizontal, una base de balsa bajo los cimientos existentes y aisladores de deslizamiento pendular por fricción (FPS) entre ambos elementos. Esta solución asegura la estabilidad sísmica del edificio mientras conserva su integridad arquitectónica y artística [45].

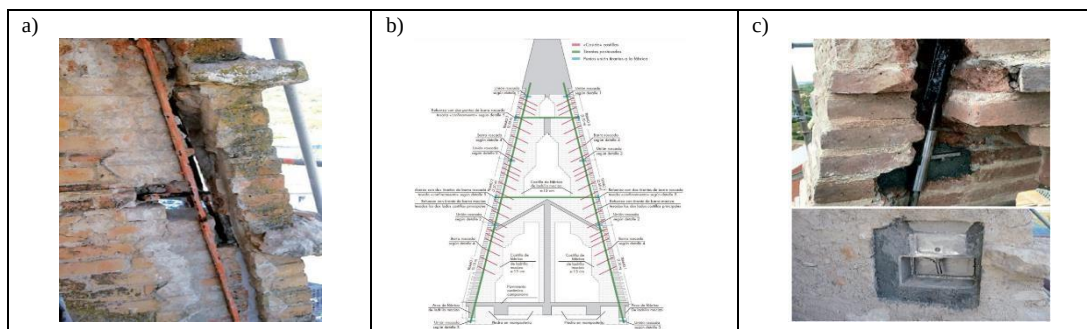


Figura 9. Reforzamiento de iglesia Sagrat Cor de Jesús de Vistabella: a) grietas detectadas en las costillas según las inspecciones iniciales y en obra, b) actuación en las costillas para la restauración y refuerzo del sistema estructural del campanario, c) puntos de la ejecución del postesado bidireccional, colocación de los tirantes verticales [44].

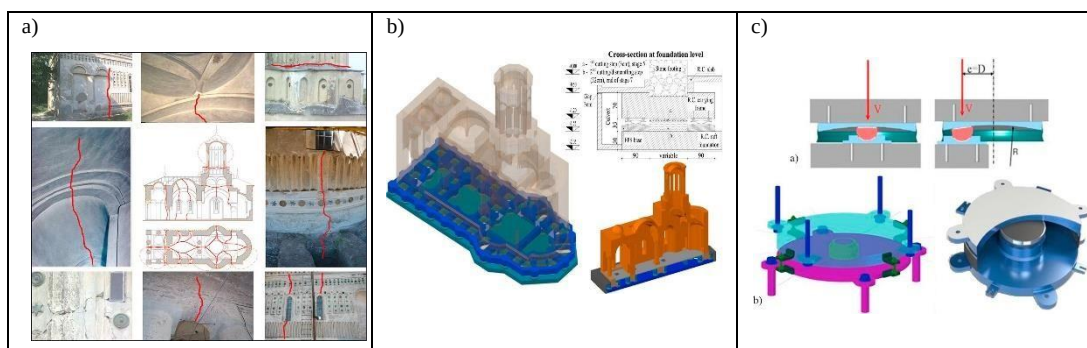


Figura 10. Reforzamiento de iglesia de San Nicolae Aroneanu: a) fractura longitudinal general de la iglesia y múltiples fracturas transversales del pórtico, nártex, nave y cabecera, b) estructura portante de hormigón armado y cimentación de balsa: vistas isométricas y detalles de la sección transversal, y c) aisladores FPS – (a) rango deslizante (b) vista isométrica [45].

4.3. Combinados

El teatro Faenza, en Las Nieves, Santa Fé, Bogotá, es el cine más antiguo de la ciudad, abierto desde 1924. Se adaptó para nuevos usos manteniendo su integridad. El reforzamiento estructural se centró en la conservación y estabilidad ante riesgos sísmicos, manteniendo la estética. El sistema estructural del edificio consiste en pórticos de concreto en ambas direcciones, muros de ladrillo macizo entre columnas y cimientos corridos en piedra, se reforzó la estructura principal de la sala y la zona frontal mediante pantallas adosadas a los muros existentes, se diseñaron pórticos paralelos a la estructura existente en la zona media del teatro y, adicionalmente, se creó un elemento independiente en estructura metálica para la zona posterior [43].

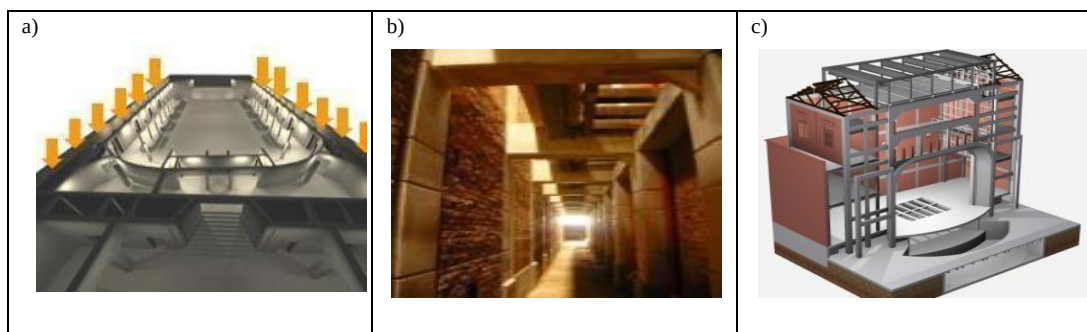


Figura 11. Reforzamiento del teatro Faenza: a) detalle de ubicación de las pantallas adosadas a los muros originales, c) detalle del proceso de anclajes de la nueva estructura a las columnas y muros existentes, y f) detalles de la sala y relación con la tramoya, la estructura metálica en contraposición con la estructura existente [43].

De acuerdo con lo anterior, los diferentes sistemas estructurales, de acuerdo con el tipo de reforzamiento aplicado en ellos, se pueden agrupar como se muestra en la Tabla 3:

Tabla 3 – Metodologías de reforzamiento según el sistema estructural de la edificación.

Sistema estructural	Encamisado	Mallas fibra de vidrio/ acero	Estructura adicional	Postensado Bidireccional	Aislamiento de base
Pórticos	x				
Muros		x		x	x
Combinados			x		

Fuente: Elaboración propia

5. Conclusiones

Rehabilitar una edificación, basada en su tipología, suele emplear técnicas de construcción y materiales similares a los originales, como contrafuertes o el uso del mármol, con el objetivo de preservar el carácter del edificio. Sin embargo, la integración de estructuras metálicas representa una opción ampliamente empleada, especialmente en los refuerzos de columnas, muros y cubiertas. Esta elección conlleva a una mejora en resistencia sísmica y la conservación de valores arquitectónicos.

Además de adaptaciones funcionales, la estructura emplea principalmente la estructura metálica, independientemente del uso previsto para el edificio. Se implementan reforzamiento adicional a las cimentaciones, ya sea mediante pilotes o aisladores. Estas medidas contribuyen a una mejor preservación del patrimonio, en especial para aquellos en riesgo sísmicos, permitiendo el desplazamiento sin colapso, asegurando su permanencia en el tiempo.

En los edificios patrimoniales, es común que el sistema estructural principal consista en muros de carga, los cuales necesitan mejoras específicas para aumentar su resistencia. Para lograr esto, se aplican diversas técnicas, como el refuerzo con mallas de fibra de vidrio y acero, el "cosido" con barras roscadas y un sistema de postensado bidireccional, junto con el uso de aisladores de base. Estas medidas tienen como objetivo fortalecer la estructura frente a cargas horizontales y sísmicas, mientras se conserva la integridad arquitectónica del edificio.

6. Agradecimientos

Los autores agradecen al Semillero de Investigación de Arquitectura y Estructuras (ArEs), a la Escuela de Arquitectura de la Universidad del Valle y a la Universidad del Valle por su acompañamiento en el proceso de investigación y desarrollo de este trabajo. Asimismo, agradecen la financiación de la Convocatoria de la Fundación FPIT - Fundación para la Promoción de la Investigación y la Tecnología del año 2023 (convenio 202323 con la Pontificia Universidad Javeriana Cali).

7. Referencias

- [1] Galofé J. G. Perdidas esperadas en los edificios causadas por terremotos, Gerenc. Riesgos MAPFRE, pp. 17–26, 1991.
- [2] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente NSR10. Colombia: Editorial Panamericana, 2010.
- [3] Díaz J. S. Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Ingeniería de Suelos, 1998.

- [4] Blanco M. Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente. Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela, vol.27 no.3, 2012.
- [5] Caycca. <https://www.caycca.com/como-afecta-riesgo-sismico-obras-ingenieria/>, 2019.
- [6] Quiroga Medina A. M. Evaluación de la vulnerabilidad estructural de edificios del centro de bogotá utilizando el método del índice de vulnerabilidad, Pontificia Universidad Javeriana Bogotá, 2013.
- [7] Ley 163 de 1959. Medidas sobre defensa y conservación del patrimonio histórico, artístico y monumentos públicos de la Nación. República de Colombia.
- [8] Ministerio de Cultura. Lineamientos de política para la recuperación de los centros históricos de colombia Documento Conpes 3658, 2011.
- [9] La República. <https://www.larepublica.co/infraestructura/en-colombia-1-007-bienes-son-patrimonio-arquitectonicodeclarado-por-mincultura-2713247>, 2018.
- [10] Peña, F., Lourenço P. B. Criterios para el refuerzo antisísmico de estructuras históricas, Revista de Ingeniería Sísmica, vol. 87, pp. 47-66, 2012.
- [11] Robles, L. G. (2010). Los valores del monumento restaurado. Una aproximación a la restauración científica. Boletín Informativo, 80. <https://doi.org/10.33349/2010.75.3017>
- [12] Cara, L. [Arquitecta Ambiental por el Politécnico de Milán], & Leon, M. [Construction Product Area Manager en Zigurat Global Institute of Technology]. (2021, 24 marzo). Metodologías de aproximación para la rehabilitación de patrimonio. ZIGURAT. Recuperado 18 de marzo de 2024, de <https://www.e-zigurat.com/es/blog/rehabilitacion><https://www.e-zigurat.com/es/blog/rehabilitacion-patrimonio-existente/patrimonio-existente/>
- [13] Gardinetti, M. (2023, 16 octubre). El Coliseo romano se inclina y se restaura. Tecne | Arquitectura y Contextos. <https://tecne.com/biblioteca/coliseo-romano-se-inclina/>
- [14] Croci, G. (1998). The conservation and structural restoration of architectural heritage. Wit Press. <https://ci.nii.ac.jp/ncid/BA35701559>
- [15] Carbonara, G. (1998). Tendencias actuales de la Restauración en Italia. Loggia, 6, 12. <https://doi.org/10.4995/loggia.1998.5339>
- [16] Lazio Nascosto. (2022, 17 marzo). Come visitare l'Arco di Tito - Lazio Nascosto. <https://www.lazionascosto.it/cosa-visitare-vedere-fare-citta-roma/monumenti/arco-di-tito/visitare-vedere-fare-citta-roma/monumenti/arco-di-tito/>
- [17] Teatro Antiguo. (2024, January 29). Teatro Antiguo - teatro antiguo de orange. Teatro Antiguo De Orange. <https://theatre-antique.com/es/monumentos/teatro-antiguo/>
- [18] Urbipedia. (2024, February 20). Teatro Antiguo de Orange. Urbipedia. https://www.urbipedia.org/hoja/Teatro_Antiguo_de_Orange
- [19] Bulletin de la société française d'archéologie classique (XXXV, 2002-2003). (n.d.). Cairn.info. <https://www.cairn.info/revue-archeologique-2004-1-page-145.htm&wt.src=pdf>
- [20] Portaceli, M. [Arquitecto]. (1993). LA REHABILITACIÓN DEL TEATRO ROMANO DE SAGUNTO. Teatros Romanos de Hispania, 2. Cuadernos de arquitectura romana
- [21] Vista de La «reconstrucción» del teatro romano de Sagunto. Reflexiones en torno a una polémica. (n.d.). <https://aespa.revistas.csic.es/index.php/aespa/article/view/485/482>
- [22] Huerta, G. (2012, enero). Roma Coliseo. https://es.wikipedia.org/wiki/Archivo:Roma_coliseo.JPG
- [23] Huerta, G. (s. f.). Restauracion Coliseo romano. <https://es.italiani.it/arena-del-colosseo-ha-comenzado-la-convocatoria-de-propuestas/de-propuestas/>
- [24] Theatre Antique d'Orange. (s. f.). Théâtre Antique D'Orange. <https://theatre-antique.com/es/monumentos/teatro-antiguo/>
- [25] Figueroa Martín, M. del C. (2021). Notre Dame de Paris: Estudio y análisis de los criterios de intervención aplicados sobre la Catedral en su historia reciente [1844-2021] [Tesis de maestría]. Universidad de Granada.
- [26] Escobar R. (2005). restauración integral Iglesia La Candelaria
- [27] Pappalardo, G., Mineo, S., & Monaco, C. (2016). Geotechnical characterization of limestones employed for the reconstruction of a UNESCO world heritage Baroque monument in southeastern Sicily (Italy). *Engineering Geology*, 212, 86–97. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.08.004>
- [28] Ricostruzione della Cattedrale di Noto in provincia di Siracusa - Falzone Marmi. (n.d.). Falzone Marmi. <https://www.falzone-marmi.it/ricostruzione-della-cattedrale-di-noto/>
- [29] Cattedrale di Noto. (s. f.). Falzone Marmi. <https://www.falzone-marmi.it/ricostruzione-della-cattedrale-di-noto/>
- [30] García, C. M. (2019). Restauración y puesta en valor de la iglesia de Santa Catalina de La Solana. *Revista de Estudios del Campo de Montiel, Extra 3*, 147-173. <https://doi.org/10.30823/recm.02019121>

