Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.

BOLETÍN DE DIFUSIÓN

Octubre, 2026

No21



Foto Portada: Acapulco, Guerrero
Autor: Adrián Pozos

50 ANIVERSARIO SMIE Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.

Boletín Informativo de la
Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural

DEyRE;CE

No. 21 / Octubre / 2026

Presidente SMIE:
Dr. Rodolfo E. Valles Mattox

Director editorial:
Dr. Diego Miramontes de León

Diseño y formación:
LDG. Rodrigo García García

Contacto:
Dr. Diego Miramontes de León
dmiram@uaz.edu.mx

Lic. Cassandra Tecua Bárcenas
gerencia@smie.com.mx

50 ANIVERSARIO SMIE Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.

Renovación Directiva y Compromiso Técnico:
Asume el III Consejo Directivo de la SMIE Delegación Tabasco

Por: Redacción Institucional ***SMIE Delegación Tabasco***

El pasado viernes 21 de agosto de 2026, la **Delegación Tabasco de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C. (SMIE)** celebró la toma de protesta de su **III Consejo Directivo para el periodo 2026-2027.** La ceremonia tuvo lugar en las instalaciones del Colegio de Ingenieros Civiles de Tabasco, A.C., congregando de manera presencial y remota a destacadas personalidades de la ingeniería, la academia y el sector público.

El acto dio inicio con el mensaje del **M. en E. Ricardo Díaz Seoane,** presidente saliente de la delegación, quien rindió informe de las actividades concluidas durante su gestión. En su intervención, enfatizó la trascendencia de la continuidad institucional y la responsabilidad de fortalecer permanentemente el gremio profesional al servicio de la seguridad estructural en la región.



M. en E. Ricardo Díaz Seoane dirigiendo su mensaje de conclusión de gestión.



Momento protocolario de la toma de protesta del III Consejo Directivo de la SMIE Delegación Tabasco.

Solemne Toma de Protesta

El momento central de la jornada se desarrolló mediante un enlace virtual encabezado por el **Dr. Diego Miramontes de León,** Vocal de Delegaciones del Consejo Directivo Nacional de la SMIE, desde el estado de Zacatecas. Ante la comunidad técnica reunida, el Dr. Miramontes procedió a tomar la protesta de ley a los integrantes de la nueva directiva, exhortándolos a velar por la ética, la excelencia profesional y el avance de la disciplina en el estado.

El III Consejo Directivo para el periodo 2026-2027 queda integrado de la siguiente manera:

- **Presidente:**
  M. en E. Daniel Gildardo Romero Ceronio
- **Vicepresidente:**
  M. en E. Arnulfo Hernández Martínez
- **Secretario:** M. I. Williams de la Cruz Rodríguez
- **Tesorero:** M. en E. Emilio Salas Llergo
- **Vocales y Coordinadores:** Mtra. Alejandra Javier Rodríguez, M. en E. Bianca Estela López Juárez, Ing. Dorilian Lázaro Hernández, M. en E. Carmen Díaz Ramírez y Dr. José Francisco Olán López.

Asimismo, el evento contó con las palabras del Mtro. Ramón Morales Ross, quien fungió como padrino de esta nueva directiva, expresando sus parabienes a los ingenieros colegiados.

En su primer mensaje oficial como presidente de la delegación, el M. en E. Daniel Gildardo Romero Ceronio refrendó el compromiso de la SMIE Tabasco de consolidar la capacitación continua, fortalecer los lazos de vinculación con el sector



Integrantes del III Consejo Directivo de la SMIE Delegación Tabasco e invitados e integrantes del presídium

académico y promover el intercambio técnico de alto nivel entre los especialistas en la materia.

Presídium e Invitados Especiales

La relevancia institucional del evento quedó de manifiesto con la asistencia de distinguidas autoridades, líderes gremiales y representantes académicos en el presídium y entre la concurrencia especial:

- **Mtro. Juan José Gutiérrez Vidal,** Presidente Fundador de la SMIE Delegación Tabasco.
- **Mtro. Ramón Morales Ross,** Padrino de la Toma de Protesta del III Consejo Directivo y miembro destacado de la SMIE Delegación Tabasco del año 2026.

• **Dr. Ricardo Espino García,** Presidente del XXVII Consejo Directivo del Colegio de Ingenieros Civiles de Tabasco.
• **Arq. Jorge Tirado Cabal,** en representación del **Arq. Narciso Alberto Pérez Nuila,** Director de Obras, Ordenamiento Territorial y Servicios Municipales del H. Ayuntamiento de Centro.
• **Ing. Sergio Manuel Orueta,** Coordinador de Infraestructura Privada, en representación del •
• **Mtro. Carlos Villegas Adriano,** Presidente de la CMIC Delegación Tabasco.
• **Mtro. Andoni A. Torres Jiménez,** Presidente del Colegio Instituto de Ingenieros Civiles de Tabasco.
· Profesores investigadores de la División Académica de Ingeniería y Arquitectura (DAIA) de la UJAT el **Dr. Sergio Alberto Díaz Alvarado** y el **Dr. Alberto Vázquez Martínez.**
• **M.A.C. Carlos Manuel Arcia Félix,** Jefe de Carrera de Ingeniería Civil del Instituto Tecnológico Superior de Macuspana..
• **Lic. Gilberto Segovia Quintero,** Presidente del Consejo Directivo de la Asociación Mexicana de Hidráulica, A.C.
• **Mtra. Nadxieli Guadalupe Chévez Cruz,** Jefa del Departamento de Ciencias de la Tierra del TecNM Campus Villahermosa.
• **Arq. Alejandra Sánchez Prats,** Vicepresidente del Colegio de Arquitectos Tabasqueños.
• **M. en I. Mayra Nolasco Vasconcelos,** Tesorera de la SMIG
• **Ing. José Arturo Hernández Guevara,** en representación de la AMIVTAC Tabasco (XII Comité).

Aporte Académico y Conferencia Magistral

Fiel al espíritu técnico de la SMIE, el programa prosiguió con la conferencia magistral impartida de manera virtual por la **Dra. Alheli Silvestre López Castañeda,** investigadora del **Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM)**. La especialista expuso el tema "Estudio de la duración del movimiento del suelo y su efecto en la respuesta estructural", abordando aspectos clave en el análisis del riesgo sísmico y la caracterización de la demanda en estructuras críticas.

Al término de la ponencia, el M. en E. Daniel Gildardo Romero Ceronio y el Dr. Ricardo Espino García, presidente del XXVII Consejo Directivo del Colegio de Ingenieros Civiles de Tabasco, entregaron un reconocimiento institucional a la conferencista.

Al término de la ponencia, el M. en E. Daniel Gildardo Romero Ceronio entregó un reconocimiento institucional a la conferencista en nombre de la comunidad técnica de Tabasco. El acto concluyó en un ambiente de fraternidad profesional, consolidando a la SMIE Delegación Tabasco como un pilar fundamental para el desarrollo y la resiliencia de la infraestructura en el sureste mexicano.



M. en E. Daniel Gildardo Romero Ceronio, Presidente del III Consejo Directivo, dirigiendo su discurso inaugural.

Retos y compromisos en la conservación e intervención del patrimonio edificado: historia a través de los sismos

por: Diego Miramontes de León

Introducción

El patrimonio edificado en nuestro país representa un acervo extenso de construcciones edificadas desde hace varios siglos. Entre ellas se cuenta con templos, conventos, palacios, casonas, haciendas, monumentos y más. Preservar estas construcciones requiere un trato particular por las características propias de estas estructuras como son antigüedad, concepto estructural, materiales, procesos constructivos y valores intrínsecos.

Una pregunta que parece ser natural fue, ¿si estas construcciones tenían de pie cientos de años, por qué se derrumbaron durante los sismos de septiembre del 2017? El efecto de los sismos puede ser más devastador cuando no se les ha protegido del paso del tiempo (envejecimiento), la intemperie, falta de mantenimiento o intervenciones inapropiadas. Además, el sismo puede contener alguna característica atípica que incrementa el daño sobre estructuras masivas, como son las que corresponden a la mayoría de las estructuras históricas.

Estrategia básica

Los reportes sobre los sismos de septiembre del 2017 presentados por instituciones y departamentos especializados son extensos [1, 2, 3] y se pueden consultar con facilidad y con ellos, proponer algunos mecanismos de falla provocados por una aceleración vertical mayor a la ocurrida en sismos anteriores. En este documento se tratará el daño provocado en algunas construcciones icónicas y su propuesta de intervención. Para abordar el tema se puede partir de algunos requisitos básicos para justificar la reconstrucción y/o refuerzo de las estructuras, respetando la integridad estructural, la originalidad y la reversibilidad.

De esos tres conceptos, el primero se refiere a la seguridad estructural y que debe reducir el peligro de colapso y el daño fatal a las personas. El segundo se refiere a mantener el empleo de materiales compatibles con los de la estructura original, pero además se debe respetar el concepto estructural. Esto significa que se debe considerar que los materiales de origen se utilizaron para mantener la estabilidad a partir de su resistencia a compresión. Por ello, la geometría y el equilibrio son la base del análisis estructural. Por último, la reversibilidad consiste en remover, en algún momento requerido, el refuerzo o estructuras provisionales necesarias para mantener el equilibrio durante las etapas de consolidación, aún si la reversibilidad no es inmediata.

Para llevar a cabo todo proyecto de intervención se requiere incluir, al menos, los siguientes pasos :

1.- Revisión del marco normativo y de responsabilidades

Es indispensable revisar si se trata de una edificación catalogada, si forma parte del patrimonio mundial, si existen reglamentos y normas locales de preservación y otros requisitos legales, además de las responsabilidades de ejecución (DRO y CSE).

2.- Diagnóstico visual y evaluación cualitativa

La visita de campo permite definir las características generales de la edificación, como tamaño, tipo de estructura (religiosa, civil, artística ...), materiales de construcción y nivel de daño. Se trata de una inspección visual y recopilación de información (documental y levantamientos de daños). Para el caso de edificios históricos, es común que no se tengan planos ni información de los materiales empleados. También es común que los procesos constructivos se llevaran a cabo durante décadas con materiales y procesos constructivos diferentes. En esta etapa es necesario establecer hipótesis del nivel de daños y de los mecanismos de falla que los provocaron.

3.- Evaluación cuantitativa

Estimar el nivel de daños en forma numérica. Aquí se verifica la hipótesis planteada en el punto 2 a través de un análisis estructural acorde al tipo de estructura y de sus materiales. Es importante obtener información de las características mecánicas de los materiales para generar una mejor aproximación al modelo numérico. El le-

vantamiento topográfico con equipos modernos permite generar modelos 3D con buena precisión geométrica para estimar cargas y esfuerzos en los diferentes elementos estructurales. Sin embargo, se debe mantener en mente que las propiedades del material no se conocen más que en forma aproximada y además, es altamente heterogéneo. Por ello, los métodos de análisis basados en geometría y equilibrio ayudan a comparar los resultados con métodos elásticos. El análisis debe incluir la respuesta antes y después de la intervención.

4.- Elaboración y presentación del proyecto

Para este punto se requiere una participación interdisciplinaria. El proyecto de intervención debe incluir el trabajo de expertos en conservación. La opinión artística, cultural, histórica y simbólica es indispensable para la definición final del proyecto. También deben intervenir expertos en conservación de bienes muebles. Es frecuente que la comunidad exija respeto en los procesos de rehabilitación y mantenimiento del inmueble por los valores intrínsecos que representa para los habitantes del lugar. Si la edificación tiene relevancia nacional o internacional, deberá ajustarse a normativas especializadas en la preservación del patrimonio mundial.

Geometría y equilibrio
Ingeniería Antigua

La construcción a base de piedra, madera y tierra (adobe) es milenaria y las grandes catedrales se edificaron bajo principios básicos de geometría y equilibrio, lo que indujo un concepto estructural adecuado a esos materiales. No es capricho analizar las construcciones patrimonio con base en esos principios, ya que su geometría responde a una resistencia a compresión y despreciable resistencia a tensión. Además, sus propiedades mecánicas después de exposiciones severas de intemperismo y carga durante siglos no se conocen. En la Figura 1a se distinguen algunos sillares aparentes en la parte baja del campanario, en cambio, en la Figura 1b es notoria la composición de boleos y agregados con morteros de cal y adobe, o tierra. Las condiciones del material se descubren después de su fractura.

El diseño y construcción de muchos inmuebles históricos se hicieron sin las herramientas matemáticas ni equipos electrónicos que tenemos ahora y aun así se han mantenido de pie durante tiempos prolongados. En orden cronológico, la Figura 2 incluye dos tratados antiguos de gran valor. En el transcurso del tiempo se amplían los conceptos de construcción, como la estereotomía, líneas de empuje, geometría descriptiva, bóvedas, construcción de puentes, estabilidad y más (Figura 3). Las referencias aparecen en las mismas imágenes. Reconociendo que la geometría y equilibrio son la base de análisis de las construcciones históricas es de interés aplicar este enfoque para el estudio de casos.



a) Torre campanario

b) Detalle de pierna

Figura 1.- San Nicolás Tolentino, Malinalco, después del sismo del 2017.

Cargas gravitacionales

Para el análisis numérico existen paquetes sofisticados de cálculo en 3D que en segundos realizan un análisis estático o dinámico de modelos más o menos complejos. En estos análisis es necesario incluir como datos, al menos, el peso específico del material, el módulo de elasticidad y módulo de Poisson. Aún con la toma de muestras, esta información debe tomarse con reserva debido a la heterogeneidad del material. Las prácticas constructivas en templos y conventos del siglo XVI al XIX incluían el relleno de material de desecho entre dos capas de piedra o adobe.

Cargas sísmicas

Considerando la incertidumbre en las propiedades elásticas de los materiales de fábrica, el análisis sísmico estático es de gran ayuda para estimar las fuerzas cortantes que deben ser resistidas por diferentes elementos estructurales. Nuevamente, con este método sólo se requiere determinar el peso y estimar, por medio de ensayes a compresión, la capacidad del material. Para el cálculo de Fi (Figura 4), se necesita definir la altura a la que se desea calcular la fuerza cortante, es decir, nuevamente participa la geometría del inmueble [4].

Aunque pueda considerarse simplista, este método ofrece información valiosa para revisar la capacidad portante de edificaciones antiguas sin agregar hipótesis de propiedades mecánicas desconocidas. Además, no se omite el preparar, posteriormente, modelos 3D en donde se adoptan valores aproximados de módulos de elasticidad. El problema de asentamientos diferenciales también se resuelve, aceptablemente, estudiando la respuesta global sobre bases elásticas.

Ensaye de materiales

Debido a las características mecánicas del material degradado, es conveniente ensayar algunas muestras del inmueble en estudio para reducir las suposiciones de parámetros a utilizar durante la revisión de la estabilidad estructural. La Figura 5 muestra dos probetas tomadas de la escultura teológica La Esperanza, en la Catedral Metropolitana de la ciudad de México. Las esculturas se colocaron en 1812, por lo que era muy importante conocer la resistencia residual de la cantera con que fueron elaboradas para revisar su capacidad a carga lateral una vez sentadas sobre un pedestal, por medio de un anclaje.



Figura 2.- Tratados antiguos sobre edificación.

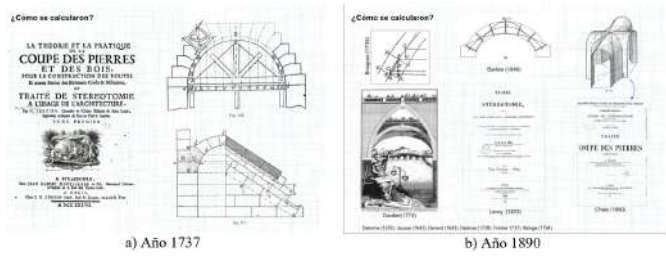


Figura 3.- Estereotomía y conceptos de líneas de empuje.

Un segundo ejemplo corresponde al templo de Nuestra Señora de los Ángeles. La historia de problemas estructurales está documentada en referencias como la del P. Berruecos [5]. Debido a la delicada estabilidad de la cúpula (Figura 6), determinar características básicas de peso, resistencia y módulo de elasticidad, era un requisito necesario para justificar alguna estrategia de consolidación.

Patologías frecuentes

Los daños en los inmuebles del patrimonio edificado bien pueden tener antecedentes de años o décadas de manifestarse sin recibir mayor atención, pero que se agravaron después de los sismos del 7 y 19 de septiembre. No se trata de describir los cuatro puntos citados antes, sino de mostrar el efecto devastador de estos sismos en particular, acompañados por el envejecimiento, intemperismo y degradación de los materiales.

La arquitectura común en templos, conventos y edificios coloniales mantienen una geometría y proporciones muy similares. Los primeros, en su mayoría con un desplante en forma de cruz o de una nave, con bóvedas de cañón o de arista. Los segundos con un patio central rodeado de espacios para habitaciones o servicios públicos. Para soportar las

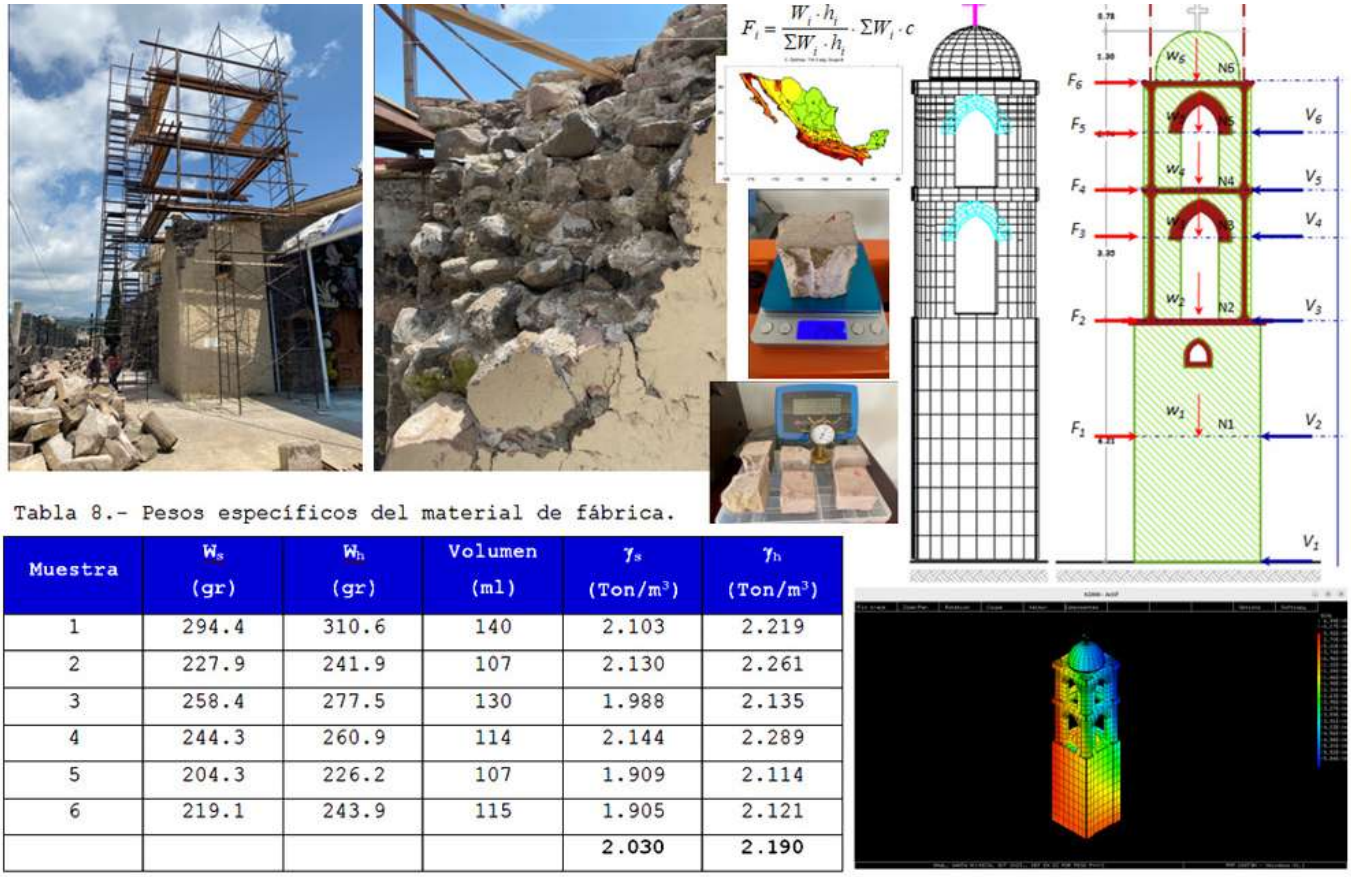


Tabla 8.- Pesos específicos del material de fábrica.

Muestra	W_s (gr)	W_h (gr)	Volumen (ml)	γ_s (Ton/m³)	γ_h (Ton/m³)
1	294.4	310.6	140	2.103	2.219
2	227.9	241.9	107	2.130	2.261
3	258.4	277.5	130	1.988	2.135
4	244.3	260.9	114	2.144	2.289
5	204.3	226.2	107	1.909	2.114
6	219.1	243.9	115	1.905	2.121
				2.030	**2.190**

Figura 4.- Peso específico de materiales y fuerzas laterales.



Muestra	γ_s (Ton/m³)	γ_h (Ton/m³)	Max._Esfuerzo (N/mm²)	Max._Carga (kN)	M. Elástico (Mpa)	Obs
E1	2.405	2.458	27.5943	21.4500	1685.220	
E2	2.349	2.398	15.1758	23.0438	1877.485	



Figura 5.- Ensaye de probetas de la escultura La Esperanza.

cargas laterales se emplearon contrafuertes adosados a los muros. Dependiendo del lugar y del tamaño del templo, los elementos varían en dimensiones. Una aceleración vertical provoca mayor daño a elementos muy masivos. La Figura 7a muestra el colapso de la cúpula en el templo de Santo Domingo de Guzmán en Hueyapan, y la Figura 7b muestra el deslizamiento vertical de un contrafuerte masivo en San Guillermo Totolapan, en ambos casos, cuentan con su convento y se ubican en el Estado de Morelos.

Las naves de los templos y los claustros, alto y bajo, tuvieron agrietamientos severos a la altura del riñón. La Figura 8 muestra ejemplos de daños en bóvedas de cañón en dos templos y en la Figura 9, daños en claustros. Este tipo de falla se repitió en la mayoría de los conventos dañados, con ligeras variaciones. Conviene agregar que los templos y conventos visitados después de los sismos de septiembre del 2017 forman parte de la ruta del patrimonio edificado entre los Estados de México, Morelos y Puebla.





Figura 6.- Ensayes de caídos en el templo de NSA.


a) Colapso de cúpula, Hueyapan


b) Caída de contrafuerte, Totolapan

Figura 7.- Ejemplo de fallas estructurales en Morelos.


a) Daño en bóveda, Ocuituco


b) Daño en bóveda, Tlayacapan

Figura 8.- Ejemplo de daños interiores en templos en Morelos.


a) Patio central, Totolapan


b) Claustro alto, Tetela del Volcán

Figura 9.- Daños en claustros, alto y bajo.

Otros elementos muy afectados fueron los campanarios, con daño o caída de alguno de sus cuerpos como en varios casos del Estado de México Guerrero, Morelos, Puebla, Oaxaca. Algunos ejemplos se muestran en las Figuras 10 y 11. Otros daños frecuentes se presentaron en cimborrios. Con el propósito de completar la imagen de problemas estructurales y aunque hay gran cantidad de imágenes disponibles, sólo se incluye el cimborrio en Tepecoacuilco, Gro y el de Nuestra Señora de los Ángeles en la Cd. de México (Figura 12), siendo este último con un daño de colapso casi total.



a) Telela del Volcán, Morelos



b) Hueyapan, Morelos

Figura 10.- Campanarios dañados.



a) Huaquechula, Puebla



b) Hueyapan, Morelos

Figura 11.- Campanario dañados.



a) Tepecoacuilco, Gro.



b) Nuestra Señora de los Ángeles, CdMx.

Figura 12.- Daño grave en cimborrios.

Estudio de casos

Aún con la similitud en geometría, composición arquitectónica y materiales, cada caso requiere una atención particular. Para su intervención es necesario identificar las causas probables de las fallas estructurales, esto implica la búsqueda de información como antigüedad del inmueble, materiales que lo componen, historia de daños e intervenciones anteriores, entre otras.

Para hacer un resumen de estudio de casos se incluyen gráficamente algunos ejemplos. Conviene agregar que estos proyectos consumen mucho tiempo para su estudio y valoración de su intervención, en donde el INAH, Sitios y Monumentos, Juntas Estatales, INBAL, ICOMOS y otros, juegan un papel decisivo en las labores de intervención. También es conveniente agregar que, en estas estructuras, el rol del diseño estructural debe apegarse a los lineamientos dictados por esos organismos y expertos en conservación. La historia nos ha enseñado que las dimensiones y proporciones del patrimonio edificado se hicieron basadas en el conocimiento y experiencia de muchos siglos, por lo que respetar su arquitectura, sus materiales y regresar al nivel de consolidación inicial, garantizará otro periodo de larga vida.

El análisis y diseño estructural asegura la estabilidad de los inmuebles históricos respetando el concepto geométrico y de equilibrio con el que se concibieron, limitando las soluciones invasivas e irreversibles. Esta es una aclaración importante para el que considera que la ingeniería estructural no propone nada y el siguiente ejemplo sugiere mayor precaución.

San Juan Atzingo, EdoMx.

Es un templo pequeño rico en ornamento sacro que sufrió daños severos en muros, bóvedas y cúpula. Intervenciones anteriores formaron un confinamiento excesivo con elementos de concreto reforzado (CR) en el exterior e interior de sus torres campanario (Figura 13).



a) Refuerzo exterior

b) Refuerzo interior

Figura 13.- San Juan Atzingo, EdoMx.

La parte superior de la torre (Figura 13a), sufrió graves daños por el cambio de rigidez, véase la fractura en el arranque del campanario. En la fachada, se aprecia una de las columnas dislocada a media altura, además, el efecto del sismo se extendió en el interior y exterior del templo. El material de fábrica en muros presentaba un deterioro muy avanzado y la incompatibilidad entre materiales originales y refuerzo se comprobó en la respuesta global del inmueble (Figura 14). A través de un modelo 3D, la Figura 15 muestra la respuesta elástica del templo, sin los elementos de CR, que resulta en una mejor distribución de esfuerzos ante carga lateral.