- [31] Roncancio, A., & David, J. (2019). Estudio de Vulnerabilidad Sísmica de la Iglesia de Pachavita (Boyacá). Repositoriounal. <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/76512>
- [32] Cantacuzino, S. (1979). Nuevos Usos para Edificios Antiguos. Editorial Gustavo Gili, S. A.
- [33] Forero, G. A. (2015). Reforzamiento y rehabilitación de fachadas de mampostería, construidas en Bogotá D.C. - Colombia, antes de la expedición del reglamento NSR-10 [Tesis de maestría, UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA]. <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/54911>
- [34] Waggoner, L. S. (2000). La preservación de un icono norteamericano. La Casa de la Cascada. Loggia, 10, 38. <https://doi.org/10.4995/loggia.2000.5207>
- [35] Ribas, C., & Ravetllat, P. (n.d.). Rehabilitación del Mercat de Sant Antoni, Barcelona EL RENACIMIENTO DE LA ARQUITECTURA. Retrieved March 24, 2024, from <https://proarquitectura.es/pdf/PM-125%202s.pdf>
- [36] Pin Molina, J. A. (2018). *Soluciones avanzadas para construcciones seguras y resilientes ante movimientos telúricos* [Disertación de maestría en Ingeniería Civil / Construcciones Civiles]. Instituto Politécnico de Leiria.
- [37] Oakland City Hall shines brighter after Loma Prieta earthquake. (n.d.). InsideBayArea.com. https://web.archive.org/web/20160303182255/http://www.insidebayarea.com/oaklandtribune/localnews/ci_13560671
- [38] Bailey, J. S., & Allen, E. W. (1988). Seismic Isolation Retrofitting: Salt Lake City and County Building. APT Bulletin, 20(2), 32. <https://doi.org/10.2307/1494249>
- [39] SFGOV: San Francisco City Hall: City Hall Restoration Project. (n.d.). https://web.archive.org/web/20090820125630/http://www.sfgov.org/site/cityhall_page.asp?id=5790
- [40] Barcelona, P. C. /. (2016, November 4). Los vendedores de libros consiguen volver al perímetro del nuevo mercado de Sant Antoni. www.elperiodico.com. <https://www.elperiodico.com/es/barcelona/20161104/vendedores-libros-volverperimetro-nuevo-mercado-sant-antoni-5607155>
- [41] Estrategias de intervención estructural sobre edificios del patrimonio histórico industrial de Madrid: realizaciones recientes | Hormigón y Acero. (s. f.). <https://www.elsevier.es/es-revista-hormigon-acero-394-avance-estrategiasintervencion-estructural-sobre-edificios-S0439568917300463>
- [42] Proença, J. M., Gago, A. S., Costa, A. V., & André, A. M. (2012, September). Strengthening of masonry wall load bearing structures with reinforced plastering mortar solution. In Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering (15WCEE), Lisbon.
- [43] Hernández, C. P. (2011). Procesos de reforzamiento y consolidación estructural del Teatro Faenza. II Congreso Iberoamericano Y X Jornada De Técnicas De Reparación Y Conservación Del Patrimonio. Bogotá: Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica (LEMIT). Recuperado de <https://digital.cic.gba.gob.ar/items/af600bae-9fcf-44b6-857d-da0a62bdd361>
- [44] LÓPEZ, R. S. Artículo de la revista Cuadernos de estructuras Restauración y refuerzo estructural del campanario de la iglesia de Vistabella, obra de Josep Maria Jujol.
- [45] Lupășteanu, V., Soveja, L., Lupășteanu, R., & Chingălată, C. (2019). Installation of a base isolation system made of friction pendulum sliding isolators in a historic masonry orthodox church. Engineering Structures, 188, 369-381.

Cómo citar: L. V. Lasso Vique, P. Canizales Daza, D. Contreras Ortiz, L. Reina Montenegro, L. Arteta Obando, y I. E. Madera Sierra, «Metodologías de rehabilitación estructural de edificaciones patrimoniales – revisión de estado del arte», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 335-346. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Propuesta de reforzamiento externo con platinas para edificios de muros delgados de concreto reforzado

Autores: Roger Ortega⁽¹⁾, Sara Gómez⁽²⁾, Johannio Marulanda⁽²⁾, Peter Thomson⁽²⁾, Gilberto Areiza⁽²⁾

¹Departamento de Estructuras, Universidad del Cauca, Popayán, 190002, Colombia.

²Escuela de Ingeniería Civil y Geomática, Grupo de Investigación G-7, Universidad del Valle, Cali, 760042, Colombia.

Resumen

El sistema industrializado consiste en edificios de muros de concreto reforzado con espesores que varían entre 80 y 150 mm, que se caracterizan por el uso de refuerzo electrosoldado no dúctil dispuesto en una sola capa en el alma de los muros, y por la ausencia de confinamiento efectivo en los elementos de borde. Estas condiciones pueden limitar la capacidad de desplazamiento inelástico y ocasionar inestabilidad lateral. Con el propósito de mejorar el desempeño sísmico de edificios que puedan ser vulnerables sísmicamente, se diseñó y evaluó experimentalmente, en muros aislados, una alternativa de reforzamiento externo con platinas metálicas adheridas a las caras de los muros. A partir de estos resultados se elaboró un modelo numérico en el programa PERFORM-3D de un edificio existente de 11 pisos, ubicado en zona de amenaza sísmica alta, para evaluar el efecto del reforzamiento mediante la comparación de su desempeño sísmico en la condición original y reforzada. El reforzamiento del 37.5% de los muros del primer piso permitió reducir la vulnerabilidad del edificio y controlar la cantidad de muros que superaban el límite de seguridad de vida, reduciendo la demanda en más del 50% en el refuerzo y concreto de la base de los muros.

Palabras clave: Muros delgados, concreto reforzado, Reforzamiento estructural, platinas de acero.

Abstract

The industrialized system consists of reinforced concrete wall buildings with thicknesses varying between 80 and 150 mm, characterized using non-ductile electro-welded reinforcement arranged in a single layer in the web of the walls, and by the absence of effective confinement in the boundary elements. These conditions can limit the inelastic displacement capacity and cause lateral instability. To improve the seismic performance of buildings that may be seismically vulnerable, an alternative of external strengthening with steel plates adhered to the faces of the walls was designed and experimentally evaluated in isolated walls. Based on these results, a numerical model of an existing 11-story building, located in a high seismic hazard zone, was developed in the PERFORM-3D software to evaluate the effect of the strengthening by comparing its seismic performance in the original and strengthened condition. The strengthening of 37.5% of the first-story walls reduced the vulnerability of the building and controlled the number of walls exceeding the life safety limit, reducing the demand by more than 50% in the reinforcement and concrete at the base of the walls.

Keywords: Thin walls, reinforced concrete, Structural Strengthening, steel plates.

1. Introducción

En Colombia, el comportamiento sísmico de los edificios construidos con muros delgados de concreto reforzado, comúnmente conocidos como sistema industrializado, ha sido objeto de estudio en los últimos años [1], [2] debido a sus características particulares y a que se desconoce su respuesta ante eventos sísmicos. En zonas de alta sismicidad, se utilizan muros con espesores de hasta 80 mm, refuerzo electrosoldado no dúctil en el alma de los muros, y

no se garantiza un adecuado confinamiento en los elementos de borde, entre otros aspectos. Además, ciertas consideraciones de diseño y configuraciones estructurales pueden afectar negativamente el desempeño sísmico, especialmente en edificios de más de 10 pisos de altura [2].

En este contexto, se desarrolló un programa experimental y numérico extenso para evaluar el comportamiento de este sistema estructural y proponer soluciones de reforzamiento para edificios vulnerables sísmicamente [2]. El objetivo del reforzamiento fue aumentar la capacidad de desplazamiento y la capacidad de disipación de energía de los muros, además de controlar el daño, sin aumentar significativamente la resistencia y rigidez, para evitar incrementar la demanda en otros muros o en la cimentación. La propuesta de reforzamiento incluye: (i) la adhesión de platinas delgadas a los muros, usando resina epoxi y pernos pasantes, para proporcionar confinamiento externo a los bordes; y (ii) reforzamiento de la base de los muros con platinas y pernos anclados a la cimentación (Fig. 1). Esta estrategia de reforzamiento se evaluó experimentalmente mediante ensayos con muros aislados representativos de la construcción industrializada. Los resultados mostraron mejoras significativas en el comportamiento sísmico, con un aumento promedio del 35% en la capacidad de desplazamiento y al menos del 80% en la capacidad de disipación de energía. También se logró retrasar la fractura prematura del refuerzo electrosoldado del alma y el pandeo del refuerzo longitudinal de los bordes [2].

Para evaluar el impacto del reforzamiento en un edificio completo, se realizaron simulaciones numéricas para comparar el desempeño sísmico de un edificio de muros delgados en su estado original y reforzado externamente con platinas. El efecto de las platinas en los muros del edificio se simuló mediante un modelo equivalente aproximado. El desempeño se evaluó mediante un análisis dinámico cronológico no lineal, considerando parámetros como las derivas de piso y del primer piso, la rotación en la región de la rótula plástica, y las deformaciones de compresión en el concreto y de tracción en las barras de refuerzo y en las mallas electrosoldadas en la base de los muros. Se compararon las relaciones entre la demanda y el límite del nivel de seguridad de vida, expresadas como relaciones Demanda/Capacidad, para el edificio sin reforzar y el reforzado, con el fin de determinar la influencia del reforzamiento.



Fig. 1 – Propuesta de reforzamiento externo con platinas de acero (Muros delgados reforzados)

2. Metodología

2.1. Descripción del edificio

De una base de datos de 136 edificios, ubicados en zona de amenaza sísmica alta, se seleccionó un edificio de 11 pisos situado a 30 km de la ciudad de Cali, en un perfil de suelo tipo E [3], (Fig. 2). El espesor de los muros es de 100 y 120 mm; algunos de estos muros no cuentan con refuerzo dúctil en los extremos y todos tienen una sola capa de refuerzo electrosoldado en el alma. El refuerzo transversal de los elementos de borde está conformado por estribos cerrados. La resistencia nominal a la compresión del concreto es de 21 MPa, y la cuantía típica de refuerzo en el alma es de 0.25%, equivalente a la mínima para estructuras con disipación especial de la energía [3]. La densidad de muros del primer piso, en las direcciones X e Y es de 3.2% y 3.6%, respectivamente.

2.2. Descripción del Modelo numérico

La simulación numérica se llevó a cabo en el programa PERFORM-3D [4]. Los muros se modelaron con macroelementos tipo Shear wall element de 4 nodos. Los tres primeros pisos del edificio se modelaron con comportamiento no lineal. Las losas de entrepiso se modelaron mediante vigas de acople con un ancho equivalente a 12 veces el espesor de las losas. Los materiales utilizados para modelar la respuesta no lineal del concreto y acero fueron Inelastic 1D concrete material e Inelastic Steel material, Non-Buckling, respectivamente. La degradación cíclica de estos materiales se representó con el modelo “YULRX” (Fig. 3). En la Tabla 1 se muestran los parámetros usados para definir el comportamiento del concreto. El concreto se regularizó bajo el criterio de mantener constante, para cualquier longitud del primer punto de integración, la energía de fractura en compresión.

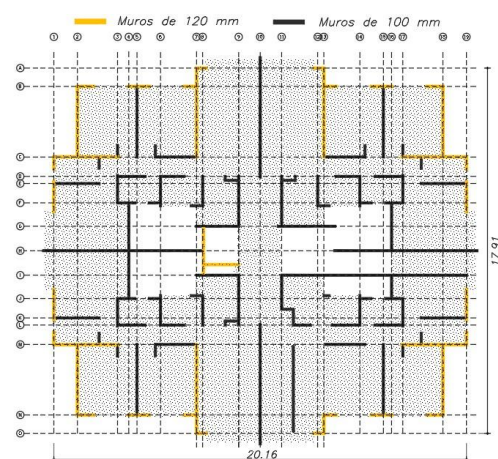


Fig. 2 – Planta del edificio

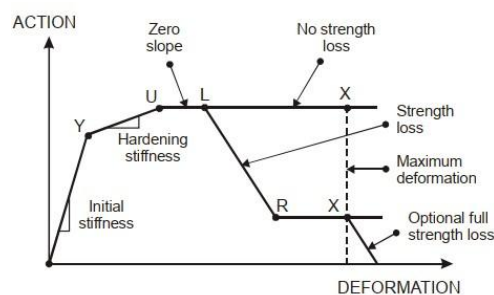


Fig. 3 – Envoltente YULRX – PERFORM-3D

Tabla 1 – Parámetros para las curvas esfuerzo vs. deformación del concreto.

Material	FY	FU	FR/FU	DU	DL	DR
Concreto inconfinado	$0.75f'_c$	f'_c	0.001	0.002	0.00202	0.01
Concreto confinado	$0.75f'_{cc}$	f'_{cc}	0.20	0.004	0.00404	0.015

Las cargas gravitacionales se obtuvieron de la combinación $1.0D + 0.25L$, y se usó un coeficiente de amortiguamiento modal de 5.0%. Para simular el efecto del reforzamiento, se empleó un modelo equivalente que consistió en: i) usar concreto confinado en las zonas donde se ubicarían las platinas, en este caso a lo largo de toda la altura del primer piso y en

una longitud igual a la de los elementos de borde de los muros, y ii) incrementar la cuantía de refuerzo del alma hasta 0.5% en la sección de la base (primeros 300 mm). En la Fig.4a se muestra el modelo equivalente para los muros. La calibración del modelo se realizó, de forma global (Fig. 4b), mediante la comparación de sus periodos de vibración con los obtenidos de un modelo lineal en el programa ETABS. Localmente, el modelo se calibró ajustando la respuesta numérica con la experimental de muros delgados aislados, tanto en su condición original (sin reforzamiento) como reforzados (Fig. 4c). (Donde, D y L corresponden a las cargas muerta y viva, respectivamente).