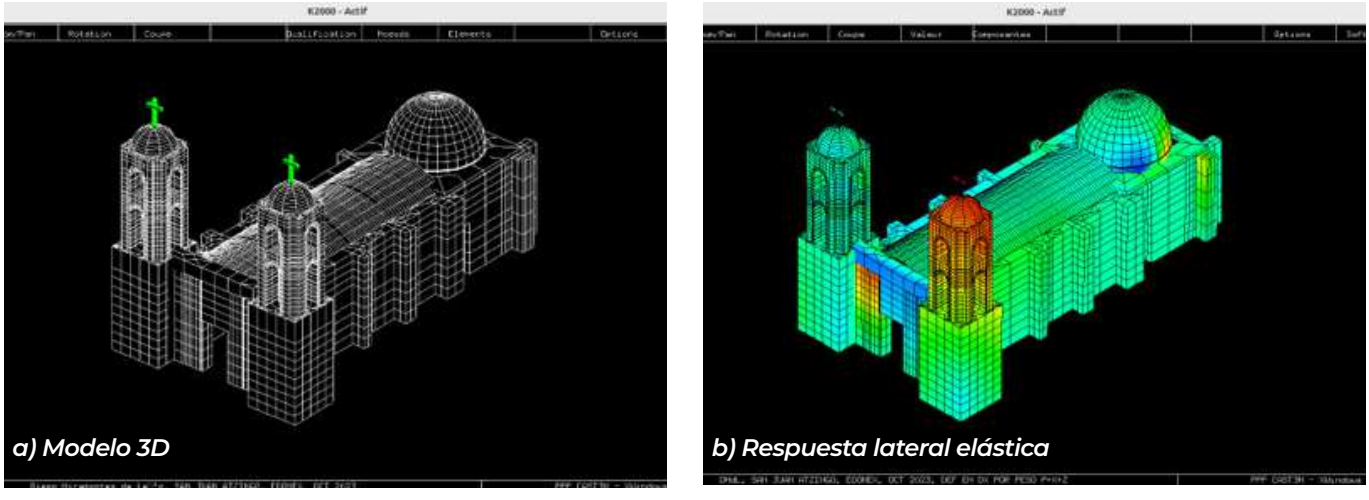
Debido a las dimensiones excesivas del refuerzo, se provocaría un daño mayor en trabajos de demolición, por lo que se consolidó el material de fábrica en la mayor parte del templo y se agregó un cuatrapeo de la mampostería para mejorar la continuidad entre elementos. Además se agregaron contrafuertes en el muro testero según se muestra en la Figura 15.



a) Cortante en base del campanario

b) Fractura por falta de continuidad

Figura 14.- Falla por incompatibilidad de materiales.



a) Modelo 3D

b) Respuesta lateral elástica

Figura 15.- Análisis numérico con Cast3M [6].

Templo de la Inmaculada Concepción, Tepecoacuilco, Gro

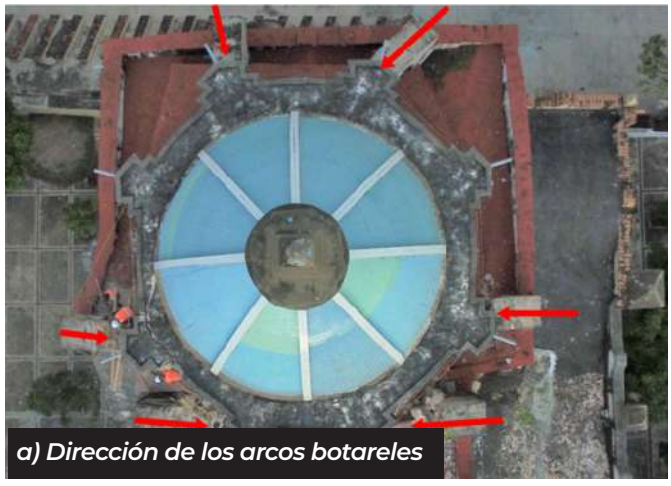
Se incluye este ejemplo para mostrar cómo, a través de un análisis estructural se comprobó el daño que provocaba una orientación arbitraria de arcos botareles sobre el cimborrio del templo. La Figura 12a muestra el daño en el tambor, mientras la Figura 16a muestra la orientación de los botareles con direcciones perjudiciales al cimborrio. La Figura 16b muestra, en un modelo simplificado, el efecto de esos empujes sobre las pilastras adosadas y sobre el tambor. En el arranque del tambor existe un anillo, que redujo significativamente los daños en la cúpula.

De esta forma se mostró el daño que provocaba la orientación incorrecta de esos elementos, quienes además, fueron añadidos en una etapa posterior y ajustados al espacio disponible para desplantarlos. A pesar de ser muy evidente el daño estructural que provocaban, fue necesario demostrarlo numéricamente para convencer que los retiraran.

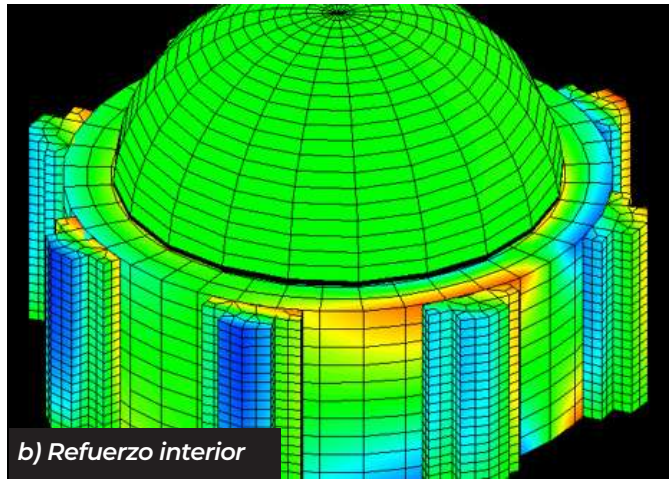
Análisis estático

Para el caso de elementos rectos, como muros, contrafuertes, campanarios, el volumen, peso y esfuerzos se obtienen con facilidad. Para otros elementos se usan superficies curvas comunes para cubiertas como bóvedas, cúpulas, paraboloides. En todos ellos es posible desarrollar expresiones simples para calcular el volumen y con ello, estimar su peso en cualquier corte que se haga.

La Figura 17a, muestra un ejemplo para una cúpula ahusada, en donde para cualquier corte, la reacción vertical V debe ser igual al peso del casquete sobre la altura y, sea o no esférica. Conocido este valor y la pendiente a la altura de corte se obtienen los valores de T y H (tangencial y radial).

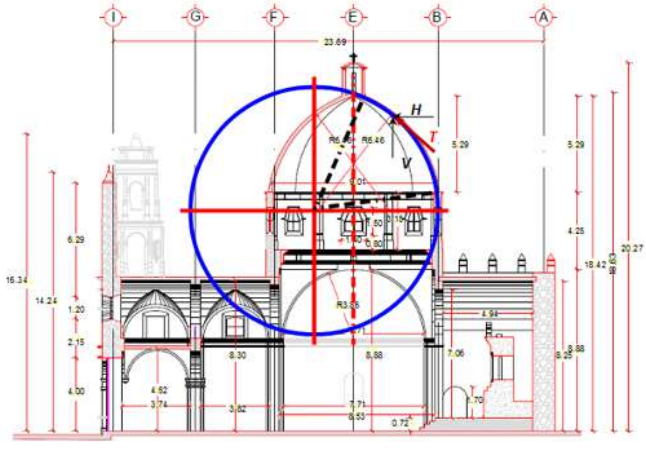


a) Dirección de los arcos botareles



b) Refuerzo interior

Figura 16.- Detalles de arcos botareles en cimborrio.



a) Trazo para cálculo de volumen

Parámetro	y			
	(3/4)R	(1/2)R	(1/4)R	0.68
$\theta = \cos^{-1}(y/R)$	0.230π	0.333π	0.420π	0.466π
$l = R(\theta - \theta_0)$	2.148	4.242	5.989	6.938
$\int xdl = r^2(-\cos\theta)_{\theta_0}^{\theta}$	7.293	17.693	28.093	34.108
$x = (1/l)\int xdl$	3.394	4.171	4.691	4.916
$\bar{X} = 4.922 - x$	1.444	2.221	2.741	2.966
$A = 2\pi \cdot \bar{X} \cdot l$	19.491	59.195	103.137	129.302
$Vol = A \cdot t$	3.898	11.839	20.627	25.860
$W = Vol \cdot \gamma_{mamp}$ Ton	6.237	18.942	33.003	41.376
$r_o = R \cdot sen\theta - 1.95$	2.316	3.636	4.295	4.464
$S = 2\pi \cdot r_o$ (m)	14.552	22.846	26.986	28.048
$V = (1/S)W$ (T/m)	0.429	0.829	1.223	1.475
$T = V(1/sen\theta)$ (kg/m)	647.825	957.245	1263.110	1483.265
$H = T \cdot \cos\theta$ (kg/m)	485.865	478.623	315.790	156.380

b) Peso y fuerzas en cúpula

Figura 17.- San Juan Bautista, Coatetelco, Morelos.

Para cúpulas con linternilla y ahusadas conviene integrar el segmento de arco que se forma entre dos ángulos Θ, (líneas punteadas de la Figura 17a) manteniendo fijo el de la corona, después por el teorema de Varignon, se localiza el centroide medido desde la linternilla y por Pappus se genera la superficie, ésta se multiplica por el espesor para obtener el volumen. La Figura 17b muestra el ejemplo de Coatetelco. Si la cúpula no es ahusada, el cálculo se reduce a expresiones comunes del casquete cilíndrico. Si el arranque coincide con el perímetro mayor, las fuerzas H (horizontales) son nulas en la base de la cúpula.

Para el caso de paraboloides, también se pueden obtener integrales simples para calcular el volumen (Figura 18). Para el caso hiperbólico, S se puede aproximar a un arco circular o a una parábola. Para la aproximación parabólica de S se obtiene una integral cerrada [7]. Para los paraboloides elípticos, también se pueden obtener integrales cerradas. La misma figura muestra dos casos identificados como cerrados o abiertos. Los primeros muy empleados en algunos conventos. Casos prácticos se muestran en la Figura 19.

Para las bóvedas de cañón con lunetos, también se pueden desarrollar ecuaciones que faciliten el cálculo del peso, además de estimar el esfuerzo en las secciones que se deseen. La Figura 20 muestra la bóveda de cañón con lunetos en Ecatzingo, Edo de México y las ecuaciones para el cálculo del área. Conviene agregar que también se estudian estructuras no catalogadas pero que guardan un valor intrínseco para una región particular. Ejemplos no faltan, sólo por citar algunos estudiados, está el templo de Santa Rosa de Lima en Xochiac y una espadaña del Carmen, en San Ángel, ambos casos en la ciudad de México.

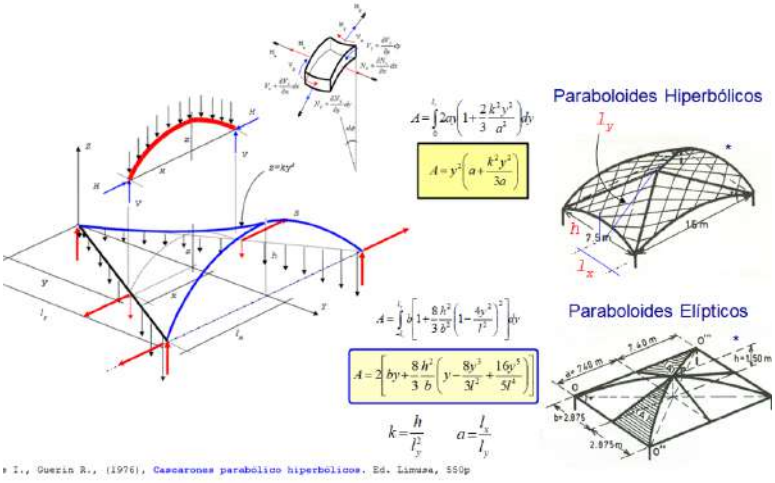


Figura 18.- Expresiones cerradas para el cálculo de superficies en paraboloides.

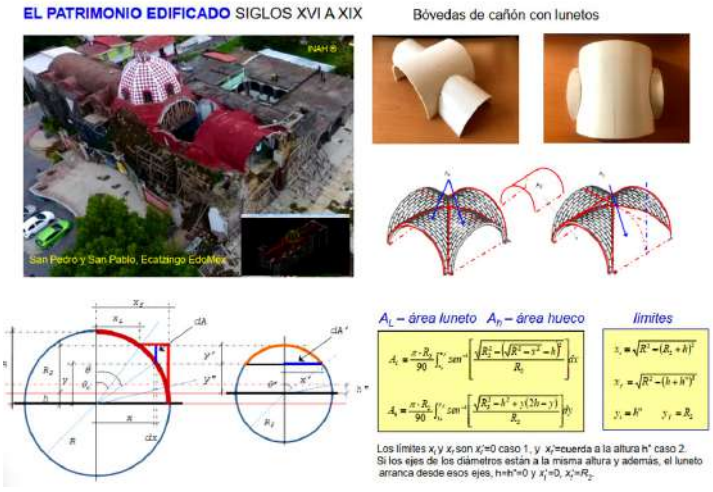


Figura 20.- Templo con bóveda de cañón y lunetos [8].





Figura 19.- Ejemplos de casos prácticos en cubiertas.

Conclusiones

La conservación e intervención del patrimonio edificado es una tarea basada en principios conceptuales, metodológicos y constructivos específicos para este tipo de inmuebles y exige la participación de especialistas en varias disciplinas. Ante solicitaciones extremas, como los sismos, se requiere de un análisis y diseño estructural acorde a la geometría y propiedades mecánicas de los materiales de fábrica. Preservar estos inmuebles es un arte que incluye respetar la historia, la cultura, la arquitectura y el concepto estructural. Lograr el éxito en estos proyectos requiere de grandes inversiones económicas, del esfuerzo de autoridades civiles y religiosas, del trabajo de expertos y de la participación de comunidades enteras ante escenarios de gran riesgo y alta responsabilidad.

Agradecimientos

A Mariela Medrano Badillo, José Francisco Román Gutiérrez, Javier Francisco Hernández Romero, Juan Carlos Silva Tamayo, Fabián Correa Martínez, Sergio Román Flores, Laura Hurtado Rodríguez, Ramón Velásquez Cabrera, Manuel Palma Uribe, Fabiola Nuño Fuentes, Gonzalo Picazo Campos, Brenda Lizzeth Carrillo Romero, Fernando de Jesús Ortiz Carlos, Joel Ramos Aguilera, Saúl Alcántara Onofre y un gran número de colaboradores. Agradecimiento especial al Prof. Alain Millard, por su apoyo para presentar respuestas esquemáticas de modelos 3D.