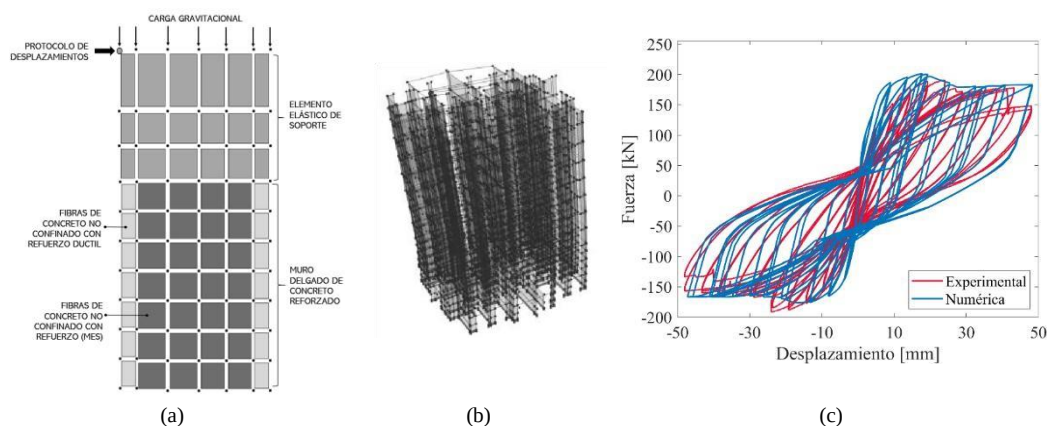


Fig. 4 – a) Modelo equivalente de muros delgados, b) Model del edificio en PERFORM-3D, c) Respuesta experimental vs. numérica de muros delgados reforzados con platinas.

2.3. Evaluación del desempeño sísmico

La evaluación y comparación del desempeño sísmico de la edificación original y la reforzada con platinas se llevó a cabo mediante un análisis dinámico cronológico con siete registros sísmicos, similares a los movimientos de diseño esperados para la zona de ubicación de la estructura. En este trabajo se presentan los resultados para tres de los sismos: Nueva Zelanda 1991 (NZ), Italia 1970 (IT) y Taiwán 1986 (TW). De acuerdo con el espectro de diseño definido para un periodo de retorno de 475 años, se definieron seis parámetros de referencia para evaluar el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS), como se muestra en la Tabla 2. Los límites para estos valores se establecieron de acuerdo con lo establecido en el ASCE 41-06 [5], y los resultados de otros estudios sobre el comportamiento de muros de características similares [1], [6], [7].

Tabla 2 – Parámetros para evaluación del desempeño.

No.	Parámetro	Nivel de desempeño LS
1	Deriva de piso	0.5%
2	Rotación en la región de la rótula plástica	0.004 rad
3	Deriva de primer piso	0.2%
4	Def. unit. de tracción en el ref. longitudinal en la base	1%
5	Def. unit. de tracción en las mallas electrosoldadas en la base	0.75%
6	Def. unit. de compresión en el concreto de los extremos en la base	0.225%

3. Análisis y Discusión de resultados

3.1. Propuesta de reforzamiento para el edificio

De acuerdo con los resultados de la evaluación del desempeño del edificio sin reforzar, que se resumen en la Tabla 3, se determinó reforzar solo los muros del primer piso de mayor longitud en los que se excedió el nivel de LS en más de un sismo. También se incluyeron otros muros, así su relación D/C no superara la unidad, con el propósito de generar simetría con el reforzamiento y obtener una mejor distribución del daño. La propuesta de reforzamiento se muestra en la Fig. 4, donde se marcan en color azul los muros reforzados, que corresponden al 37.5% del total de los muros del edificio, y que toman aproximadamente el 79% del cortante sísmico en la dirección X y el 36% en la dirección Y. La intervención de los muros se planteó de acuerdo con los resultados de las pruebas en muros aislados [2].

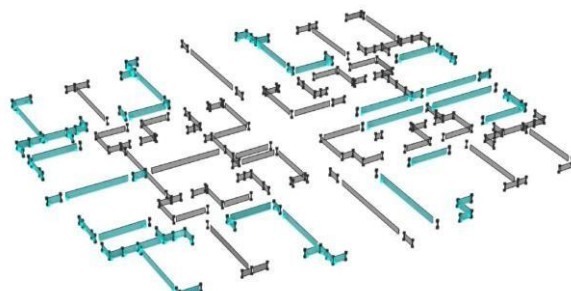


Fig. 4. – Propuesta de reforzamiento

3.2. Resultados y comparación del desempeño en el edificio original y reforzado.

Los resultados de la evaluación de cada parámetro de desempeño, en ambos edificios, se presentan en términos de la relación D/C, de esta manera se define un índice que expresa una fracción de los límites establecidos para cada nivel de desempeño de LS. Los valores reportados para cada parámetro corresponden a los máximos alcanzados en los muros del edificio, como se muestra en la Tabla 3.

Tabla 3 – Comparación de las Relaciones D/C en el edificio original y el reforzado

No.	Parámetro (Límite)	Edificio Original			Edificio Reforzado		
		NZ	IT	TW	NZ	IT	TW
1	Deriva de piso (0.5%)	0.92	0.86	0.83	0.87	0.86	0.85
2	Rotación en la región de la rótula plástica a $3t_w$ (0.004 rad)	0.96	0.85	2.30	0.66	0.40	0.38
3	Deriva primer piso (0.2%)	1.27	0.80	1.08	0.58	0.56	0.56
4	Def. unit. de tracción en el refuerzo long. en los bordes (1%)	2.88	1.91	3.37	0.87	0.71	0.66
5	Def. unit. de tracción en la malla (0.75%)	6.24	2.55	4.49	1.59	1.43	1.18
6	Def. unit. de compresión en el concreto de bordes (0.225%)	> 5	> 5	> 5	1.32	0.89	0.94

En general, el reforzamiento redujo considerablemente la demanda en el edificio. Aunque las derivas de piso fueron similares a las del edificio original, para la deriva del primer piso, definida como el valor máximo en los muros, se obtuvo una reducción de hasta el 55% para el sismo de Nueva Zelanda, que causaba el mayor nivel de daño. Esta reducción coincide con la disminución del daño que indican los otros parámetros. Estos resultados confirman que el parámetro de deriva de piso no es un buen indicador del daño para estas estructuras, a diferencia de la deriva del primer piso.

En la Figura 5 se muestra la comparación del desempeño para los muros del primer piso en el edificio original y reforzado en términos de las deformaciones para el concreto y el acero para el

sismo de NZ. La Figura 5 muestra los muros que exceden el límite de LS según los criterios de aceptación. Estos muros corresponden a los marcados con colores verde, amarillo y rojo. Aproximadamente, el 60%, 34% y 46% de los elementos del primer piso superarían este límite para los sismos de NZ, IT y TW, respectivamente, en la edificación original, mientras que el 13%, 8% y 3% de los elementos del primer piso del edificio reforzado superarían este límite para los mismos sismos. Esto indica una reducción considerable de la cantidad de muros que superan el nivel LS. La reducción promedio en la demanda en los muros del primer piso fue de 71%, 64%, y 79% para las deformaciones de tracción en las barras de refuerzo y acero del alma, y de compresión en el concreto en los extremos de los muros, respectivamente.

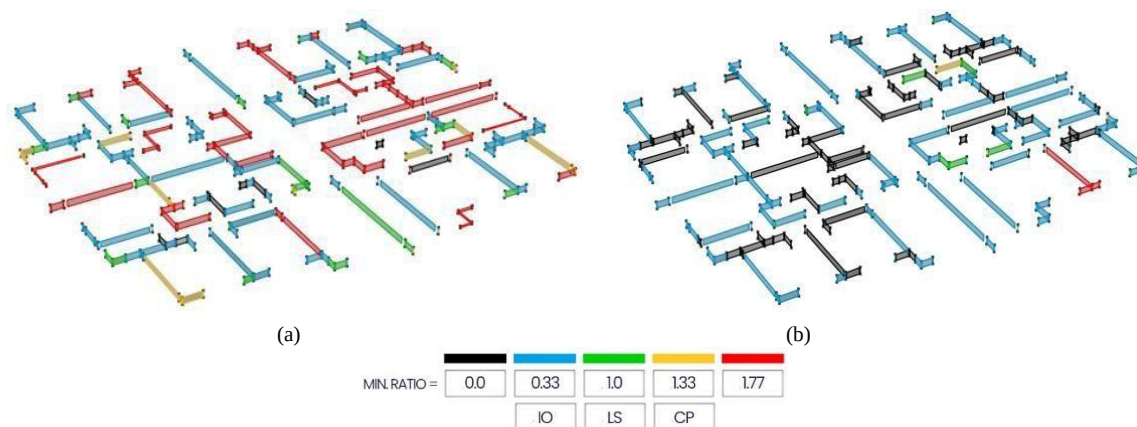


Fig. 5. – Deformaciones unitarias en el concreto y refuerzo en la base de los muros para el sismo de NZ a) Edificio original y b) Edificio reforzado.

4. Conclusiones

Los resultados experimentales en muros aislados y de la simulación numérica del reforzamiento externo con platinas de acero indican que esta estrategia es viable para mejorar el desempeño sísmico en edificios del sistema industrializado. El efecto del reforzamiento logró disminuir la demanda en los muros del primer piso y retrasó la fractura del refuerzo del alma y el aplastamiento del concreto. Las relaciones D/C disminuyeron considerablemente y el desempeño del edificio quedó próximo al nivel de Seguridad de vida. Los resultados para el edificio objeto de estudio también sugieren que no es necesario el reforzamiento de todos los muros, sino únicamente los que controlan la respuesta de la estructura y en los que la demanda supera los límites de buen desempeño.

El reforzamiento externo provocó una redistribución del daño en altura, puesto que en el edificio original el daño estaba concentrado en mayor medida en el primer piso, mientras que en el edificio reforzado el daño se incrementó ligeramente en el segundo y tercer piso.

5. Agradecimientos

Los autores desean expresar su agradecimiento a la Universidad del Valle y al Ministerio de Ciencia, Tecnología e Innovación (Minciencias), entidades que financiaron el proyecto 1106-852-70953 del Contrato No. 463-2020.

6. Referencias

- [1] Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica CEER, “Reporte No. 002-2018. Estudio del Comportamiento Sísmico de Edificios de Muros Delgados de Concreto Reforzado,” 2018. [Online]. Available: <http://ceer.co/index.php>.
- [2] G. Areiza *et al.*, “Informe técnico del proyecto No. 3 - 70953 - Evaluación del comportamiento estructural y propuesta de reforzamiento para edificaciones existentes de muros delgados de concreto reforzado. Contrato 4632020,” Cali. Colombia, 2023.
- [3] AIS, *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Santa Fé de Bogotá.: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010.
- [4] CSI, “PERFORM-3D,” 2022. <https://www.csiespana.com/software/6/perform-3d> (accessed Feb. 22, 2023).
- [5] ASCE/SEI 41-06, “Seismic Rehabilitation of Existing Buildings.” American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, p. 428, 2007.
- [6] H. Gonzales and F. López-Almansa, “Seismic performance of buildings with thin RC bearing walls,” *Eng. Struct.*, vol. 34, pp. 244–258, 2012, doi: 10.1016/j.engstruct.2011.10.007.
- [7] R. Ortega, “Evaluación del comportamiento estructural y propuesta de reforzamiento para edificaciones existentes de muros delgados de concreto reforzado en Colombia,” Universidad del Valle, 2023.

Cómo citar: R. O. Ortega, S. Gómez, J. Marulanda, P. Thomson, y G. Areiza, «Propuesta de reforzamiento externo con platinas para edificios de muros delgados de concreto reforzado», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 347-353. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Control de la respuesta dinámica de estructuras esenciales con el uso de disipadores SLB

Autores: Jesús Romero-Valeriano ⁽¹⁾, Jorge Olarte-Navarro ⁽¹⁾

¹ Universidad Nacional de Ingeniería. Av. Túpac Amaru 210, Perú.

Resumen

El presente artículo tiene como objetivo el estudio del control de la respuesta dinámica de estructuras esenciales utilizando disipadores de energía SLB. Este tipo de disipador presenta una elevada rigidez inicial que permite su funcionamiento desde valores mínimos de desplazamiento de la estructura ante la acción de un sismo. Se explica a detalle los aspectos teóricos y prácticos relacionados a la correcta utilización de estos disipadores. El ideal sismorresistente de una estructura es que presente desplazamientos de un sistema rígido y fuerzas de un sistema flexible. Un sistema rígido - flexible - dúctil presenta respuestas intermedias entre un sistema flexible y un sistema rígido. El máximo aprovechamiento de este concepto en una estructura radica en optimizar el uso de disipadores y muros convencionales para controlar adecuadamente las derivas y a la vez las fuerzas cortantes no incrementen considerablemente a un sistema flexible. Se eligió a la Clínica Angloamericana como estructura existente para comprobar la eficiencia de los disipadores. La estructura inicialmente presentaba irregularidad torsional y las derivas máximas en ambas direcciones excedían el límite establecido, con la adición de disipadores SLB sobre muros desacoplados colocados estratégicamente se corrigió la irregularidad torsional y se redujeron las derivas máximas.

Palabras clave: estructuras, disipadores SLB, clínica Angloamericana, irregularidad torsional.

Abstract

The objective of this article is to study the control of the dynamic response of essential structures using SLB energy dissipators. This type of dissipators has a high initial rigidity that allows it to operate from minimum values of displacement of the structure in the event of an earthquake. The theoretical and practical aspects related to the correct use of these dissipators are explained in detail. The ideal seismic resistance of a structure is that it presents displacements of a rigid system and forces of a flexible system. A rigid - flexible - ductile system presents intermediate responses between a flexible system and a rigid system. The maximum use of this concept in a structure lies in optimizing the use of dissipators and conventional walls to adequately control drifts and at the same time shear forces do not increase considerably in a flexible system. The Angloamericana Clinic was chosen as the existing structure to verify the efficiency of the dissipators. The structure initially presented torsional irregularity and the maximum drifts in both directions exceeded the established limit. With the addition of SLB dissipators on strategically placed decoupled walls, the torsional irregularity was corrected and the maximum drifts were reduced.