Referencias

[1] GEER (2017). Geotechnical Extreme Events Reconnaissance Association Report No. GEER-055ª 16 October, 2017, 92p.

[2] CICESE (2017).- Reporte del Sismo del 19 de septiembre de 2017 a las 18:14:40 UTC Magnitud 7.1. Red Sísmica del CICESE, Ensenada B.C., 20 de septiembre de 2017. 6p.

[3] SSN (2017).- Reporte de Sismo. Grupo de trabajo del Servicio Sismológico Nacional, UNAM. Sismo del día 07 de Septiembre de 2017, Chiapas (M 8.2)

[4] NTC (2023). Normas Técnicas Complementarias para Construcción y Diseño por Sismo, Gaceta Oficial de la Ciudad de México. 06 de noviembre 2023. 236p.

[5] Berruecos J.C. (1923).- Apuntes históricos sobre la imagen de Nuestra Señora de los Ángeles y su Santuario en la Ciudad de México, 2ª Edición, Escuela Tipográfica Salesiana. 301p.

[6] Le Fichoux E. (2011). "Utiliser Cast3M. Présentation et Utilisation de Cast3M". Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives (CEA). 92p.

[7] Miramontes de León D., (2016). Análisis estático simplificado de paraboloides hiperbólicos y elípticos. XX CNIE, SMIE, Mérida Yucatán. 20p.

[8] Miramontes de León D., (2022). Cálculo de áreas y equilibrio estático de bóvedas de cañón con lunetos. Espacio I+D, Innovación más Desarrollo, 11(30).
https://doi.org/10.31644/IMASD.30.2022.a08

Cuando el viento dicta las reglas: Como los huracanes redefinen los valores de diseño en las estructuras.

por: David Porras Navarro González y Ulises Mena Hernández



Pérdida de recubrimientos en edificios, Huracán Otis, Acapulco, Guerrero, 2023

Los huracanes tienen un impacto severo y directo en la ingeniería civil, obligando a modificar los valores de diseño estructural para garantizar que las edificaciones e infraestructura civil pueda soportar fuerzas extremas.

Los eventos meteorológicos extremos como los huracanes no solo dejan huellas en el paisaje natural y entorno social, sino que redefinen por completo las reglas de construcción. En la ingeniería estructural, los huracanes son verdaderos auditores implacables de la infraestructura humana. Estos colosos de la naturaleza ponen a prueba cada tornillo, viga y ventana de nuestras edificaciones. Cada evento ciclónico de gran magnitud impulsa una revisión profunda de los códigos y manuales de diseño y obliga a los ingenieros a recalcular los límites de la resiliencia humana ante la naturaleza.

Más allá de la velocidad, la presión del viento: Un error común es pensar que el viento solo "empuja" una estructura, cuando el viento choca contra una estructura lo que sucede en realidad es la generación simultánea de diferencias de presión en diversas partes de la estructura, por ejemplo, en el caso de un edificio se gene-



Postes de transmisión eléctrica colapsados. Huracán Wilma, Cancún, Quintana Roo, 2005

ra presión positiva en la cara frontal, pero en las zonas laterales y las cubiertas produce zonas de violentas succiones o presiones negativas (fuerzas de levantamiento). Si los valores de anclaje del techo no están calculados correctamente para resistir estos efectos, la cubierta se desprenderá, comprometiendo la estabilidad de toda la edificación.

En los últimos años, un factor alarmante ha entrado en la ecuación de los ingenieros: los huracanes se están volviendo más rápidos y des-



Huracán Patricia, Jalisco, 2015



Derrumbe de anuncios espectaculares, Huracán Otis, Acapulco, Guerrero, 2023

tructivos. Estudios recientes de instituciones como Climate Central revelan que el agua más cálida en la superficie de los océanos inyecta muchísima más energía a las tormentas, aumentando las velocidades de los vientos máximos sostenidos en un promedio de 29 km/h. Esto provocó que más del 80% de los huracanes del atlántico analizados entre 2019 y 2024 alcanzaran al menos una categoría más alta en la escala Saffir-Simpson de lo dictaba la historia. La escala Saffir-Simpson actual topa la categoría 5 para cualquier huracán con vientos superiores a 252 km/h (157 mph). Sin embargo, debido a que las velocidades máximas están alcanzando récords nunca antes vistos (superando los 300 km/h de forma más constante), la comunidad científica debate seriamente la necesidad de oficializar una categoría 6 para alertar mejor sobre la magnitud real de estos nuevos "hiperhuracanes" (aunque existen instituciones reticentes a este incremento). Desde 2013, al menos cinco ciclones en el mundo han roto esa barrera de los 300 km/h. El ejemplo más radical es el huracán Patricia (2015) sucedido en México, cuyos vientos en el océano alcanzaron un récord de 345 km/hr. Investigadores de la Universidad del Sur de Florida proponen una escala completamente nueva llamada Escala de Severidad de Ciclones Tropicales (TCSS), esta escala si incluye una categoría 6, pero no se basa solo en el viento, sino en un sistema de puntos que combina la velocidad de las ráfagas, el volumen de lluvia y la altura de las olas al entrar a la costa.

El fenómeno de la intensificación rápida es el cambio que más preocupa a los meteorólogos, históricamente, un huracán tardaba días en pasar de categoría 1 a categoría 5. Hoy en día, las velocidades del viento aumentan a un ritmo sin precedentes. Actualmente se define como intensificación rápida cuando los vientos máximos de una tormenta aumentan al menos 55 km/h en solo 24 horas. Ciclones recientes como Otis, John y Polo pasaron de ser tormentas moderadas a monstruos categoría 4 o 5 en cuestión de horas. Esto rompe los modelos de predicción y deja a las comunidades costeras casi sin tiempo para evacuar.

El Efecto de los proyectiles e impactos: Un huracán convierte objetos cotidianos como: vallas, ramas, tejas, botes de basura; en proyectiles de alta velocidad. En zonas costeras los huracanes han provocado cambios en el diseño pues ya no solo se revisa la resistencia estructural global, sino también la resistencia al impacto de proyectiles en la "envolvente", es decir en las fachadas y cubiertas realizados con recubrimientos y anclajes.

Esto ha modificado los estándares para la fabricación de sistemas vidriados como los vidrios templados, ventanas de impacto y sistemas de persianas anticiclónicas. Si un proyectil rompe una ventana, el viento entrará con fuerza a la estructura, magnificando la presión interna y provocando, por lo general, el colapso del techo desde adentro hacia afuera.

Carga hidrodinámicas y la inundación costera: Los valores de diseño estructural para resistir las fuerzas de un huracán se enfocan tradicionalmente en las cargas eólicas, sin embargo, el mayor número de pérdidas humanas, alrededor de 90% de las muertes en un huracán son provocadas por cargas hidrodinámicas causadas por la marejada ciclónica en los límites costeros y por las cargas por inundaciones debidas a la gran cantidad de agua que el fenómeno introduce al terreno continental, lo que provoca escurrimientos importantes en las zonas montañosas y un aumento repentino de los niveles de ríos y cuerpos de agua.

La fatiga estructural por cargas cíclicas: A diferencia de un sismo, cuya duración varia de unos pocos segundos a minutos, un huracán puede castigar una estructura durante horas. Este azote continuo introduce el concepto de fatiga por cargas cíclicas vibratorias. Los materiales como el acero y las conexiones de madera pueden debilitarse tras recibir miles de ráfagas intermitentes de viento. Los valores de diseño moderno exigen coeficientes de seguridad más altos en las uniones y pernos para evitar un fallo por fatiga.

Normatividad actual: En México el Manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) en su capítulo de diseño por viento (MDOC-CDV) es el referente de diseño para resistir fuerzas eólicas en toda la República. En su primera versión publicada por la CFE en 1969 se incluyeron valores de velocidad regional para tres zonas del país (Mesa central, zona costera y valle de México) basado en el primer mapa de peligro eólico elaborado por Rodríguez, N., 1964, sin embargo, fue hasta 1981, en donde se incluyó por primera vez un mapa de regionalización del país dividiéndolo en 7 zonas en que se incluían velocidades para periodos de



Daño en tanque de almacenamiento de agua, Huracán Odile, B.C.S., 2014

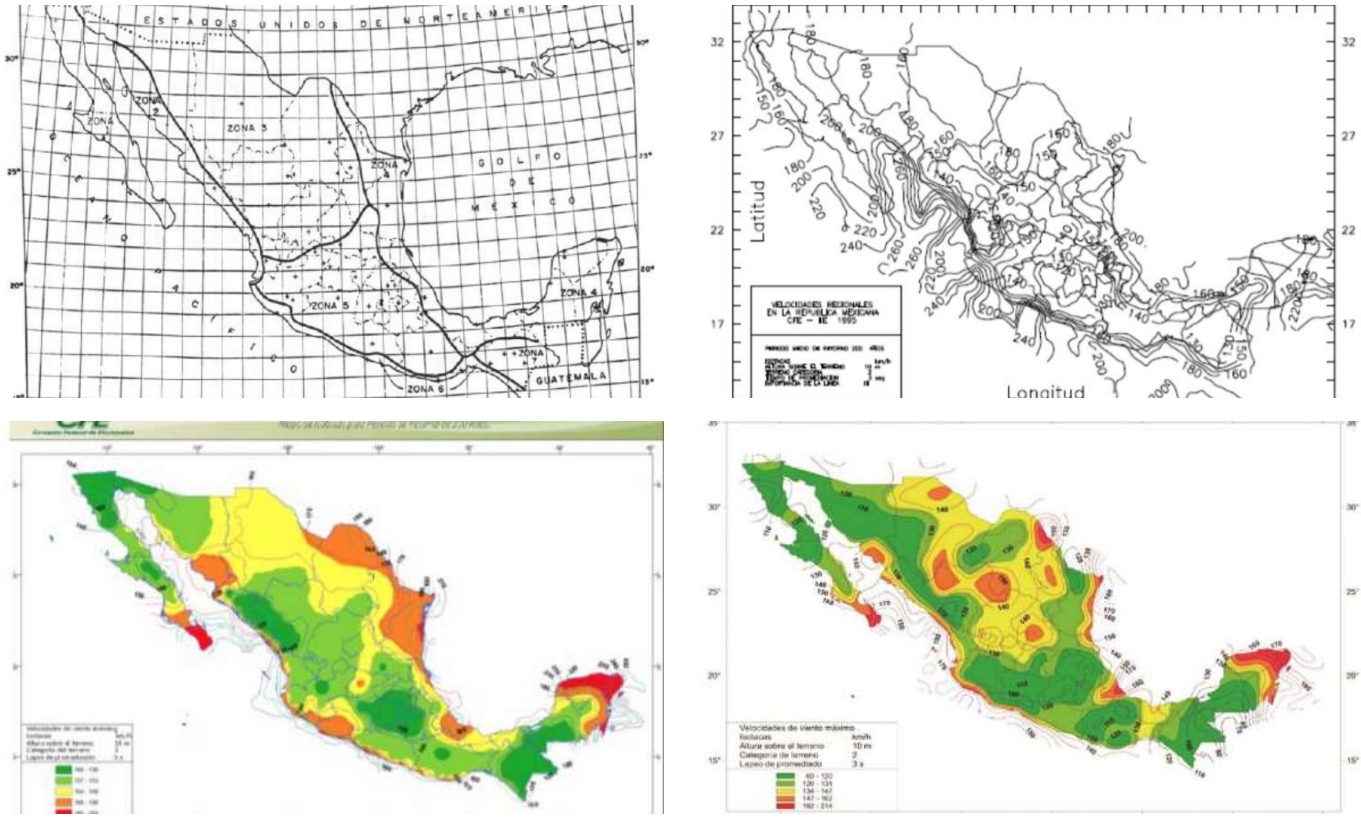


Colapso de torre de telecomunicaciones para sistema de alertamiento sísmico, Frente Frío No. 25, Oaxaca, 2018

retorno de 50 años (estructuras del grupo B) y 200 años (estructuras del grupo A).

Fue hasta la versión de 1993, en el que desaparece la regionalización eólica y se sustituye por un mapa de isotacas de velocidades de viento para periodos de retorno de 10, 50 y 200 años, además, se incluyeron coeficientes de empuje para construcciones cerradas, construcciones de techos horizontales con extremos inclinados, cubiertas de arco circular, construcciones techos de claros múltiples, techos aislados, toldos y cubiertas adyacentes, techo en voladizo, letreros y muros aislados, silos y tanques cilíndricos, chimeneas, y torres de celosía, de telecomunicaciones, además de incluir recomendaciones para el diseño de recubrimientos.

En la versión de 2008, además de la revisión de los vientos extremos (vientos sinópticos, ciclones tropicales), se aplicó la metodología basada en velocidades óptimas, para la elaboración de nuevos mapas de isotacas. Se inclu-



Evolución de los mapas de velocidades contenidos en las versiones de 1981, 1993, 2008 y 2020 del capítulo de diseño por viento del MDOC-CFE

yeron coeficientes de empuje para cubiertas a cuatro aguas, cubiertas deformable con forma cónica, recomendaciones para torres autosoportadas con sección triangular y coeficientes de arrastre e interferencia en accesorios para torres de telecomunicación.

Finalmente, en la versión 2020, se realizó una actualización de los mapas tradicionales de periodo de retorno 10, 50 y 200 años y de los mapas de velocidades óptimas Q5 y Q15, se integró por primera vez un mapa de velocidades por tornados. Para generar los nuevos mapas de velocidades, se llevó a cabo un análisis estadístico de distribuciones extremas, la cual se formó con las velocidades de ráfaga máximas mensuales registradas en 122 estaciones meteorológicas hasta el año 2015, de las cuales noventa y ocho pertenecen al Servicio Meteorológico Nacional y veinticuatro a la Secretaria de Marina; Adicionalmente para la región de Caribe se utilizó la información de una estación meteorológica del servicio meteorológico de Belice y dos estaciones del Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología de Guatemala. Para complementar la escasa información de vientos en el norte del país se reviso la información de cuarenta y siete estaciones meteorológicas del sur de EUA. En esta versión se incluyeron coeficientes de empuje para paneles solares sobre cubiertas en edificios, astabandera, aerogeneradores y refugios contra tornados.