Keywords: structures, SLB dissipators, Angloamericana clinic, torsional irregularity.

1. Introducción

En los últimos 20 años, más de 100 hospitales en Latinoamérica y el Caribe dejaron de funcionar a causa de los terremotos ya sea por colapso o por la inoperatividad a la que quedaron expuestos luego de un evento sísmico. La mitad de los 15 mil hospitales instalados en América Latina y el Caribe están ubicados en zonas de elevada amenaza sísmica, y en gran parte, se han tomado medidas de protección contra desastres de tipo alguno. Un hospital se puede considerar seguro para desastres cuando es capaz de garantizar que los eventuales daños en sus componentes físicos no afectarán la integridad física de sus

ocupantes, y que después del sismo podrá seguir funcionando para dar atención a la comunidad.

El sismo de Pisco, ocurrido el 15 de agosto del 2007 dejó el saldo de 434,614 personas damnificadas, 596 fallecidos, además de cuantiosas pérdidas en daños materiales, infraestructura educativa, salud, transporte entre otros, lo que significó atraso en el desarrollo. La Institución Educativa N° 22471, ubicada en el distrito de Tupac Amaru Inca, provincia de Pisco, con una población de 1,150 alumnos, se encuentra inhabitable por lo que se recomendó su demolición. Los dos principales hospitales de la ciudad de Pisco sufrieron graves daños, el Hospital San Juan de Dios sufrió daños moderados en un 80% de la estructura. El hospital Antonio Skrabonja (conocido como el Hospital de Pisco) sufrió daños en un 100% de la estructura, fachada y ambientes agrietados con algunas columnas destruidas que impidieron brindar servicios de atención médica, hechos que sumados a la sobredemanda de heridos provocó el colapso de la capacidad de atención en los hospitales restantes de la provincia.

2. Metodología

a. Diagnóstico del Estado Actual de la Estructura

Un diagnóstico consiste en analizar el estado actual de una estructura, previa inspección, toma de datos y estudio de los mismos. En general incluye la evaluación de la capacidad residual, así como las necesidades de actuación y su urgencia. En caso de existencia de daños, debe determinar la naturaleza, alcance, y causa más probable de los mismos.

b. Modelamiento Estructural

El modelamiento estructural es el proceso en el que se representa la estructura con el fin de analizar su comportamiento.

c. Análisis Sísmico sin Disipadores

Consiste en determinar la respuesta de la estructura mediante los métodos de análisis establecidos en la Norma E.030. El análisis estático representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. El análisis dinámico modal espectral permite determinar desplazamientos laterales, fuerzas cortantes por nivel, rigideces, periodos, masas; cuyos valores serán verificados con los valores permisibles según la Norma E.030.

d. Determinación de la Deriva Objetivo

Las edificaciones esenciales son aquellas que están diseñadas para el manejo de emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general son aquellas edificaciones que pueden servir como refugio después de un desastre.

Los niveles de desempeño describen un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños estructurales y no estructurales sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

e. Análisis Sísmico con Disipadores

Consiste en determinar la respuesta de la estructura con la adición de los disipadores de energía. El diseño a realizar será iterativo, para este procedimiento solo es necesario realizar un análisis dinámico modal espectral. Se propone un número adecuado de disipadores por cada pórtico siendo estos modelados como elementos tipo NLINK. Se inicia el diseño

asignando una serie a todos los disipadores. Se revisan las variables de control e ir iterando hasta obtener la respuesta deseada. Se debe verificar que la relación entre la fuerza cortante última entre la capacidad del disipador sea menor a 1.50 para poder garantizar que la serie de disipador seleccionada es adecuada. Posteriormente, se recomienda realizar una verificación no lineal tiempo - historia. En la Fig 1 se muestra un modelo típico de disipador y su conexión a la estructura.

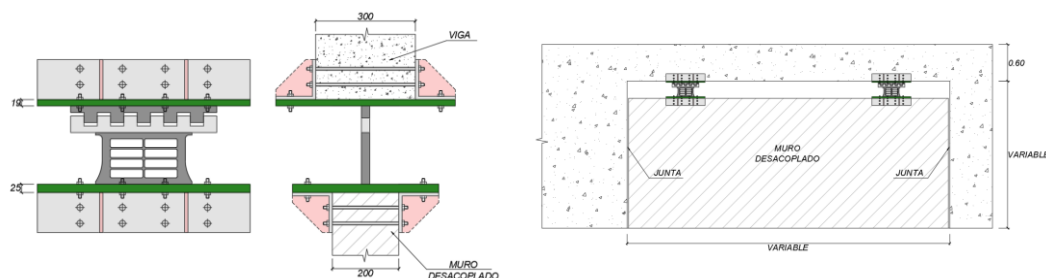


Fig. 1. Detalle típico de conexiones de disipador SLB (dimensiones en mm)

f. Diseño de Muros Desacoplados

El diseño de muros desacoplados es similar al diseño de muros de corte tradicional, se realizará en base a las disposiciones de la Norma E.060. Los muros desacoplados deben ser diseñados para la acción simultánea de fuerzas cortantes y momentos flectores, mas no de fuerzas axiales por su particular condición.

3. Análisis de Resultados

La edificación a evaluar es la Clínica Angloamericana, cuyo proyecto fue elaborado en el año de 1983, un edificio de 10 pisos y un sótano, destinado para uso hospitalario.

a. Análisis Sísmico sin Disipadores

La Fig. 2 muestra la planta típica de la estructura seleccionada modelada en ETABS.

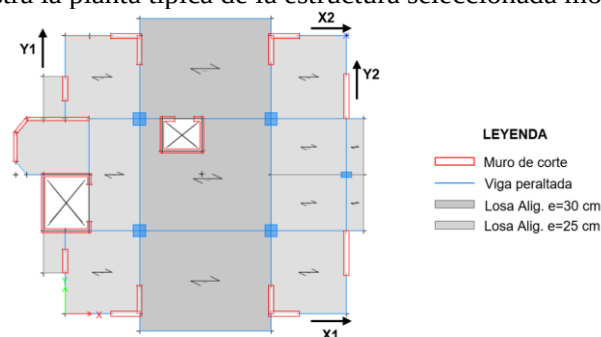


Fig. 2. Planta típica de modelo estructural sin disipadores desarrollado en ETABS

Tabla 1 - Derivas obtenidas en ambas direcciones de análisis en estructura sin disipadores

Nivel	ΔX_1	ΔX_2	ΔY_1	ΔY_2
Nivel 10	0.00637	0.00539	0.00313	0.00644
Nivel 9	0.00692	0.00577	0.00351	0.00711
Nivel 8	0.00744	0.00610	0.00385	0.00783
Nivel 7	0.00785	0.00635	0.00412	0.00850
Nivel 6	0.00810	0.00646	0.00428	0.00901
Nivel 5	0.00815	0.00641	0.00433	0.00928
Nivel 4	0.00793	0.00614	0.00422	0.00923

Nivel 3	0.00726	0.00552	0.00389	0.00863
Nivel 2	0.00620	0.00463	0.00336	0.00738
Nivel 1	0.00381	0.00283	0.00209	0.00429
Máx:	0.00815	0.00646	0.00433	0.00928

La *Tabla 1* muestra las derivas inelásticas obtenidas en ambas direcciones de análisis, siendo 0.00815 el valor de la deriva máxima en la dirección X y 0.00928 en la dirección Y. Además, se puede apreciar la diferencia entre los valores de deriva en dirección Y, donde la relación entre la deriva máxima y la deriva promedio de los extremos de la estructura en la dirección de análisis es mayor a 1.30 en todos los niveles por lo que se puede concluir que hay irregularidad torsional.

b. Análisis Sísmico con Disipadores

El sistema de disipación de energía constará de muros desacoplados de 20 cm en ambas direcciones de análisis (*Fig. 3*). La *Tabla 2* muestra las derivas inelásticas en ambas direcciones de análisis, cuyos valores son menores al límite establecido de 0.0050. Además, las derivas en los extremos del edificio son valores muy cercanos entre sí, por lo que se logró corregir la irregularidad torsional que había inicialmente.

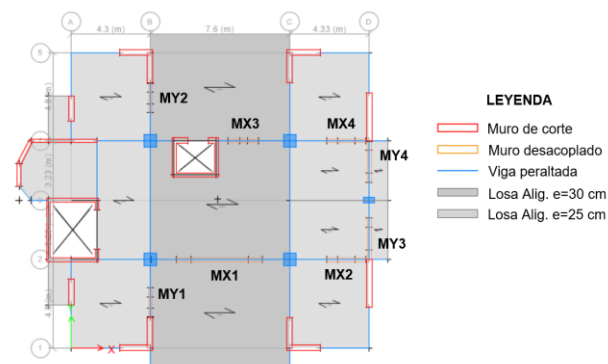


Fig. 3. Planta típica de modelo estructural con disipadores y muros desacoplados desarrollado en ETABS

Tabla 2 - Derivas obtenidas en ambas direcciones de análisis en estructura con disipadores

Nivel	ΔX_1	ΔX_2	ΔY_1	ΔY_2
Nivel 10	0.00316	0.00339	0.00375	0.00344
Nivel 9	0.00356	0.00374	0.00421	0.00378
Nivel 8	0.00400	0.00411	0.00461	0.00417
Nivel 7	0.00439	0.00444	0.00487	0.00450
Nivel 6	0.00469	0.00468	0.00498	0.00474
Nivel 5	0.00486	0.00479	0.00495	0.00486
Nivel 4	0.00483	0.00469	0.00471	0.00486
Nivel 3	0.00454	0.00431	0.00425	0.00467
Nivel 2	0.00424	0.00387	0.00364	0.00429
Nivel 1	0.00297	0.00259	0.00237	0.00272
Máx:	0.00486	0.00479	0.00498	0.00486

Para el diseño de los disipadores, se asignó la serie SLB3 25_5 para ambas direcciones de análisis y se realizó 3 iteraciones en promedio para obtener el disipador más adecuado en cada nivel donde la relación demanda – capacidad es menor a 1.50. Posteriormente se realizó una verificación no lineal tiempo historia seleccionando un total de 7 conjuntos de registros sísmicos, con el fin de lograr resultados más precisos, promediando la respuesta.

La *Fig.4* muestra curvas de histéresis representativas de los disipadores para cada caso de carga seleccionado. El disipador de serie SLB3 25_8 en el muro desacoplado MX1 cuya fuerza máxima es 46.81 tonf y su desplazamiento máximo es 0.31 cm. En la dirección Y se

asignó el disipador de serie SLB3 25_5 cuya fuerza máxima es 34.46 tonf y su desplazamiento máximo es 0.27 cm.

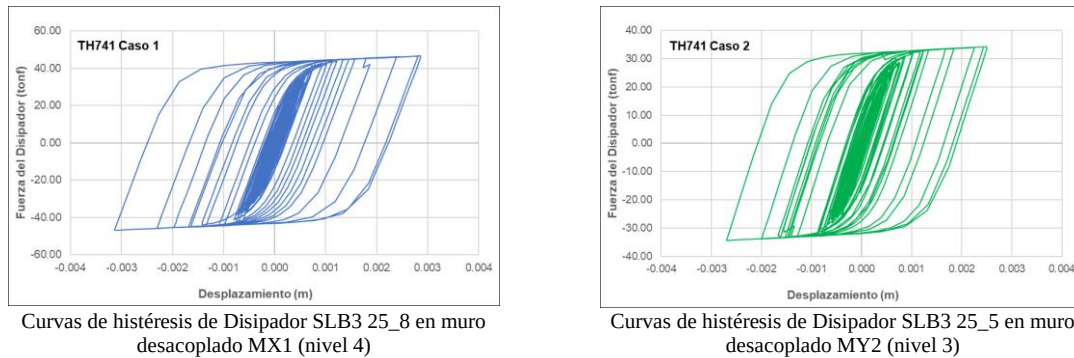


Fig. 4. Curvas de histéresis de Disipadores

Posteriormente se realizó la verificación no lineal tiempo – historia, donde las derivas para cada caso de registro sísmico deben ser menores a 0.00625 para concluir que el análisis sísmico es adecuado (Fig. 5).

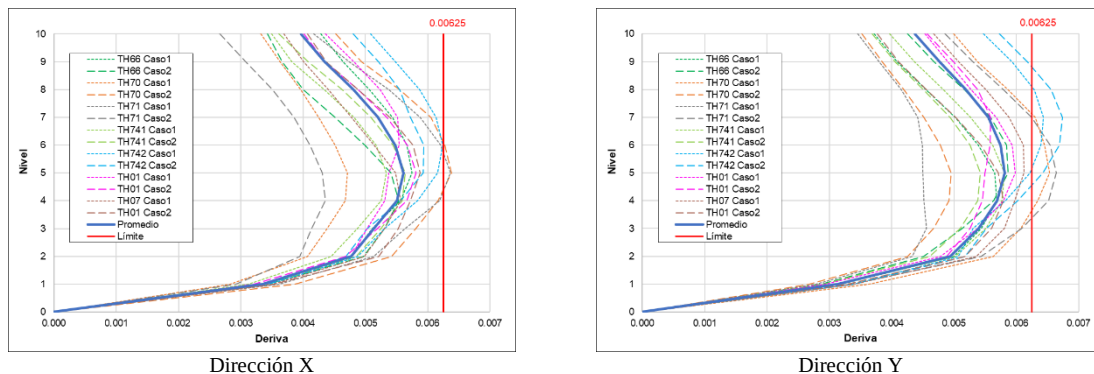


Fig. 5. Derivas de estructura con disipadores. Análisis no lineal tiempo – historia

c. Comparación de Resultados

La Fig. 6 muestra la comparación del análisis sísmico realizado sin y con el uso de disipadores SLB en ambas direcciones de análisis. Se aprecia que la deriva máxima de la estructura con disipadores está por debajo del límite establecido de 0.005. Las reducciones varían entre el 22% y el 47%. La deriva máxima está por debajo del límite en la dirección Y, asimismo, las reducciones varían entre 37% y el 47%.

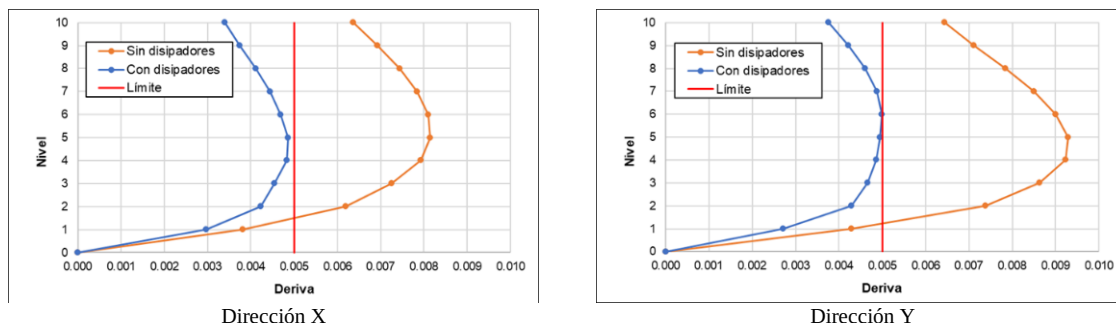


Fig. 6. Comparación de derivas

Debido a la rigidización de la estructura por la utilización de disipadores sobre muros desacoplados, el periodo en la dirección X se redujo un 32%, mientras que en dirección Y se redujo un 27%.

4. Conclusiones

La deriva máxima en la dirección X se redujo de 0.00815 a 0.00486 con la adición de los disipadores SLB representando un porcentaje de reducción del 40%. En la dirección Y, la deriva máxima se redujo de 0.00928 a 0.00498, representando un porcentaje de reducción del 46%. Ambas derivas están dentro del límite que se estableció para asegurar la funcionalidad de la estructura luego de un evento sísmico.

El periodo se redujo de 0.996 s a 0.679 s en la dirección X, representando una reducción del 32%. En la dirección Y se redujo de 0.925 s a 0.676 s, representando una reducción del 27% por la adición de los disipadores de energía, que le otorgó rigidez adicional a la estructura.

La adecuada ubicación de los disipadores en planta es importante para corregir irregularidades estructurales. En la dirección Y existía irregularidad torsional, la relación entre la deriva máxima y la deriva promedio de los extremos de la estructura era de 1.38. Con la adición de disipadores se logró reducir esta relación a 1.07, otorgándole desplazamientos uniformes a la estructura.

5. Recomendaciones

Se recomienda utilizar disipadores de energía SLB para controlar la respuesta dinámica de estructuras existentes, principalmente para dar ductilidad a la estructura, disminuir derivas y corregir irregularidades estructurales.

Actualmente, la ciudad de Lima tiene mucho potencial de crecimiento vertical. La utilización de disipadores SLB es una opción viable y económica para proveer de ductilidad localizada a estructuras de mediana y gran altura. Asimismo, al no transferir carga axial, tienen la ventaja de disponer donde ubicarlos sin ser necesaria la continuidad vertical de los disipadores.

Es recomendable realizar una evaluación a las estructuras existentes para conocer el estado actual de los elementos estructurales. Si es posible, utilizar en conjunto ensayos destructivos y no destructivos con el fin de obtener datos más precisos para modelar la estructura y simular el comportamiento sísmico real de la estructura.

6. Referencias

- [1] Ministerio de salud MINSA, “Proyecto de la vulnerabilidad sísmica en hospitales del Perú”, 1997.
- [2] Instituto Nacional de Defensa Civil INDECI, “Compendio estadístico de prevención y atención de desastres 2007”, 2009.
- [3] L. Bozzo y A. Barbat, “Diseño sismorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas”, Editorial Reverte, 1999.
- [4] L. Bozzo y G. Gaxiola, “El concepto rígido – flexible – dúctil y las conexiones SLB”, XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guerrero, 2015.
- [5] F. Hurtado, “Propuesta de disipador genérico SL para edificios y su Diseño Sismorresistente”, Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2006.

Cómo citar: J. Romero-Valeriano y J. Olarte-Navarro, «Control de la respuesta dinámica de estructuras esenciales con el uso de disipadores SLB», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 354-359. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Proyecto de rehabilitación de puentes en la línea del ferrocarril central del Uruguay

Bridge rehabilitation project of bridges in the central Uruguay railway

Autores: Martín Reina Da Rosa ⁽¹⁾, Martín Ihlenfeld Gagliardi ⁽²⁾

¹ Ing. Civ. Est. (UdelaR, Uruguay), Socio Fundador, RDA ingeniería, Bv. España 2422, Montevideo, 11300, Uruguay.

² Ing. Civ. Est. (UdelaR, Uruguay), Director en RDA ingeniería, Bv. España 2422, Montevideo, 11300, Uruguay.

Resumen

El proyecto del Ferrocarril Central del Uruguay implicó la rehabilitación de la principal arteria ferroviaria de dicho país. Esta línea se encontraba fuera de operativa en su mayoría, y diseñada en la segunda mitad del siglo XIX, con limitaciones de carga y velocidad debido a su trazado. El nuevo proyecto contempla mejoras en el trazado y un aumento en las cargas circulantes, al tiempo que introduce conceptos modernos como el riel continuo soldado (CWR). En el marco de este proyecto se debieron intervenir 71 estructuras existentes. RDA ingeniería participó de las inspecciones, de las campañas de ensayos, de los estudios de alternativas y la ingeniería de detalles para las estructuras. Se plantearon proyectos de rehabilitación que contemplaran en particular cada caso, definiendo si se realizaría un puente nuevo, o si se utilizaría la estructura existente. Particularmente, algunas estructuras singulares fueron conservadas parcialmente, conservando valor patrimonial con actuaciones que se alinearan estéticamente con lo existente. Es el caso de puentes como el del río Santa Lucía, el Yí, o el Margat, donde se plantean nuevos tableros adaptados a las formas originales y aprovechando la infraestructura, con refuerzos que surgen de exigencias modernas de deformaciones y de la interacción vía estructura.

Palabras clave: puente, rehabilitación, ferroviario, ferrocarril, Uruguay, refuerzo, proyecto, tren.

Abstract

The Central Uruguay Railway Project meant the rehabilitation of the country's main railway line. This railway was mostly nonoperative and was designed at the beginning of the XIX century, with load and speed limitations due to its layout. The new project contemplates improvements in the layout and an increment on the operative loads, and at the same time it introduces new concepts as the continuous welded rail. In the scope of this project 71 existing structures needed intervention. RDA engineering started from the very beginning, working on the inspections, materials testing, alternative studies and the detail engineering for the structures. Different rehabilitations projects were presented for each particular case, defining if a new structure was going to be placed, or the existing structure was going to be used. Particularly, some of the singular structures of the line were partially preserved, maintaining its historical value through the conservations of its aesthetic. This is the case of bridges such as the Santa Lucía river, Yí river, or Margat bridge, where the new decks were fairly similar to the original and preserving its piers and abutments with retrofitting due to the rail structure interaction and admissible deformations.

Keywords: bridge, retrofitting, railway, Uruguay, project, train.

1. Introducción

1.1. Antecedentes

Los ferrocarriles en Uruguay tienen su inicio luego de la segunda mitad del siglo XIX, primero con algunos tendidos de pocos kilómetros y luego, guiado por planificación estatal, tendidos más largos

y estratégicos que buscan acercar los sectores productivos atendiendo las necesidades de las transformaciones sociales y económicas del país.

Este modo tuvo sus vicisitudes a lo largo de los años, surgió como impulso uruguayo, pero debió ser prontamente capitalizados con capitales extranjeros. Al igual que en muchos otros casos, esto se dio con la intervención de empresas inglesas. Dentro del siglo XX el estado uruguayo comenzó a entender necesario y estratégico que los ferrocarriles pasaran a control estatal, por lo que comenzaron a comprarse las distintas empresas extranjeras operando en el territorio. La última de ellas fue justamente la del Ferrocarril Central, que pasó a manos del Estado tras negociaciones con Inglaterra para cubrir la deuda que este país había contraído con Uruguay durante las 2° Guerra Mundial. Desde la segunda mitad, y hasta fines del siglo XX el estado no fue capaz de mantener de forma operativa y rentable las operaciones del ferrocarril y poco a poco se fueron desatendiendo las líneas y el material rodante. (1)

Dentro de las distintas líneas que surgieron en el territorio uruguayo, la línea del ferrocarril central fue una de las primeras y principales.

En Uruguay no existen montañas, ni grandes valles u otros accidentes geográficos que requieran estructuras particularmente singulares, sin embargo, existen abundantes ríos y arroyos que limitaban mucho las comunicaciones. El ferrocarril logró integrar el territorio, y tantos cruces de cauces requirieron un gran número de puentes.

1.2. El Proyecto

El Estado uruguayo, realizó un llamado de interés a través de una licitación pública internacional de participación público-privada (PPP) para la construcción, operación y mantenimiento por 20 años. El llamado original se realizó en 2017, y la adjudicación fue en el primer cuatrimestre de 2019 dando inicio a las etapas de proyecto ejecutivo, etapa sobre la que se centra esta presentación.

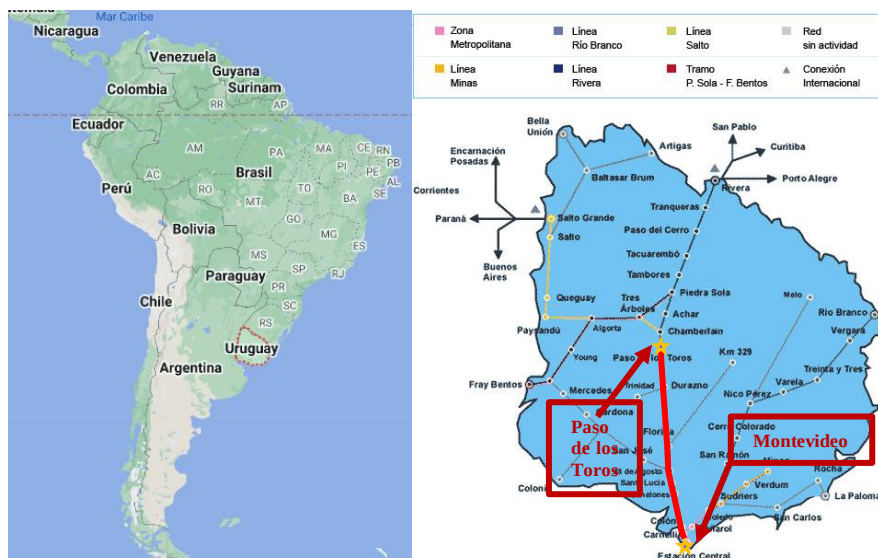


Fig. 16 – Red ferroviaria del Uruguay, y el tramo rehabilitado en el proyecto del Ferrocarril Central dentro de ella (entre las dos localidades indicadas con una estrella)

Dentro de este proyecto existen 118 estructuras.

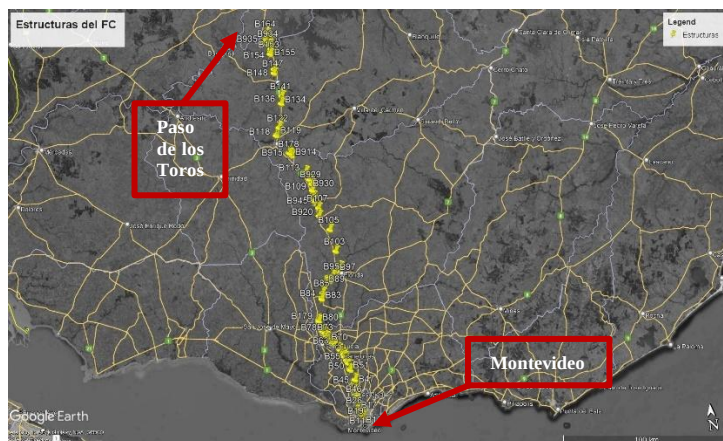


Fig. 17 – Estructuras del tramo rehabilitado.

Dada la antigüedad de esta línea y el carácter de rehabilitación, una cantidad muy importante de las estructuras señaladas corresponden a estructuras existentes, para las que el pliego preveía su posible conservación. Las estructuras en esta categoría ascendían a 71, y en ellas se centra el presente resumen.

Dentro de las largas especificaciones técnicas del proyecto, existían algunas de mayor relevancia o incidencia para los proyectos estructurales, se mencionan algunas:

- Utilización del cuerpo normativo europeo vigente
- Disposición de riel continuo soldado en toda la línea (CWR)
- Velocidades de circulación moderadas (hasta 100km/h)
- Tren de cargas LM71, a excepción de casos puntuales dónde se admitía un coeficiente de reducción.
- Condiciones Hidráulica TR100 diseño, sin corte de Vía para TR500

2. Metodología

2.1. Introducción

Como ya fue mencionado, la parte del proyecto que se debió afrontar poseía estructuras existentes que podrían mantenerse, por lo que resultaba fundamental recolectar información sobre ellas (geometría, materiales), conocer su estado de conservación, cargas de diseño, y también evaluar la validez hidráulica (longitud, altura).

Inicialmente se hizo una búsqueda exhaustiva en los archivos gráficos, con el fin de obtener información de la mayor cantidad de estructuras posibles. Cabe señalar que en muchos casos no estaba establecido el material del puente. Con esto como punto de partida se realizó una campaña de inspecciones principales, con las que se procuró establecer:

- Estado de conservación de las estructuras
- Relevamientos geométricos básicos
- Relevamientos fotográficos de la estructura y la zona de implantación.