Oportunidades de mejora en la normatividad: Como se detalló en el artículo, los huracanes más recientes han provocado una reducción drástica en los periodos de retorno estimados para vientos de gran magnitud, lo que obliga a incrementar las velocidades regionales de diseño en los manuales de ingeniería estructural. El comportamiento atípico de ciclones de rápida intensificación ha roto las premisas de estacionariedad estadística con los que tradicionalmente operaban los códigos de construcción. Los mapas de isotacas (líneas de igual velocidad de viento) contenidos en normativas internacionales y nacionales se basan en ajustar registros históricos a distribuciones de probabilidad, como la distribución Gumbel o Weibull. El supuesto clásico era que el clima es estacionario y que el pasado predice el futuro. El problema actual es que las ráfagas máximas asociadas a los periodos de retorno (TR) tradicionales han que-

dado rebasadas. Si en una costa el TR de 50 años era de 160 km/hr, la aparición recurrente de huracanes con vientos sostenidos superiores a los 250 km/hr rompe por completo el modelo estadístico. Ese viento extremo que debía presentarse "una vez cada 500 años" se está experimentando en intervalos de apenas décadas o años, acortando artificialmente el periodo de retorno real del fenómeno en campo. Para responder a esta nueva realidad, comités de ingeniería a nivel global, entre ellos la CFE, están modificando los manuales de diseño, para contemplar:

- El aumento directo en los valores base de los mapas de diseño por viento en zonas costeras.
- La creación de mapas de velocidades de viento utilizando métodos diferenciados para los vientos sinópticos (tormentas comunes) que, para los vientos huracanados, debido a que obedecen a comportamientos físicos distintos.
- La incorporación de coeficientes de presión modificados para los elementos más vulnerables ante ráfagas extremas, como los anclajes, cubiertas y recubrimientos.
- Definición de coeficientes de presiones más estrictos para el diseño de los recubrimientos y anclajes.
- Reflexión sobre la incorporación de criterios de diseño por inundaciones en donde los ingenieros deberán calcular el empuje del agua contra los cimientos y paredes de los primeros niveles de una edificación en zonas alto riesgo y en el caso particular de las zonas costeras, la propuesta de definir plantas bajas "sacrificables", o estructuras abiertas para dejar pasar el agua sin oponer resistencia o que toda la edificación se eleve sobre pilotes para evitar el golpe de las olas

La Comisión Federal de Electricidad ha iniciado los trabajos para implementar en una nueva versión del MDOC con los temas mencionados, entendiendo la importancia de mantenerse actualizado. Dentro de los objetivos de esta actualización es definir nuevos coeficientes de diseño por viento para estructuras del sector industrial y energético como son torres de enfriamiento, torres de transmisión eléctrica, aerogeneradores, torres termosolares, torres de telecomunicación atirantadas, paneles solares con dispositivos de rastreo solar, cubiertas de arco circular desplantadas sobre columnas aisladas, tenso estructuras. Se contempla revisar la normatividad mundial en el diseño de anuncios espectaculares, naves industriales, estructuras aisladas ligeras, edificios esbeltos, tanques, estructuras en voladizo, torres de telecomunicaciones, estructuras temporales, etc.,

En conclusión, a lo largo de casi sesenta años de existencia del Capítulo de Diseño por Viento, los criterios de diseño han evolucionado tomando en cuenta los avances tecnológicos y científicos, la aportación del conocimiento de los mejores investigadores del país, pero sobre todo la experiencia de los ingenieros de la CFE y de miles de ingenieros de la práctica, que con su uso han permitido verificar y validar su contenido, manteniéndolo como un libro de referencia en los programas académicos para la formación de los futuros ingenieros y arquitectos de México.

En resumen, los huracanes son, en última instancia, los arquitectos invisibles de nuestras costas. Cada vez que una tormenta rompe un récord, las leyes de construcción se vuelven más estrictas. Ajustar los valores de diseño no es un simple capricho matemático; es la diferencia entre una ciudad que debe reconstruirse desde cero cada pocos años y una comunidad resiliente que puede soportar la tormenta y seguir de pie al día siguiente.

Referencias:

Rodríguez, N. (1964). Aplicación de la estadística de extremos a la determinación de velocidades del viento para diseños estructurales. In Serie Azul n°105. Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

https://www.climatecentral.org/climate-matters

Bloemendaal, N.; De Moel, H. Adequate reflecting the severity of tropical cyclone using the new Tropical Cyclone Severity Scale (TCSS)

Esteva L.; Nieto J.A.; (1969) Manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Capítulo de Diseño por Viento

López, A.; Vilar I.; Muñoz, C.; Alanis A.; De Buen P. (1993) Manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Capítulo de Diseño por Viento.

López, A.; Muñoz, C.; Pérez L.E. (2008) Manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Capítulo de Diseño por Viento.

López, A.; Muñoz, C.; Porras Navarro D.; Pérez L.E.; Fernández M.A. (2020) Manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Capítulo de Diseño por Viento

Huracanes en México: daños en las estructuras y lecciones desde la ingeniería estructural

por: Adrián Pozos Estrada



Figura 1. Fallas en elementos de fachada (huracán Otis)

Los huracanes representan una amenaza importante para las edificaciones y la infraestructura nacional. Sus vientos extremos, lluvias intensas, inundaciones y oleaje pueden provocar daños estructurales y no estructurales, interrumpir servicios esenciales y generar importantes pérdidas económicas y sociales. Desde la ingeniería estructural, comprender cómo actúan estos fenómenos y cómo responden las construcciones es fundamental para mejorar la seguridad y resiliencia de infraestructura y las comunidades.

El viento ejerce presiones y succiones sobre fachadas, cubiertas y otros componentes de las edificaciones. Sus efectos dependen de la velocidad, la turbulencia, la altura, la exposición del terreno y la geometría del edificio, así como de las características de sus sistemas resistentes. Cuando las fuerzas superan la capacidad de diseño o existen deficiencias en las conexiones y los materiales, pueden producirse desprendimientos o fallas locales **(Figura 1)**.

Sin embargo, la seguridad estructural no se limita a evitar el colapso. Ventanas, fachadas, cubiertas, plafones, instalaciones y equipos pueden sufrir daños considerables aun cuando la estructura principal permanezca en pie. Estas afectaciones pueden volver inhabitable o inutilizable un edificio, prolongar la recuperación y aumentar las pérdidas económicas. Por ello, el diseño debe considerar tanto el sistema estructural como los componentes no estructurales y sus conexiones, el diseño de estas últimas es fundamental en zonas propensas a ser afectadas por huracanes.

Los huracanes Odile en 2014 (Murià-Vila et al., 2018) y Grace en 2021 (CONAGUA, 2021) ilustran la exposición de las regiones coste-



Figura 2. Falla de cubierta y detalle de conectores (huracán Otis)

ras mexicanas a vientos intensos y amenazas asociadas. El estudio de Murià-Vila et al. (2018) sobre Odile documenta sus efectos en la infraestructura de Baja California Sur y constituye un antecedente relevante para analizar la vulnerabilidad de las construcciones y los servicios ante ciclones tropicales.

No obstante, el huracán Otis, que impactó Acapulco el 25 de octubre de 2023 como categoría 5, evidenció la magnitud de los desafíos actuales. Otis alcanzó vientos sostenidos cercanos a 270 km/h y ráfagas estimadas de hasta 330 km/h, después de intensificarse rápidamente en menos de 24 horas. Su impacto ocasionó daños generalizados en viviendas, hoteles, comercios, escuelas y vías de comunicación (Peña et al., 2026).

El análisis de los daños de Otis indicó que numerosos edificios conservaron la estabilidad de sus sistemas estructurales principales, pero sufrieron afectaciones importantes en ventanas, fachadas, cubiertas, instalaciones y contenidos **(Figura 2).** Esto demuestra que el desempeño de una edificación durante un huracán debe evaluarse desde una perspectiva integral: además de resistir las fuerzas del viento, necesita conservar condiciones adecuadas de seguridad, habitabilidad y funcionamiento. Asimismo, los daños en carreteras, puentes y taludes dificultaron el acceso y la atención de la emergencia (Peña et al., 2026).

Una de las principales lecciones es la necesidad de revisar y actualizar los criterios de diseño por viento. Los reglamentos deben incorporar información meteorológica confiable, modelos adecuados de las acciones del viento y criterios consistentes con las características regionales. También es importante reconocer que las velocidades registradas durante un huracán no siempre son directamente comparables con las velocidades de diseño: deben considerarse la altura de medición, la duración de la ráfaga, la exposición y las definiciones establecidas en cada norma.

La instrumentación meteorológica es otro elemento esencial. Una red insuficiente de estaciones limita la posibilidad de caracterizar la distribución espacial de los vientos extremos y evaluar con precisión las acciones que experimentaron las estructuras. Fortalecer la medición y el registro de datos permitiría validar modelos, mejorar las normas y reducir la incertidumbre en el diseño de futuras edificaciones (Peña et al., 2026).

La calidad de las construcciones y el mantenimiento también desempeñan un papel decisivo. Una estructura puede presentar daños graves si sus conexiones son deficientes, los materiales no cumplen las especificaciones o la ejecución no corresponde al proyecto. En particular, deben revisarse las fijaciones de cubiertas **(Figura 3),** los anclajes de fachadas, las ventanas y los elementos susceptibles de desprenderse. La supervisión técnica, la inspección periódica y el cumplimiento de los reglamentos son indispensables para reducir vulnerabilidades.

Los edificios y servicios esenciales requieren atención prioritaria. Hospitales, escuelas, instalaciones de emergencia, redes eléctricas y sistemas de comunicación deben diseñarse, mantenerse y operarse para conservar su funcionalidad durante y después de un huracán. La pérdida de estos servicios amplifica

las consecuencias del desastre y dificulta la recuperación de la población.

Finalmente, la reconstrucción debe representar una oportunidad para reducir el riesgo, no simplemente para recuperar las condiciones anteriores. Reproducir las mismas prácticas constructivas y vulnerabilidades puede conducir a daños similares en futuros eventos. La ingeniería estructural debe contribuir mediante evaluaciones posteriores a los desastres, la actualización de criterios técnicos, la transferencia de conocimiento y la colaboración entre autoridades, profesionales, academia y sociedad.

En conclusión, los huracanes en México evidencian que la resiliencia depende tanto de la resistencia de las estructuras como del desempeño de sus componentes, la calidad de la construcción y la continuidad de los servicios. Incorporar estas lecciones en el diseño, la supervisión, el mantenimiento y la reconstrucción permitirá proteger vidas, reducir pérdidas y construir comunidades mejor preparadas frente a futuros fenómenos extremos.

Referencias

Murià-Vila, D., Jaimes, M. Á., Pozos-Estrada, A., López, A., Reinoso, E., Chávez, M. M., Peña, F., Sánchez-Sesma, J., & López, O. (2018). Effects of hurricane Odile on the infrastructure of Baja California Sur, Mexico. https://doi.org/10.1007/s11069-017-3165-z

Peña, F., Pozos-Estrada, A., Jaimes, M. Á., Chávez, M. M., Guerrero, H., Aldama-Sánchez, B. D., Botero-Jaramillo, E., Alcántara, L., Fuentes-Mariles, Ó. A., Appendini, C. M., & Reinoso, E. (2026). The devastating impact of the category 5 hurricane Otis on Mexico's Pacific coast. Natural Hazards, 122, artículo 213. https://doi.org/10.1007/s11069-026-07975-4

Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). (2021). Ciclones tropicales 2021: Huracán Grace del océano Atlántico, del 13 al 21 de agosto de 2021. Servicio Meteorológico Nacional. https://smn.conagua.gob.mx/tools/DATA/Ciclones%20Tropicales/Ciclones/2021-Grace.pdf



Figura 3. Falla de cubierta y detalle de conectores (huracán Otis)