Previo a dar comienzo a la campaña fue necesario estudiar con atención la logística a nivel de gabinete ya que, a diferencia de los puentes carreteros, los puentes ferroviarios suelen tener accesos complicados. Su trazado normalmente transcurre entre predios privados, por ejemplo, y es común que no se cuente con acceso directo en vehículos carreteros. Entonces es un tema a considerar al comenzar a plantear la campaña, aún en países como Uruguay que poseen una topografía muy amable y una conectividad alta.

Por otro lado, la auscultación de las estructuras, sin medios auxiliares, es bastante acotada. La gran mayoría de los puentes no poseían tableros cerrados por lo que la circulación debe ser sobre los

durmientes. Esto es de gran importancia en los puentes más largos (más de 600m) donde se hizo imposible realizar una recorrida completa inicial.

Para las inspecciones se contó con distintas herramientas:

- Cámara de fotos: de lo más básico, pero también de lo más útil
- Instrumentos para medición (cintas, láser, medidor de espesores metálicos)
- Celulares con aplicación programada para facilitar la toma de datos y la elaboración de informes.

La introducción de una aplicación para nuclear los puntos de la inspección principal resulta bastante eficiente si se tiene campañas extendidas con varias estructuras, ya que se puede programar la generación de informes acelerando los pasos posteriores, a la vez que sistematiza la toma de datos. La campaña se dividió en grupos y se extendió por un plazo de 15 días.

Luego de esta instancia se emiten los correspondientes Informes de cada una de las estructuras, para que la Contratista y la Propiedad tengan un primer panorama de las estructuras.

Paralelamente, con la información relevada hasta aquí se realizan cálculos preliminares que permitan conocer aproximadamente la capacidad de las estructuras, y hacer un estimado del grado de intervención que se requeriría para alcanzar las capacidades requeridas por proyecto. Esto también queda supeditado a que la estructura sea validada por los estudios hidrológicos, hidráulicos, y de socavación correspondientes.

En función de este análisis, se definió qué se haría sobre cada una de las estructuras.

Con el panorama de actuaciones más claro, se lanzaron campañas de inspecciones especiales para recabar información sobre puntos que requerían atención:

- Relevamientos geométricos detallados.
- Inspecciones subacuáticas para determinar posibles socavaciones, daños y determinar dimensiones sumergidas.
- Extracción de testigos para ensayar y caracterizar materiales.

Este último punto es de fundamental importancia, ya que, en estructuras antiguas a mantener, no se posee mucha información respecto a los materiales de ejecución. Particularmente respecto a los metales, se debe tener en consideración que este tipo de obras se fabricaron en pleno desarrollo tecnológico de las fundiciones y quedan en un período de transición entre el *wrought iron* o *hierro pudelado*, a los primeros aceros que se asemejan más a los modernos.

	Cast iron	Wrought steel Puddled steel	Mild steel (19th century)	Mild steel (20th century)
Micro-structure 1:400	 Cast iron with lamellar graphite	 Ferritic, inhomogeneous grain size distribution. Oxide inclusions. Slag lines	 Ferritic pearlite. Increasing grain size from the edge to the core. Oxide and sulphide inclusions	 Homogeneous small grain
Chemical analysis	C = 2.0-4.0 % Mn = 0.2-1.2 % Si = 0.3-0.6 % S < 1.2 % P < 1.0 %	Very variable C < 0.66 % Mn < 0.4 % S < 0.04 % P < 0.05 %	Bessemer / Thomas steel C = 0.02-0.1 % Mn = 0.3-0.5 % S < 0.1 % Pd(0.04-0.07%)(B)/-0.12%(T)	Low-alloyed steel (T, SM) C = 0.1-0.2 % Mn = 0.4-0.5 % Si = 0.05 %
Tension test	Very brittle, almost no plasticity 	No local necking 	Local necking 	Local necking and shear lips 
Tension strength	Old cast iron $R_m = 160-180 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon = 0 \%$	$R_m = 220-310 \text{ N/mm}^2$ $R_m = 350-400 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon = 5-20 \%$	$R_m > 220 \text{ N/mm}^2$ $R_m = 370-440 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon > 20 \%$	Low-alloyed steel $R_m = 240-350 \text{ N/mm}^2$ $R_m = 370-450 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon = 15-25 \%$
Specimen after tension test	No local necking 	Local necking 	Local necking 	Local necking 

Fig. 18 – Tabla comparativa de propiedades de los tipos de metales en las transición. (2)

Si bien no se tiene grandes diferencias en cuanto a resistencias, sí que se aprecian comportamientos en cuanto a ductilidad pueden variar de forma significativa en relativamente pocos años. Más aún, pueden darse diferencias muy marcadas en cuanto a la soldabilidad. A sabiendas que las estructuras

debían reforzarse, y que algunas de ellas poseen geometrías complejas (celosías), conocer si el material es soldable modifica significativamente el encare de los esquemas de refuerzos.

3. Resultados

Tras un estudio de toda la documentación de las etapas previas, y habiendo realizado los análisis preliminares sobre las estructuras existentes, se acompañó a la Contratista a tomar decisiones sobre cada una de las estructuras, definiéndose finalmente que:

- Estructuras normales, con luces de hasta 20m: se sustituirían por nuevos tableros.
- Estructuras singulares, se estudiarían caso a caso en la posibilidad de mantener total o parcialmente. Esto llevó a un nuevo capítulo de iteraciones dónde se afinó sobre los proyectos de refuerzo para evaluar su compatibilidad en costos y plazos. Finalmente se optó en estos casos por sustituir tableros, manteniendo las infraestructuras y reforzándolas dónde resulte necesario.

3.1. Resultados de Estudios Especiales

En el caso de los estudios sobre el material metálico de las estructuras, se obtuvieron resultados con cierta variación, pero siempre correspondientes a aleaciones que presentaban ductilidades relativamente altas. Se ensayó tanto el acero de las secciones, como el de los remaches.

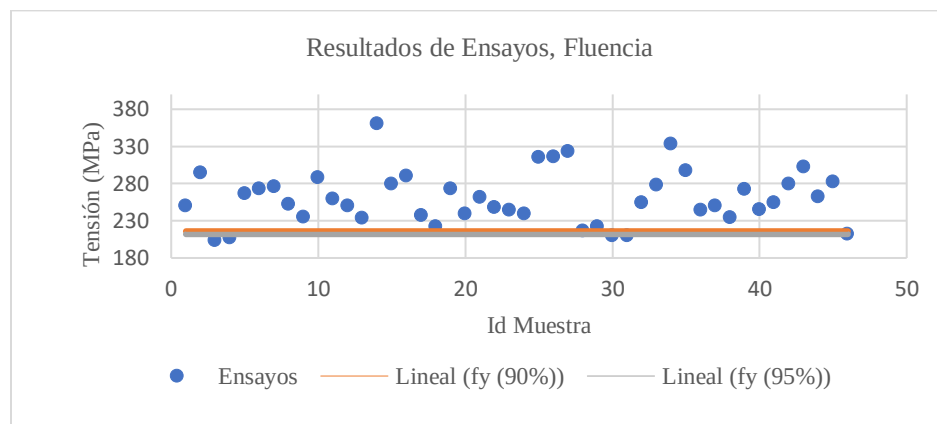


Fig. 19 – Gráfico resumiendo los resultados de ensayos que marcan el límite de fluencia de los materiales ensayados. Corresponden a distintas estructuras de la línea y fueron elaborados en base a ensayos realizados por dos firmas especialistas distintas (3) (4).

En cuanto a la soldabilidad, los análisis concluyeron que se trataba de un material que no resulta soldable con los procedimientos habituales. A nivel cuantitativo, apenas el 25% de las muestras arrojaron niveles aceptables de soldabilidad. Este número a su vez cae cuando se observan particularmente las principales estructuras del contrato. En esa muestra reducida el número de especímenes soldables cayó a un entorno de 5%.

Este punto es de gran importancia porque se debió en consecuencia plantear proyectos de refuerzos de las estructuras con uniones y refuerzos abulonados, lo que complejiza las soluciones.

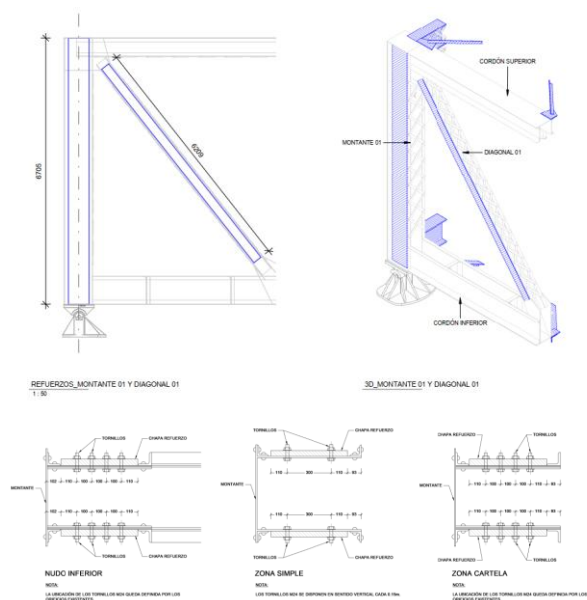


Fig. 20 – Ejemplo de esquema de refuerzo de nudo de celosía con tornillos pretensados durante la etapa de proyectos de refuerzo.

Las soluciones adoptadas

Para los puentes de luces relativamente pequeñas, se adoptaron masivamente nuevos tableros tipo viga de hormigón pretensado.

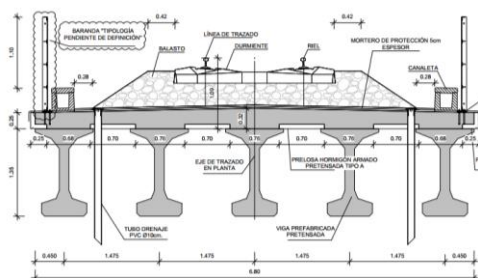
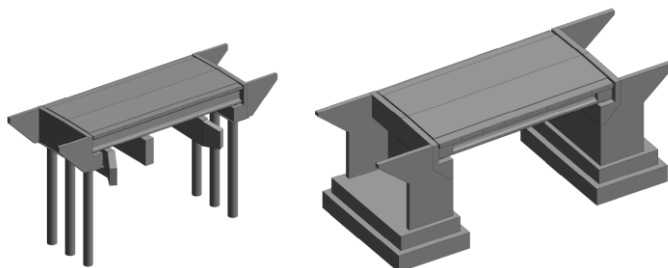


Fig. 21 – Ejemplo tableros tipo L=15/18m.



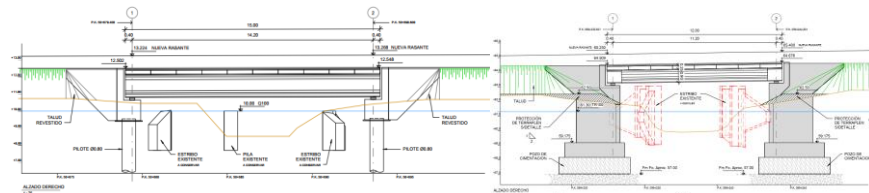


Fig. 22 – Ejemplo de soluciones usando estribos existentes (izquierda) y demoliéndolos (derecha).

Por otro carril pasaron aquellas estructuras de mayores luces, o que por condiciones hidráulicas requirieron otros tableros. Este es el caso de algunas estructuras singulares con luces de 50m, y/o extensiones totales de la obra de paso del orden de 600m. En estos casos se optó por mantener la infraestructura, y por ende la modulación de vanos, cambiando los tableros por nuevos. Se plantearon en forma de tableros tipo, de manera de uniformizar la producción.

Se plantearon dependiendo de caso:

- Para luces de hasta 26m:
 - Puentes Vega, (*Deck bridge*)

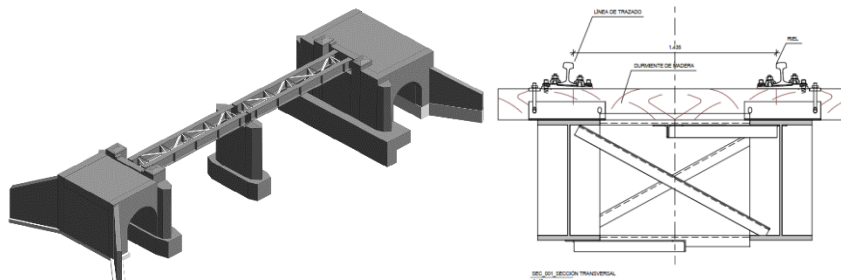


Fig. 23 – Ejemplos de tableros de viga adoptados. Puentes de luces relativamente pequeñas pero que no se adoptó el tablero de hormigón para poder aprovechar la infraestructura existente.

- Puente Vega Invertidas. (*Half-through bridge*)

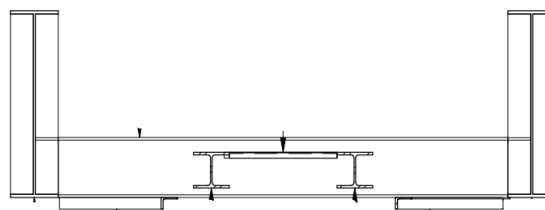


Fig. 24 – Ejemplo de tableros de vigas invertidas adoptados

- Para luces mayores a 26m:
 - Puente de celosías invertidas no arriostradas (*pony bridge/half through bridge*)



Fig. 25 – Ejemplo de celosías invertidas no arriostradas, tipo pony.

Estos tableros fueron resueltos en acero, de calidad S355 y con resistencia a la corrosión (Corteen/Weathering Steel)

Al mismo tiempo, muchas de estas estructuras poseen un valor de carácter patrimonial a nivel de las localidades donde se implantan que requiere soluciones tipológicamente similares a las que ya existían. Mención especial en este caso merece el puente sobre el Río Yí, dónde la población y autoridades locales pidieron que se mantenga el tablero del antiguo puente. En este caso en particular se utilizó la tipología de vigas de celosías no invertidas, y se ensanchó el tablero anterior para que sea el más visible colocándolo por encima del tablero nuevo buscando preservar al máximo posible el valor patrimonial de esta estructura



Fig. 26 – En la secuencia de fotos se observa el montaje final de las antiguas celosías envolviendo las nuevas (arriba), y la configuración final en operación (abajo).

Dentro de la infraestructura hubo distinto nivel de actuaciones, en los puentes nuevos de hormigón, se generaron nuevos elementos para apoyar los tableros.

En el caso de los puentes de acero, en todos los casos se mantuvieron las infraestructuras, en ocasiones con refuerzos parciales producto de los requerimientos por la interacción vía-estructura. Los repartos necesarios para controlar las exigentes deformaciones máximas entre tableros y las tensiones máximas en el riel requirieron la generación de puntos de rigidez que compatibilizaran el funcionamiento deseado. Esto se da en los puentes largos, en este caso con extensiones de más de 600m.

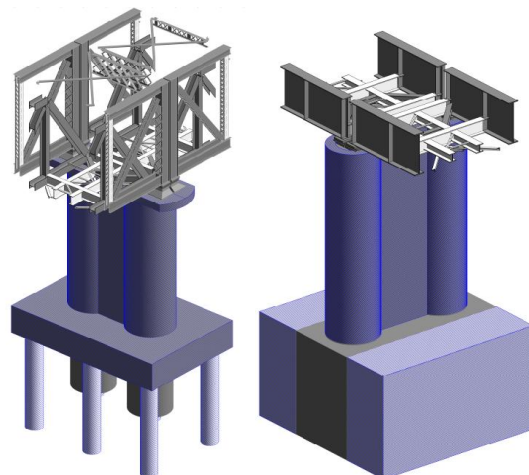


Fig. 27 – Ejemplos de refuerzos en pila para aumentar su rigidez y capacidad. A la izquierda una pila del Puente Yí, comentado anteriormente en la que se aprecia la superposición de celosías: la estructura del tablero por dentro y la “piel” generada con el antiguo tablero por fuera. A la derecha una pila del Santa Lucía con un refuerzo del mismo tipo.



Fig. 28 – En esta imagen es visible una pila rigidizada, y una pila sin rigidizar. Las pilas existentes son mixtas: hormigón recubiertas en acero.

Los estribos por su parte requirieron distintos tipos de refuerzos.

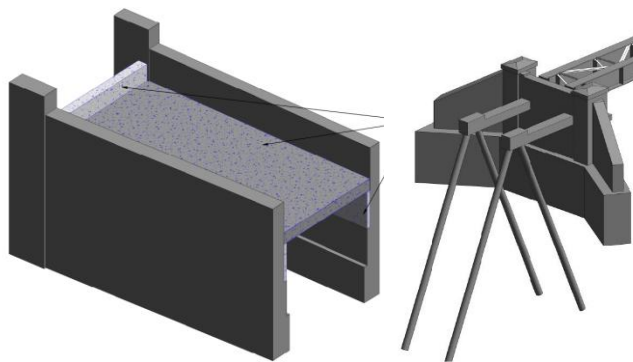


Fig. 29 – En la imagen se observan dos tipos de refuerzos. A la izquierda, la incorporación de una losa superior en un estribos de mampostería/fábrica cerrado para mitigar los efectos del empuje de las cargas vicas. A la derecha, un atensorado en cabeza para equilibrar un estribo “pequeño” frente al vuelco.

La interacción del riel de la estructura está planteada a nivel normativo y se basan en la adopción de un modelo no lineal de interacción del movimiento horizontal de los carriles y los puntos fijos (terrenos) o móviles (tableros). De esta manera se obtiene un reparto de acciones de acuerdo a esas rigideces relativas, así como los desplazamientos esperados y tensiones máximas sobre los carriles. Si bien normativamente se tienen estas definiciones para casos típicos (vía sobre blasto, vía en placa) en casos especiales como la configuración de durmientes de madera sobre estructuras metálicas debe

realizarse teniendo en cuenta los resultados de ensayos que presenten los proveedores de los elementos de fijación de vías que pueden variar en los distintos casos.

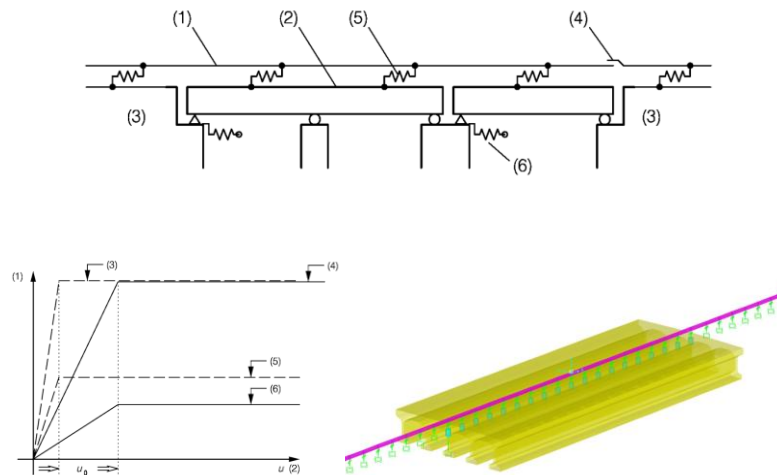


Fig. 30 – Esquemización del modelo de interacción (arriba) y respuesta no-lineal según normativa de referencia (abajo izquierda) (5). Modelización de un caso simple de un tablero de vigas pretensadas con vía sobre balasto (abajo derecha).

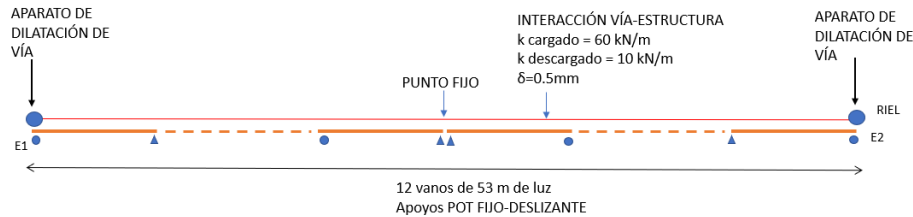


Fig. 31 – En puentes de mayor longitud es necesario realizar esquemas más complejos para controlar tensiones, deformaciones y esfuerzos horizontales sin la disposición de excesivos aparatos de dilatación de vía. Ejemplo de esquema de interacción en estructura de más de 600m

Con estos esquemas se realizan los correspondientes modelos de interacción vía-estructura, iterando hasta lograr soluciones aceptables.

Para estos modelos se tienen en cuenta las sobrecargas de uso, las acciones de arranque/frenado del material rodante, pero también las variaciones térmicas previstas para el carril y la estructura (no son las mismas)

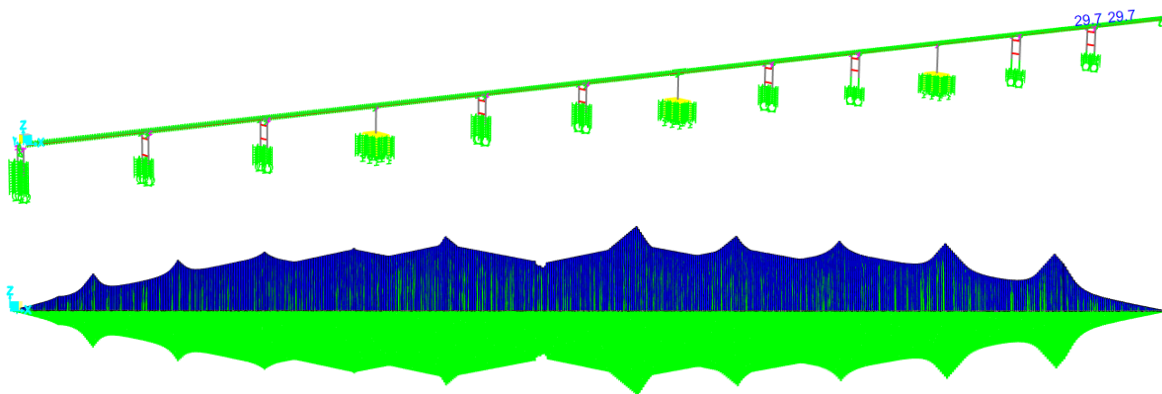


Fig. 32 – Arriba: modelo de interacción vía estructura para el puentes sobre el Río Yí. Abajo: envolvente de tensiones en el carril tras el análisis.

Vale la pena señalar que una misma estructura admite una infinidad de configuraciones posibles que exigirán distinta disposición de apoyos, refuerzos, aparatos de dilatación del carril, etc,

4. Conclusiones

La rehabilitación de una línea antigua y en desuso introduce varios desafíos, no sólo desde el punto de vista estructural, sino desde la coordinación constante con distintos equipos que trabajan en distintas disciplinas. La elección de soluciones debe ser cuidadosamente analizada teniendo en cuenta los costos, y tiempos de ejecución. Esto último es de particular en este caso ya que se contaba con estrictas fechas de cumplimiento dado que su concreción estaba encadenada con otros proyectos de inversión que contaban con su inauguración.

Es fundamental realizar en etapas tempranas campañas de inspección, de ensayos, estudios hidráulicos, estudios de antecedentes de las estructuras, de forma de que comulguen las soluciones estructurales con las restricciones que puedan existir. En cuanto a este último aspecto, debe ser tenido en cuenta también el carácter patrimonial e histórico que muchas de estas estructuras tienen para las localidades en las que se encuentran insertos.

Los materiales son un factor con muy alta incidencia, al encontrarse con estructuras de aceros antiguos (más de 100 años) como es caso típico de los históricos puentes de ferrocarriles, se deben tomar precauciones especiales para caracterizar los materiales y determinar cuestiones fundamentales: no solamente la resistencia es lo que interesa, también es importante conocer, por ejemplo, su ductilidad y su soldabilidad. En casos donde no es conveniente conservar los tableros es muy ventajoso lograr mantener, al menos parcialmente, la infraestructura ya que esto genera muchas ventajas a la hora de la ejecución. Optar por tableros isostáticos presente eficiencias de fabricación, montaje y operación que pueden superar las pérdidas de eficiencia estructural de este tipo de soluciones.

En las líneas modernas, dónde se adoptan rieles continuos soldados, son indispensables e importantes los análisis de interacción de vía-estructura, esto no solo permite cuantificar el reparto de esfuerzos en la estructura, sino que deben ser tenidos en cuenta para evitar que los rieles superen sus tensiones máximas de trabajo, y para controlar los desplazamientos entre tableros, o tableros y estribos, que en la normativa moderna tiene límites muy exigentes.

5. Agradecimientos

Agradecemos a las empresas constructoras que confiaron en RDA ingeniería para la realización de este proyecto, de inicio a fin: Sacyr (España), Saceem (Uruguay), NGE (Francia), Berkes (Uruguay).

6. Referencias

- [3] A.F.E. Administración de Ferrocarriles del Estado (Uruguay). *Historia*
- [4] B. Kühn, M. Lukić, A. Nussbaumer, H.-P. Günther, R. Helmerich, S. Herion, M.H. Kolstein, S. Walbridge, B. Androic, O. Dijkstra, Ö. Bucak. *Assessment of Existing Steel Structures: Recommendations for Estimation of Remaining Fatigue Life*. 1st ed. Europe: JRC Scientific a Technical Reports; 1987.
- [5] INTEMAC. *Informe de Resultados de los Ensayos Efectuados Sobre Muestras de Acero Laminado*. 2020
- [6] DEKRA. *Steeltest*. 2018.
- [7] EN. UNE-EN-1991-2:2004. *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 2: Cargas de tráfico en puentes*. 2004.

Cómo citar: M. Reina Da Rosa y M. Ihlenfeld Gagliardi, «Proyecto de rehabilitación de puentes en la línea del ferrocarril central del Uruguay», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 360-370. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>

Evaluación de puentes basados en inspección visual a través del catálogo de daños para Colombia

Autores: Édgar Muñoz Díaz ⁽¹⁾, Yezid Alvarado ⁽¹⁾ y Samir González ⁽¹⁾

¹ Departamento de Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá 111711, Colombia.

Resumen

Por la acción de la carga y la influencia del medio ambiente, los puentes pasan por procesos físicos y químicos una vez puestos en servicio, que generan su progresivo deterioro. Para garantizar su estabilidad y durabilidad, se requieren diversas tareas de conservación y principalmente de su inspección visual. El Sistema Inteligente de Gestión de Puentes de Colombia-SIGP incluye la inspección visual como base de diagnóstico en uno de sus módulos. Este trabajo presenta la metodología diseñada para hacer las inspecciones visuales más objetivas, la cual cubre varios aspectos como la escala de clasificación, el índice de condición, áreas de evaluación, un catálogo de daños y criterios de calificación. El catálogo de daños se diseñó como guía didáctica y de ayuda para el inspector en su labor de calificar los grupos, componentes en las diferentes áreas de evaluación propuestas, tomando para ello la experiencia de 5 campañas de inspección de SiPuCol. Se presentan los resultados de la inspección visual para diferentes tipologías y años de construcción. La objetividad y precisión de la condición obtenida en la inspección visual está apoyada por el catálogo de daños que permite identificar el deterioro, su causa y posible evolución, así como las acciones de intervención

Palabras clave: puentes, inspección visual, daños, calificación, índice de condición, tipologías, intervenciones.