Ingeniería de Viento Computacional: nuevas perspectivas para el diseño estructural

por: Dr. Edmundo Amaya Gallardo

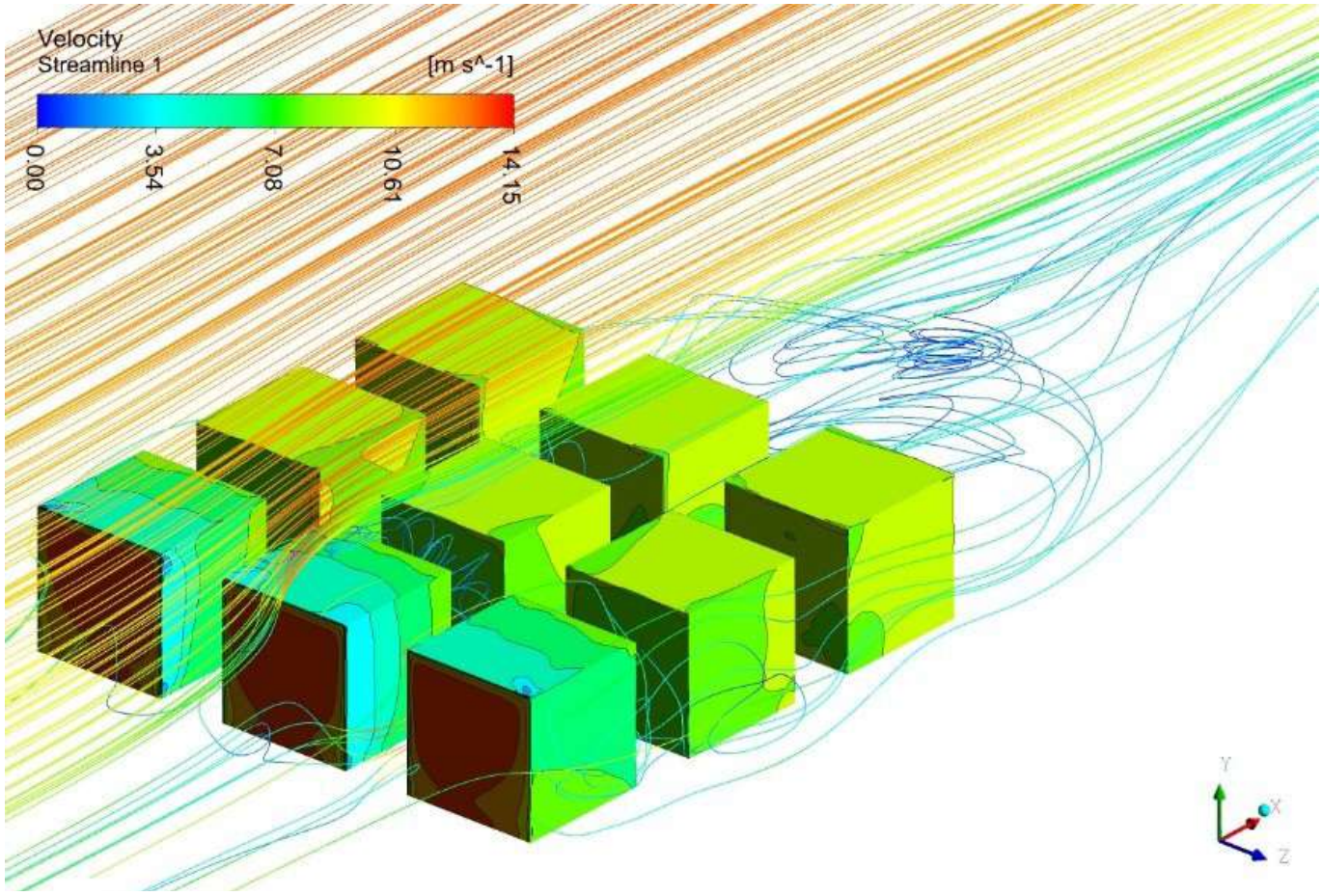


Figura 1. Simulación del flujo de viento alrededor de una edificación.

El viento puede generar presiones y succiones capaces de comprometer la seguridad de las edificaciones. La magnitud de estas acciones depende de su velocidad, las características del terreno y la geometría de las construcciones. Comprender estos fenómenos es fundamental para desarrollar estructuras más seguras y eficientes.

La Ingeniería de Viento Computacional (Computational Wind Engineering, CWE) permite estudiar la interacción del viento con las estructuras mediante simulaciones basadas en la Dinámica de Fluidos Computacional (CFD). Estas herramientas resuelven numéricamente las ecuaciones que describen el movimiento de los fluidos, permitiendo visualizar el flujo de aire, identificar zonas de separación y turbulencia, así como estimar presiones sobre fachadas y cubiertas.

La CFD tiene aplicaciones en muchas disciplinas. En la industria aeroespacial se utiliza para estudiar la aerodinámica de aeronaves; en biomedicina, para analizar el flujo sanguíneo; y en el deporte, para mejorar el desempeño aerodinámico de ciclistas y vehículos de competición. En ingeniería civil, sus aplicaciones incluyen el análisis de cargas de viento, la ventilación natural y la evaluación del confort eólico en espacios exteriores, como balcones y terrazas (Amaya-Gallardo et al., 2024).

Para realizar estas simulaciones existen programas comerciales, como ANSYS Fluent, ANSYS CFX y Simcenter STAR-CCM+, así como herramientas de código abierto, entre las

que destaca OpenFOAM. En los últimos años, Python ha adquirido especial relevancia por su capacidad para automatizar simulaciones, procesar información y visualizar resultados. Su integración con OpenFOAM facilita los estudios paramétricos y el análisis de campos de velocidades y presiones. De manera similar, Python complementa programas de análisis estructural como OpenSees mediante su interfaz OpenSeesPy, abriendo posibilidades para desarrollar análisis acoplados entre las acciones del viento y la respuesta estructural.

Para comprender las capacidades y limitaciones de estas herramientas, es necesario considerar cómo se desarrolla la turbulencia. De acuerdo con la teoría de Kolmogorov (1941), en flujos turbulentos suficientemente desarrollados, la energía se transfiere desde grandes remolinos hacia otros progresivamente más pequeños, hasta alcanzar escalas donde se disipa por efecto de la viscosidad. Este proceso, conocido como cascada de energía, explica por qué reproducir todos los movimientos turbulentos resulta extremadamente costoso desde el punto de vista computacional.

En este contexto, uno de los enfoques más utilizados corresponde a las simulaciones RANS (Reynolds-Averaged Navier–Stokes), comúnmente desarrolladas en régimen estacionario. Estas permiten calcular el comportamiento promedio del flujo, mientras que los efectos de las fluctuaciones turbulentas se representan mediante modelos matemáticos. Su principal ventaja es el menor costo computacional, aunque presentan limitaciones para reproducir fenómenos como la separación del flujo y las presiones máximas.

Por ejemplo, investigaciones sobre cubiertas curvas han demostrado que RANS puede proporcionar estimaciones razonables de las presiones medias, aunque con diferencias en regiones donde ocurren fenómenos aerodinámicos complejos (Amaya-Gallardo et al., 2021). Asimismo, estudios recientes identificaron discrepancias locales de hasta 45 % respecto a mediciones experimentales en fachadas de sotavento, aun cuando las presiones promedio mostraban buena concordancia (Sánchez-Cruz et al., 2026).

Una alternativa son las simulaciones LES (Large-Eddy Simulation), que reproducen directamente la evolución temporal de los remolinos de mayor tamaño y energía, mientras que los movimientos turbulentos más pequeños se representan mediante modelos matemáticos. Esta distinción, relacionada con la cascada de energía de Kolmogorov, permite estudiar con mayor detalle las fluctuaciones de velocidad y presión, aunque requiere recursos computacionales considerablemente mayores.

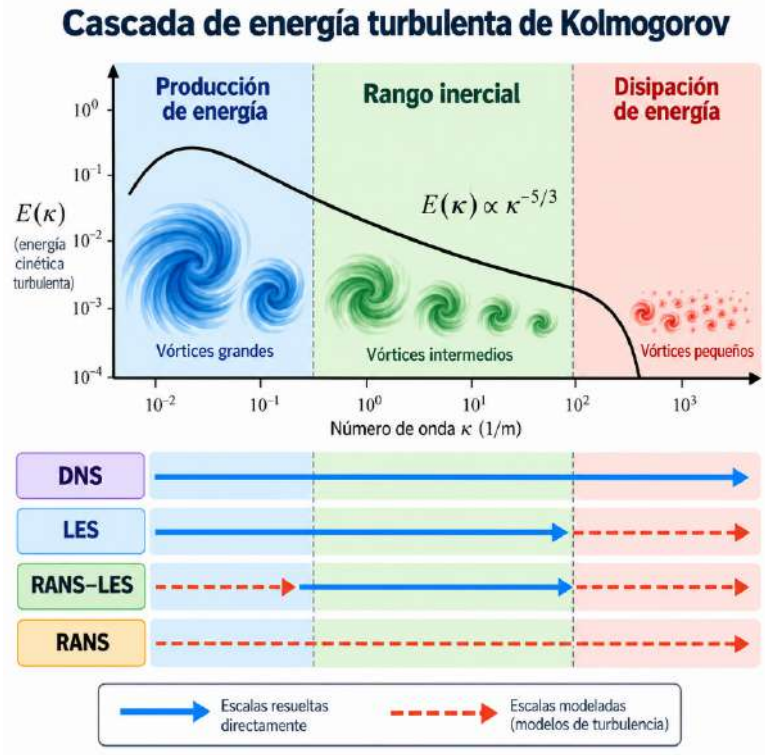


Figura 2. Cascada de energía turbulenta de Kolmogorov. Elaboración propia con apoyo de inteligencia artificial generativa (ChatGPT, OpenAI, 2026).

También existen enfoques híbridos RANS–LES, que combinan ambos métodos. En estas simulaciones, RANS se emplea generalmente en regiones próximas a las superficies sólidas, donde resolver la turbulencia resulta particularmente costoso, mientras que LES se utiliza en regiones alejadas de las paredes, incluyendo zonas de separación y estelas turbulentas. La transición entre ambos tratamientos se establece mediante modelos de turbulencia y criterios relacionados con la resolución de la malla computacional.

En 2026, la American Society of Civil Engineers (ASCE) publicó el Prestandard for Use of Computational Wind Engineering in Building Design, un avance importante hacia la

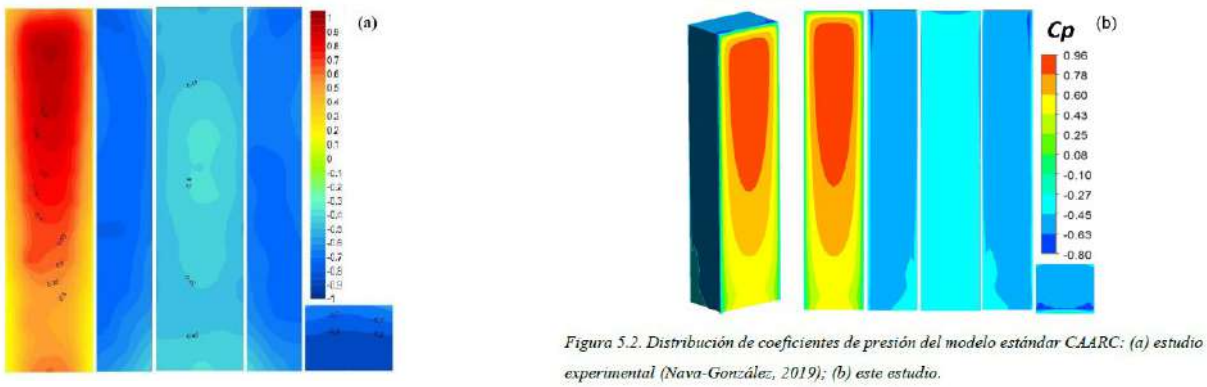


Figura 5.2. Distribución de coeficientes de presión del modelo estándar CAARC: (a) estudio experimental (Nava-González, 2019); (b) este estudio.

Figura 3. ***Comparación entre coeficientes de presión de: a) ensayos experimentales en túnel de viento y b) simulaciones numéricas con CWE.***

estandarización de estas herramientas. El documento establece criterios para determinar cargas de viento mediante simulaciones LES, incluyendo formulaciones híbridas RANS–LES cercanas a las paredes, así como requisitos de discretización, verificación y aseguramiento de calidad. Su propósito es establecer procedimientos confiables para estimar las acciones del viento con fines de diseño estructural, complementando los métodos normativos y los ensayos en túnel de viento.

A pesar de estos avances, persisten desafíos científicos fundamentales. Uno de ellos es demostrar la existencia y regularidad de las soluciones tridimensionales de las ecuaciones de Navier–Stokes, reconocido como uno de los Problemas del Milenio (Doering, 2009). De manera relacionada, Gibbon (2008) aborda las dificultades matemáticas asociadas con la posible formación de singularidades en las ecuaciones de Euler. La eventual resolución de estos problemas podría profundizar nuestra comprensión matemática del movimiento de los fluidos, aunque no resolvería automáticamente las dificultades asociadas con la modelación de la turbulencia.

La Ingeniería de Viento Computacional representa una herramienta cada vez más relevante para la ingeniería estructural. Su desarrollo, acompañado de procedimientos rigurosos y evidencia experimental, permitirá fortalecer la evaluación de las acciones del viento y contribuir al diseño de edificaciones más seguras y resilientes.

Referencias

Amaya-Gallardo, E., Pozos-Estrada, A., & Gómez, R. (2021). RANS simulation of wind loading on vaulted canopy roofs. KSCE Journal of Civil Engineering, 25, 4814–4833. https://doi.org/10.1007/s12205-021-0246-z

Amaya-Gallardo, E., Velázquez-Santiago, M. A., & Pozos-Estrada, A. (2024). Evaluation of wind comfort over the balconies of an irregular tall building by using computational wind engineering. Lecture Notes in Civil Engineering.

American Society of Civil Engineers (ASCE). (2026). Prestandard for Use of Computational Wind Engineering in Building Design. Structural Engineering Institute. https://doi.org/10.1061/9780784487150

Doering, C. R. (2009). The 3D Navier–Stokes problem. Annual Review of Fluid Mechanics, 41, 109–128. https://doi.org/10.1146/annurev.fluid.010908.165218

Gibbon, J. D. (2008). The three-dimensional Euler equations: Where do we stand? Physica D: Nonlinear Phenomena, 237(14–17), 1894–1904. https://doi.org/10.1016/j.physd.2007.10.014

Kolmogorov, A. N. (1941). The local structure of turbulence in incompressible viscous fluid for very large Reynolds numbers. Doklady Akademii Nauk SSSR, 30, 301–305.

OpenAI. (2026). Cascada de energía turbulenta de Kolmogorov [Imagen generada mediante inteligencia artificial con ChatGPT]. https://chatgpt.com/

Sánchez-Cruz, Á., Ramos, E., Reyes Herrera, V. A., Amaya-Gallardo, E., & Piedra, S. (2026). Validation of turbulence models for predicting pressure coefficients for natural ventilation purposes on an isolated low-rise building. Fluids, 11(10), 254. https://doi.org/10.3390/fluids11100254

Desarrollo de un Modelo de Red Neuronal para el Cálculo de Aceleraciones inducidas por viento en Edificios Altos

por: Adrián López Ibarra Y Adrián Pozos Estrada

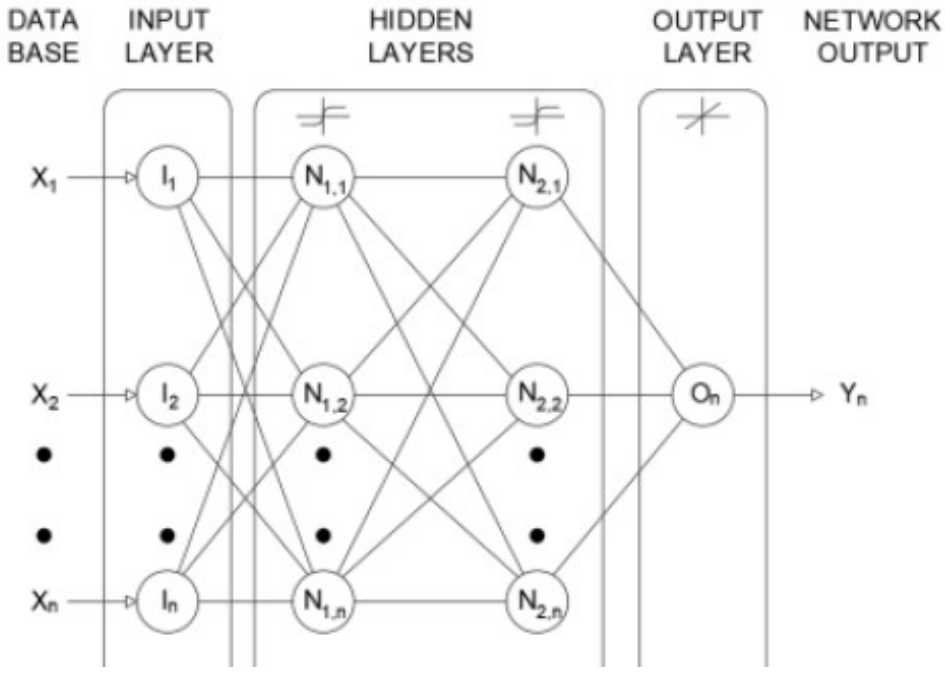


Figura 1. Asentamiento de un edificio en la Ciudad de México durante el sismo de 1985. Fuente: Díaz-Rodríguez (2026).

Debido a los recientes avances a nivel mundial en el desarrollo de materiales para la construcción, se obtienen edificaciones cada vez más altas y esbeltas. Es bien sabido que este tipo de construcciones experimentan movimientos a bajas frecuencias durante un evento de vientos extremo; en algunos casos los ocupantes presentan cierta incomodidad expresado como mareos e inseguridad debida al movimiento, esto nos lleva a una búsqueda de seguridad dentro del edificio. La percepción humana al movimiento de edificios debido a la acción del viento ha sido investigada por décadas para establecer límites de percepción humana, diferentes posturas y orientaciones del cuerpo fueron adoptadas para estos estudios durante el día y la noche generando componentes variables de movimiento en varias direcciones, además, se debe tomar la condición de vibración más crítica para establecer los límites de percepción humana al movimiento, (Irwin, 1979). Se han llevado a cabo muchos experimentos bajo condiciones controladas en simuladores de movimiento para evaluar los límites de percepción, los experimentos mencionados mostraron que para aceleraciones pico de 5 mili-g la aceleración es muy poco perceptible para algunos ocupantes sin mostrar una respuesta adversa de inseguridad, para aceleraciones pico de 10 mili-g en la mayoría de los ocupantes percibieron el movimiento y en algunos casos este límite no puede ser aceptable para algunos ocupantes, mientras que para una aceleración entre 35-40 mili-g el movimiento es perceptible para todos los ocupantes generando inseguridad y perdida de balance (Burton et al., 2006; Burton et al., 2015). Además, otros experimentos se han llevado a cabo para evaluar la percepción humana al movimiento debida al viento en edificios altos mediante la gráfica de curvas que dependen del porcentaje de población que puede percibir la aceleración (Tamura et al., 2006).

La aceleración inducida por viento en edificios altos puede ser evaluada con factores que dependen en el porcentaje de habitantes de un edificio, además, ha sido observado que el coeficiente de variación de la velocidad media del viento puede impactar de manera significante

MODELOS DE REDES NEURONALES ARTIFICIALES (RNA) HAN SIDO USADOS PARA DETERMINAR **LA RESPUESTA DE EDIFICIOS ALTOS BAJO CARGAS DINÁMICAS DE VIENTO** EN LAS DIRECCIONES LONGITUDINALES Y TRANSVERSALES **(NIKOSE AND SONPAROTE, 2019).**

en la probabilidad de la percepción humana al movimiento, a pesar de que el criterio de aceleración inducida por viento ha sido evaluado la probabilidad de percepción humana al movimiento puede no ser la misma entre los ocupantes, incluso si se optan valores similares de percepción (Pozos-Estrada et al., 2010, Pozos-Estrada et al., 2014, Pozos-Estrada y López-Ibarra, 2016, Pozos-Estrada, 2018).

Modelos de Redes Neuronales Artificiales (RNA) han sido usados para determinar la respuesta de edificios altos bajo cargas dinámicas de viento en las direcciones longitudinales y transversales (Nikose and Sonparote, 2019). El uso de RNA ofrece algunas ventajas sobre los métodos convencionales, además, un modelo de RNA multicapa recibe información de entrada (base de datos) para procesar y ajustar el peso de cada factor entre capas ocultas, la fase de entrenamiento ajusta iterativamente los pesos de cada conexión neural para optimizar el error entre las predicciones y los datos calculados (base de datos). El objetivo principal de este estudio es el desarrollo de un modelo de RNA para predecir la aceleración longitudinal y transversal de edificios altos. Para el entrenamiento, validación y prueba de los modelos de RNA una base de datos con más de 5000 edificios hipotéticos con características similares a los edificios de Ciudad de México fue desarrollada y usada en este estudio.

Para el desarrollo de la base de datos, se llevó a cabo un levantamiento virtual para identificar las medidas de planta y altura de edificios altos ubicados en Ciudad de México, además, se implementó información proporcionada por el Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) e información de otras literaturas (Kareem, 1988, 1990; Haviland, 1976), se debe mencionar que mientras se desarrollaba este estudio el CTBUH cambió de nombre a Council on Vertical Urbanism (CVU) durante el 2025. Para caracterizar la velocidad media del viento se usó el Manual de Diseño de Obras Civiles para Viento 2020 (MDOC-Viento, 2020) y se desarrolló un código de Matlab para la simulación de las dimensiones de los edificios usando el método de estimaciones puntuales propuesto por Hong (1998). La base de datos de edificios altos simulada incluye dimensiones de planta, altura, frecuencias y proporciones de amortiguamiento para más de 5000 edificios.

Con la información obtenida de la base de datos edificios la aceleración en dirección longitudinal fue calculada con la metodología propuesta por Pozos-Estrada, 2018. Se debe mencionar que la metodología usada para el cálculo de la aceleración longitudinal tiene características similares presentadas en la CNR-DT 207/2008, mientras que para la aceleración transversal la metodología usada para su cálculo es la propuesta por el código italiano para viento (CNR-DT 207/2008).

La arquitectura de RNA usada en este estudio fue una de tipo Feed Forward Neural Network (FFNN), donde las entradas son la base de datos desarrollada que viajan a trabajes de las capas ocultas donde cada capa tiene un numero definido de neuronas conectadas a través de pesos sinápticos y cada capa posee una función de activación, mientras que la capa de salida posee una función lineal para el procesamiento de los datos.

El modelo de RNA desarrollado considera como entradas las dimensiones del edificio además del amortiguamiento y las frecuencias en cada dirección. Existen diversos métodos para la minimización del error, en este caso se usó el método de Levenberg-Marquardt como función de entrenamiento, cada capa oculta lleva de 3 a 50 neuronas considerando la función de transferencia Tan-Sigmoid y la capa oculta

como se mencionó con anterioridad se usó una función lineal, Figura 1.

La figura 2 muestra una comparación entre las aceleraciones (dirección longitudinal y transversal) obtenidas en la base de datos y las predicciones realizadas mediante de la RNA, se observa que el proceso de predicción en 15 Neuronas en la capa oculta muestra una buena correlación de 0.993 entre la base de datos y la predicción de la RNA durante el entrenamiento, con la arquitectura de red anteriormente mencionada.

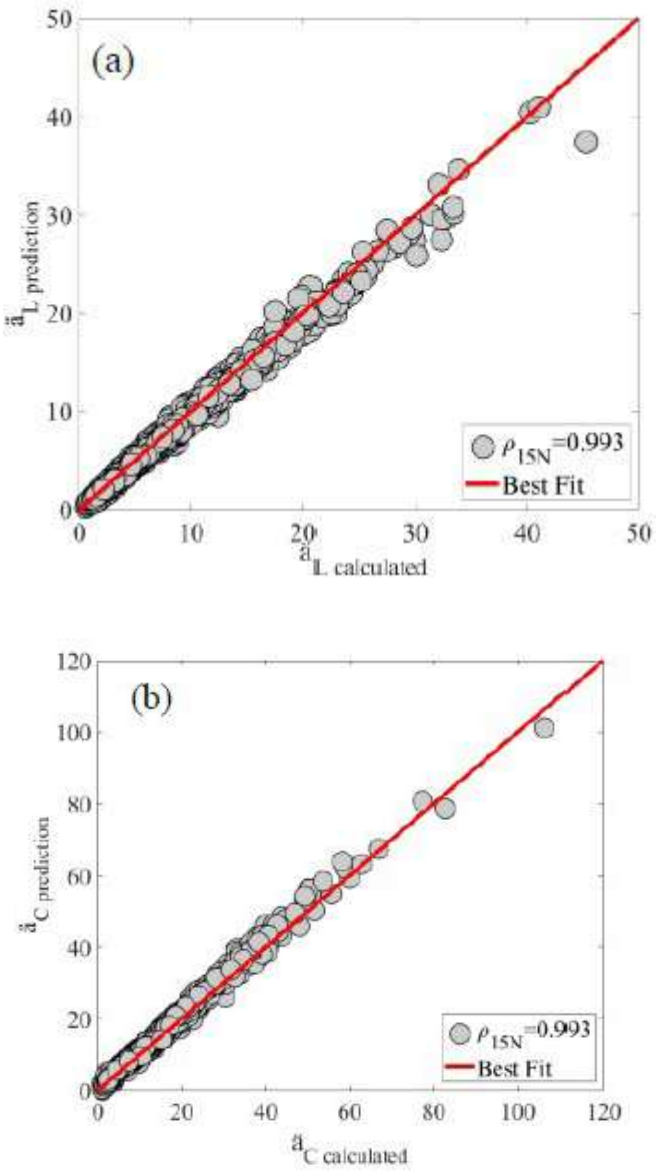


Figura 2. Predicción de aceleraciones mediante RNA para 1 capa oculta y 15 neuronas,
a) Viento longitudinal, b) Viento transversal (Unidades: mili-g; ρ *indica el coeficiente de correlación)*

Referencias

Burton, M. D., Kwok, K. C. S., Hitchcock, P. A., and Denoon, R.O., 2006. Frequency dependence of human response to wind-induced building motion. Journal of Structural Engineering, ASCE 132, 296-303.

Burton, M. D., Kwok, K. C. S., and Abdelrazaq, A., 2015. Wind-induced motion of tall buildings: Designing for occupant comfort. International Journal of High-Rise Buildings 4, 1-8.

CNR-DT207, 2008. Guide for the assessment of wind actions and effects on structures. National Research Council of Italy, CNR-Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, June 11th.

CTBUH, C., 1969. Council on Tall Buildings and Urban Habitat. Chicago: CTBUH.

Haviland, R., 1976. Evaluation of seismic safety of buildings. M.Sc. Thesis supervised by J.M. Biggs, E.H. Venmarcke, Massachusetts Institute of Technology.

Hong, H. P., 1998. An efficient point estimate method for probabilistic analysis. Reliability Engineering and System Safety 59, 261-267.

Irwin, A. W., 1979. Human response to dynamic motion of structures. Institution of Structural Engineers 9, UDC 624.042.3:599.9, 237-243.

Kareem, A., 1988. Aerodynamic response of structures with parametric uncertainties. Structural Safety 5, 205-225.

Kareem, A., 1990. Reliability Analysis of Wind Sensitive Structures. J. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 33, 495 – 514.

MDOCdV-2020, CFE, 2020, Manual de diseño de obras civiles: Diseño por viento, Mexico City, Mexico.

Nikose, T. J., and Sonparote, R. S., 2019. Dynamic along wind response of tall buildings using artificial neural network. Cluster Computing 22, S3231-S3246

Pozos-Estrada, A., Hong, H. P., and Galsworthy, J. K., 2010. Serviceability design factors for wind-sensitive structures. Canadian Journal of Civil Engineering 37, 728-738.

Pozos-Estrada, A., Lima-Castillo, I. F., Gómez-Martínez, R., and Escobar-Sánchez, J. A., 2014. Wind-induced vibration: a serviceability study, Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, Portugal, 30 June – 2 July, 1431- 1435.

Pozos-Estrada, A. and Lopez-Ibarra, A. (2016). "Serviceability Limit State for Wind-Sensitive Buildings in Mexico", Athens: ATINER'S Conference Paper Series, No: CIV2016-2153.

Pozos-Estrada, A., 2018. A simple procedure to evaluate the wind-induced acceleration in tall buildings: an application to Mexico. Journal of Wind and Structures 27, 337-345.

Tamura, Y., Kanawa, S., Nakamura, O., Kanda, J., and Nakata, S., 2006. Evaluation perception of wind-induced vibration in buildings. Structures and Buildings 159, 283-293.