Abstract

Due to the action of the load and the influence of the environment, bridges undergo physical and chemical processes once they are put into service, which lead to their progressive deterioration. To ensure their stability and durability, various conservation tasks are required, mainly visual inspection. The Intelligent Bridge Management System of Colombia (SIGP) includes visual inspection as a diagnostic basis in one of its modules. This work presents the methodology designed to make visual inspections more objective, covering aspects such as the classification scale, condition index, evaluation areas, a damage catalog, and qualification criteria. The damage catalog was designed as a didactic guide and aid for the inspector in rating the groups, components in the different proposed evaluation areas, drawing on the experience of 5 SiPuCol inspection campaigns. The results of the visual inspection for different typologies and construction years are presented. The objectivity and precision of the condition obtained in the visual inspection are supported by the damage catalog, which allows the identification of deterioration, its cause and possible evolution, as well as intervention actions.

Keywords: bridges, visual inspection, rating, index, typologies, interventions.

1. Introducción

Si bien la seguridad estructural es el principal objetivo que buscan las normas de diseño de puentes ([1]), aspectos como durabilidad, inspeccionabilidad y mantenibilidad también se

deben incorporar con el fin de garantizar una buena administración de estos activos y conseguir así el cumplimiento de su ciclo de vida. Estas buenas prácticas, así como aspectos de sostenibilidad ambiental y estéticos, se han incluido en normativas actuales ([2]), por lo que se puede esperar que muchos de los puentes antiguos (de alrededor de 75 años) no cumplan adecuadamente los ciclos de servicio prescritos para las estructuras actuales. Por ello, todos los sistemas de gestión en el mundo cuentan con un módulo de **inspección visual** para el diagnóstico y la valoración de la condición de los puentes. Dicho módulo integra diferentes niveles de inspecciones desde unas básicas rutinarias hasta unas muy especializadas que se realizan con equipos de alta tecnología como radares, drones, etc. La inspección es una evaluación detallada de tipo visual que busca realizar una valoración objetiva del estado del puente a través de un adecuado registro y calificación del tipo, ubicación e intensidad de los daños o deterioros presentes en los diferentes elementos de la estructura, apoyada en el módulo en un catálogo de daños. Se consideraron dos niveles para la determinación de la condición de la estructura, uno inicial que está relacionado con la evaluación de cada uno de los componentes del puente y se denomina índice de deterioro, y otro que contempla la evaluación de los grupos y su ponderación con jerarquías, el cual se denomina índice de condición del puente [3,4].

2. Metodología

La escala de calificación seleccionada para el módulo de inspección, tiene los mismos niveles de la inspección principal del primer Sistema de Administración de Puentes de Colombia implementado desde 1996 (SIPUCOL), con asesoría del Directorado de Carreteras de Dinamarca ([5]). De esta manera fue posible emplear la experiencia lograda con el histórico de las calificaciones realizadas por el INVIAS a los puentes en los últimos 20 años, especialmente la información de las cinco campañas de inventario e inspección realizadas (1996, 1998, 2001, 2008 y 2014). La escala cualitativa de este módulo se muestra en la Tabla 1:

Tabla 1. Escala de calificación de condición de deterioro para cada componente del puente

Estado	Denominación
0	Insignificante
1	Ligero
2	Leve
3	Fuerte
4	Severo
5	Extremo

Teniendo en cuenta la experiencia adquirida por parte del Instituto Nacional de Vías (INVIAS) más los avances en esta área consultados a nivel nacional (SIPUCOL) e internacional, se establecieron para la calificación de los componentes del puente tres áreas o aspectos relevantes de evaluación: Durabilidad, estabilidad y seguridad vial [6–8]

La durabilidad tiene en cuenta el grado y extensión de los deterioros de cada componente y los daños que se asocian a la reducción de la vida útil de la estructura. Está relacionada con los daños que afectan la condición de los diferentes materiales que hacen parte de los componentes de los puentes, tales como: concreto reforzado, concreto preesforzado, acero estructural, acero de refuerzo, cables, mampostería, roca, asfalto, etc. Al tener información específica en esta área para cada uno de los componentes de los puentes, el SIGP puede hacer una valoración de las labores de mantenimiento y conservación de los puentes en su ciclo de vida. Igualmente, con esta información será posible investigar sobre la durabilidad de los puentes por zonas en el país.

El área de evaluación de estabilidad tiene relación con la seguridad estructural, reduciendo la probabilidad de fallas asociadas a daños en elementos que comprometan la estabilidad parcial o global de la estructura. Para ello consideran los diferentes colapsos parciales o totales de los puentes que se ha producido en Colombia y nivel mundial en las últimas décadas [9], ante eventos como sismos, avenidas torrenciales, avalanchas, socavación, remoción en masa, sobrecargas y errores en el diseño/construcción. La tercera área es seguridad vial, la cual es fundamental en este nuevo sistema, porque tiene relación con la funcionalidad y la seguridad del usuario. Por otro lado, es uno de los aspectos que más ha avanzado en las normativas de diseño de puentes, como también en las de seguridad vial [10], especialmente en las especificaciones de las barandas o barreras de tráfico (vehiculares y peatonales). Esta situación es altamente preocupante si se tiene en cuenta las altas prestaciones con que cuentan los vehículos en la actualidad en particular los de tipo camión y los incrementos diarios en los volúmenes en el tráfico de estos por las vías colombianas. También hay aspectos como la excesiva rigidez de los elementos de contención, así como la inexistencia de elementos de transición entre estos y las barreras flexibles ubicadas en los accesos a los puentes, que han generado graves accidentes en vehículos livianos. La presencia y estado de pasos peatonales seguros en puentes ubicados en vías con velocidades de diseño superiores a 70 km/h en zonas urbanas, es un tema que también debe ser evaluado en las inspecciones de puentes. El concepto de seguridad vial en puentes también incluye el tema de la facilidad o no de realizar trabajos de inspección y mantenimiento rutinario en los puentes con la inclusión de zonas seguras de aislamiento sobre los mismos para dichas tareas. Adicionalmente existen problemas de seguridad vial relacionada con los elementos de servicio del puente, tales como superficie de rodadura (en zona de accesos y en el tablero), juntas de dilatación y andenes, que se tendrán en cuenta para su solución en el SIGP. También en la evaluación de este aspecto se deben tener en cuenta los criterios, tales como: pendiente de la vía, altura sobre el obstáculo que se salva, el tipo de uso del terreno bajo al puente (residencial, institucional, industrial, etc.) y el alineamiento del puente, entre otros. Igualmente, con la seguridad vial se revisan los gálibos y el estado de la señalización tanto vertical como horizontal, lo cual contribuye con el tema de seguridad a los usuarios y el control de la accidentalidad.

Por otro lado, se definieron cinco (5) grupos para los puentes, cada uno de ellos compuesto por una serie de componentes que dependen de su tipología, cuya conformación genérica se muestra en la Tabla 2:

Tabla 2. Grupos, componentes y elementos de un puente típico de viga y losa simplemente apoyado de varias luces.

Grupos	Componentes
1. Servicio	Superficie de rodadura
	Juntas de dilatación
	Andenes
	Bordillos
	Barandas/Barreras/Separador
2. Subestructura	Taludes/Obras adyacentes
	Aletas
	Estribos
	Pilas/Torres/Pilones
3. Superestructura	Dispositivos de apoyos/protección sísmica
	Losa
	Vigas
4. Entorno	Cauce
5. Seguridad vial	Señalización

Basados en las tres (3) áreas de evaluación se desarrolló el **catálogo de daños**, que está constituido por una serie de rúbricas, que incluyen condiciones patológicas versus calificación o niveles de severidad. En la Fig.1 se muestra la estructura de dicho catálogo, que incluye la cantidad de las rúbricas de las tres (3) áreas de evaluación, las cuales están almacenadas en la app de inspección, que es utilizada para las labores de inspección en campo.

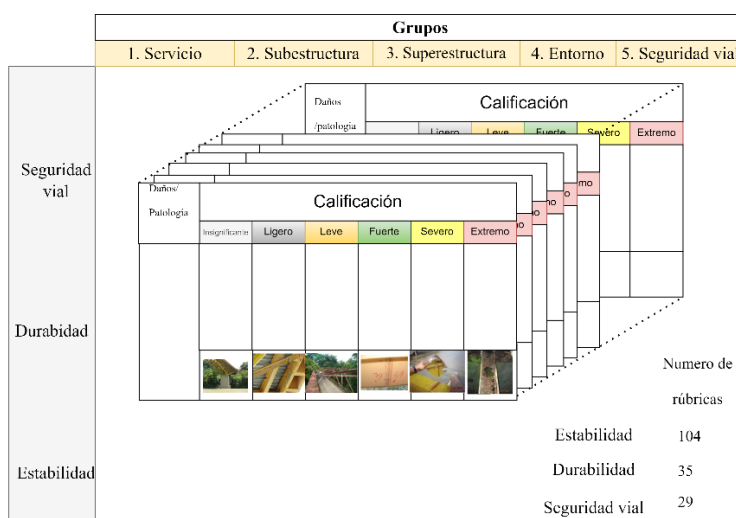


Fig. 1. Catálogo de daños

3. Resultados

Basados en la inspección visual apoyada en el catálogo de daños, se presenta en la Fig. 2 los resultados de los índices de condición de los 94 puentes que hicieron parte del tramo piloto,

encontrándose que solamente el 2 % están susceptibles a falla parcial o total y el 11 % en estado crítico. Son mayores las calificaciones y por lo tanto los daños identificados de los puentes por seguridad vial comparadas con las áreas de evaluación de durabilidad y estabilidad. Y hay mayores daños relevantes por durabilidad que por estabilidad.

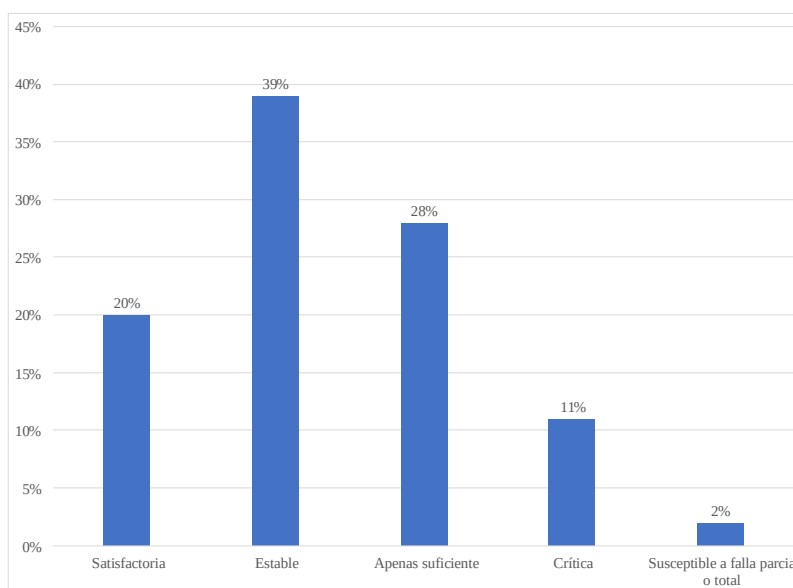


Fig. 2. Resultados de los índices de condición de los puentes del tramo piloto

4. Conclusiones

Se desarrolló e implementó un nuevo módulo de inspección visual y diagnóstico para el sistema inteligente de gestión de puentes de Colombia, que permite la identificación de los daños relevantes en los diferentes componentes de los puentes con mayor rigor y precisión. Todo, producto del desarrollo de un **catálogo de daños** que reúne la experiencia de más de 20 años en la identificación de los principales de daños y la determinación de los índices de condición más la calificación de las tres (3) áreas de evaluación como son: estabilidad, durabilidad y seguridad vial. Esto último, lo hace diferente a los principales sistemas de gestión en el mundo, por las necesidades de estas obras viales en Colombia, articulado para tener información del estado de los puentes en tiempo real conectado en una base de datos mediante un aplicativo digital. Mediante este módulo se identifica la necesidad de la intervención de los puentes a través de obras de mantenimiento o de rehabilitación o repotenciación urgentes y/o definitivas, como también evitar el colapso parcial o total de los mismos. Este módulo es una parte fundamental del sistema inteligente de puentes y que se constituye en un insumo para la priorización y toma de decisiones[11].

5. Referencias

1. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) *THE MANUAL FOR BRIDGE EVALUATION*; 2018;
2. INVIAS/AIS *Norma Colombiana de Diseño Sismo Resistente de Puentes*; Bogotá, Colombia, 2014;
3. WG4, C.T. *A Guide for Documenting Bridge Data Version 1.0*; 2017;
4. Instituto Nacional de Vías; *Directorado de Carreteras de Dinamarca Manual de Inspección Principal de Puentes - Sistema de Administración de Puentes de Colombia(SIPUCOL)*; 1996;

5. Danish Road Directorate HANDBOOK - Inspection of Structures; Denmark, 2019;
6. COST345 Procedures for Assessing Highway Structures.Final Report of the COST 345 Action. ; 2007;
7. MnDOT Bridge and Structure Inspection Program Manual.; 2014;
8. Caltrans Caltrans Bridge Element Inspection Manual.; 2017;
9. Muñoz, E.E.; Moreno, F.N.; Mohammadi, J. Investigation of Common Causes of Bridge Collapse in Colombia. Practice Periodical on Structural Design and Construction 2009, 14, 194–200, doi:10.1061/(ASCE)SC.1943-5576.0000006.
10. Minitransporte Manual de Señalización Vial; 2015;
11. Universidad de los Andes; Pontificia Universidad Javeriana Módulo de Priorización y Toma de Decisiones; Bogotá, 2022;

6. Agradecimientos

La investigación presentada en este trabajo está auspiciada por el Convenio Especial # 002444 de 2019 del Instituto Nacional de Vías de Colombia, la Universidad de Los Andes y la Pontificia Universidad Javeriana.

Cómo citar: É. Muñoz Díaz, Y. Alvarado, y S. González, «Evaluación de puentes basados en inspección visual a través del catálogo de daños para Colombia», en *XL Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural: Memorias*, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander, oct. 2024, pp. 371-376. [En línea]. Disponible en: <https://noesis.uis.edu.co/handle/20.500.14071/44900>