Viento y oleaje en el golfo de México: conocer el mar para aprovechar su energía

por: José Arnaldo Núñez Matos



EL GOLFO DE MÉXICO CUENTA CON IMPORTANTES RESERVAS DE HIDROCARBUROS, ASÍ COMO CON EXTENSAS ÁREAS CON POTENCIAL PARA EL APROVECHAMIENTO DE LA ENERGÍA EÓLICA.

México necesita ser autónomo energéticamente y, por ello, necesita conocer sus mares. El golfo de México cuenta con importantes reservas de hidrocarburos, así como con extensas áreas con potencial para el aprovechamiento de la energía eólica, cuyo desarrollo puede contribuir a disminuir la dependencia de los combustibles fósiles (Figura 1). Aunque la disponibilidad geográfica y política de estos recursos es fundamental para su aprovechamiento, la factibilidad económica y las técnicas requeridas también pueden constituir factores limitantes.

El viento es el principal mecanismo de generación del oleaje. Al soplar sobre el mar, transfiere energía al agua y favorece la formación y el crecimiento de las olas, que una vez generadas pueden propagarse lejos de su región de origen. Por ello, el oleaje observado en un sitio no depende exclusivamente del viento local, sino también de la intensidad y la duración de los vientos que lo generaron y de la distancia sobre la que actuaron, conocida como fetch (Silva Casarín, 2005). Como resultado, en un mismo sitio pueden coincidir el oleaje generado localmente y el oleaje de fondo (swell) proveniente de otras regiones.

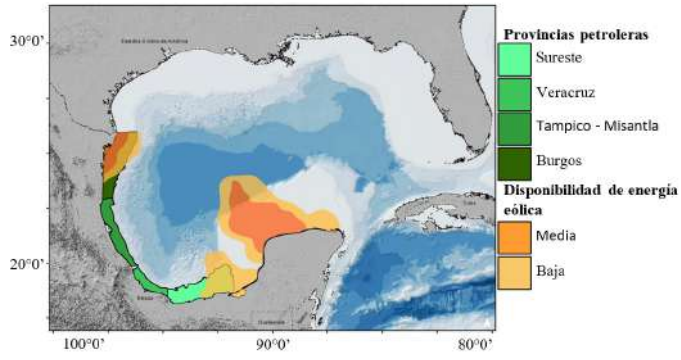


Figura 1. Disponibilidad de energía eólica y provincias petroleras en el golfo de México. Adaptado de SENER, 2026 y Grupo Banco Mundial, 2022.

En el golfo de México, los sistemas atmosféricos producen condiciones de viento y oleaje muy diversas. Los frentes fríos, frecuentemente asociados con los vientos intensos conocidos como nortes, y los ciclones tropicales generan estados de mar con distintas intensidades, duraciones y extensiones espaciales. Por ello, aunque el viento y el oleaje están físicamente relacionados, sus valores máximos no necesariamente coinciden en el tiempo. Además, condiciones con alturas de ola semejantes pueden presentar periodos, direcciones y velocidades

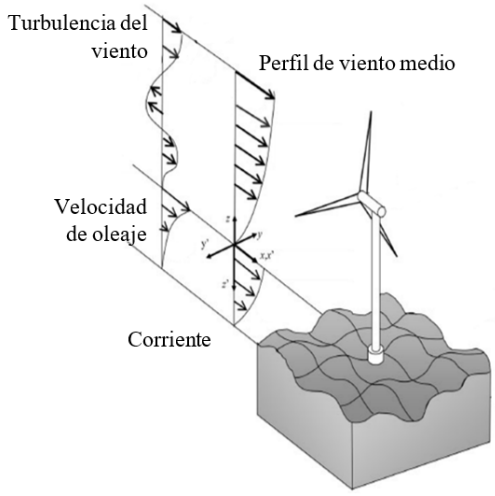


Figura 2. Esquema de cargas sobre un aerogenerador de eje horizontal costa afuera. Adaptado de Petrini, 2014.

de viento diferentes. De ahí que caracterizar el ambiente marino requiera no solo describir cada variable por separado, sino también comprender cómo se presentan conjuntamente.

El viento y el oleaje son acciones ambientales determinantes en el diseño de los sistemas estructurales costa afuera, pues condicionan las cargas sobre la cimentación y la estructura de los elementos instalados bajo estas condiciones (Figura 2). Para los aerogeneradores marinos, el viento también determina la energía que pueden generar, por lo que conocer su comportamiento permite estimar la eficiencia de la producción eléctrica. Por otra parte, el diseño de estas estructuras exige representar la compleja naturaleza de las acciones ambientales mediante grupos de variables que permitan evaluar sus estados límite de operación y seguridad. Si la combinación de estas variables se subestima, la estructura puede quedar expuesta a condiciones más severas de las previstas; si se sobrestima, los costos aumentan innecesariamente.

Representar estas acciones ambientales enfrenta dificultades importantes. Las observaciones directas en el mar son escasas y las boyas oceanográficas, aunque proporcionan mediciones valiosas, no cubren toda la región (Figura 3). Los modelos numéricos y los reanálisis de viento y oleaje permiten complementar esta información (Appendini et al., 2014), pero presentan incertidumbres, particularmente durante eventos extremos (Appendini et al., 2013).

Comprender el comportamiento individual y conjunto del viento y el oleaje permite caracterizar de manera más completa el ambiente marino del golfo de México. Este conocimiento es fundamental para evaluar las condiciones ambientales y la confiabilidad de las instalaciones costa afuera, y sustenta las decisiones sobre su diseño, operación y seguridad.

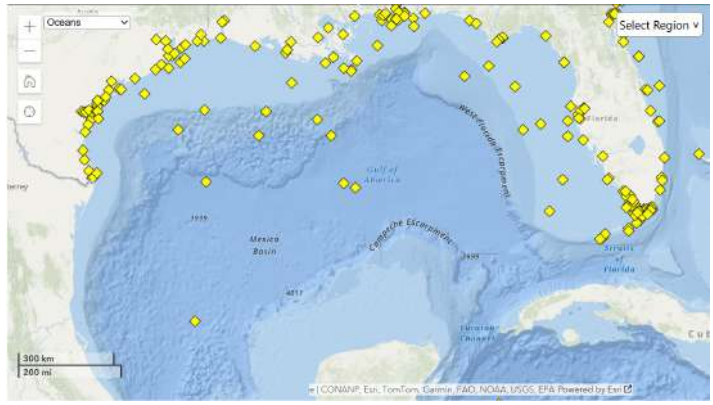


Figura 3. Distribución geográfica de las estaciones de medición del National Data Buoy Center (NDBC) en el Golfo de México. Fuente: NOAA/NDBC (s. f.)

Referencias.

Appendini, C. M., Torres-Freyermuth, A., Oropeza, F., Salles, P., López, J. y Mendoza, E. T. (2013). "Wave Modeling Performance in the Gulf of Mexico and Western Caribbean: Wind Reanalyses Assessment". Applied Ocean Research, 39, 20–30. DOI: 10.1016/j.apor.2012.09.004.

Appendini, C. M., Torres-Freyermuth, A., Salles, P., López-González, J., & Mendoza, E. T. (2014). Wave climate and trends for the Gulf of Mexico: A 30-yr wave hindcast. Journal of Climate, 27(4), 1619–1632. https://doi.org/10.1175/JCLI-D-13-00206.1

Gobierno de México (2026). Mapa de hidrocarburos. https://mapa-hidrocarburos.energia.gob.mx/.

Grupo Banco Mundial (2022). Going Global: Expanding Offshore Wind to Emerging Markets (Vol. 41): Technical Potential for Offshore Wind in Mexico—Map (English) https://documents1.worldbank.org/curated/en/540571586840981675/pdf/Technical-Potential-for-Offshore-Wind-in-Mexico-Map.pdf

National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA), National Data Buoy Center (NDBC). (s. f.). Station map. https://www.ndbc.noaa.gov/

Petrini, F., Gkoumas, K., Zhou, W., & Li, H. (2012). Multi-level structural modeling of an offshore wind turbine. Ocean Systems Engineering, 2(1), 1–16. https://doi.org/10.12989/ose.2012.2.1.001

Silva Casarín, R. (2005). Análisis y descripción estadística del oleaje. Serie Docencia núm. 49, Instituto de Ingeniería, UNAM

Masas líquidas resonantes: una opción para el control de vibraciones en edificios altos ante cargas de viento

por: Rigoberto Nava González y Adrián Pozos Estrada



UN EDIFICIO PUEDE SER PERFECTAMENTE SEGURO Y, AUN ASÍ, OSCILAR LO SUFICIENTE PARA PROVOCAR MALESTAR, PÉRDIDA DE CONCENTRACIÓN O ALARMA ENTRE SUS OCUPANTES.

Las ciudades mexicanas crecen cada vez más en dirección vertical. La densificación urbana ha impulsado la construcción de torres esbeltas, principalmente en la Ciudad de México y Nuevo León; de acuerdo con el Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), alrededor del 64 % de los edificios altos del país tiene entre 100 y 199 m de altura. Estas estructuras son flexibles, tienen periodos de vibrar largos y un amortiguamiento inherente bajo, lo que las hace especialmente susceptibles a los efectos dinámicos del viento. El viento no solo empuja la estructura: también genera fenómenos como el desprendimiento alternante de vórtices, el galopeo o la divergencia torsional, que inducen oscilaciones en el edificio.

En los edificios altos, el reto con frecuencia no es la resistencia, sino el servicio. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTC-DV, 2023) definen un estado límite de servicio como el "modo de comportamiento que implica la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción". Un edificio puede ser perfectamente seguro y, aun así, oscilar lo suficiente para provocar malestar, pérdida de concentración o alarma entre sus ocupantes.

Los umbrales de percepción se obtienen mediante una cadena experimental, estadística y normativa que combina fisiología humana, psicofísica y análisis de la respuesta estructural; para ello se recurre, entre otras herramientas, a simuladores de movimiento que reproducen las condiciones experimentadas por los ocupantes de edificios altos (Kwok et al., 2009). Estos estudios muestran que la sensibilidad humana depende de la frecuencia de vibración, por lo que la aceleración constituye una de las principales métricas utilizadas para evaluar el confort (Kwok et al., 2009). Normas y recomendaciones como ISO 10137 (2007), AIJ (2004), NBCC (2010), MOC-DV (2020) y NTC-DV (2023) establecen di-

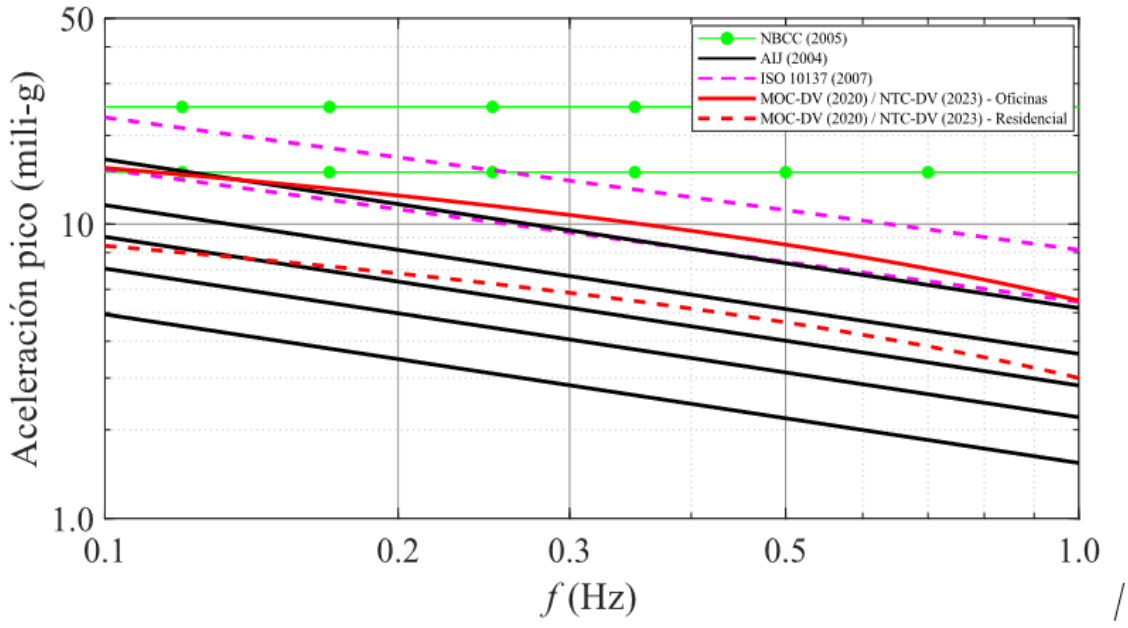


Figura 1. Curvas de percepción de la vibración y zonas de habitabilidad propuestas por distintas normas

ferentes criterios para evaluar la percepción y aceptabilidad de las vibraciones **(Figura 1).**

Una alternativa para reducir estas vibraciones son las masas líquidas resonantes (MLR), conocidas como tuned liquid dampers (TLD). Estos dispositivos consisten en tanques parcialmente llenos de agua, generalmente ubicados en los niveles superiores del edificio. Sus dimensiones y el tirante del líquido se seleccionan para que la frecuencia fundamental del oleaje se encuentre sintonizada con una frecuencia natural de la estructura. Cuando el edificio oscila bajo la acción del viento, parte de la energía se transfiere al líquido, cuyo movimiento desfasado genera fuerzas que contribuyen a reducir la respuesta estructural. La energía se disipa mediante diferentes mecanismos hidrodinámicos, entre ellos la fricción viscosa y el rompimiento del oleaje; además, la disipación puede incrementarse mediante pantallas que regulan el flujo dentro del tanque (Sun et al., 1989; Tait, 2008) **(Figura 2).**

El comportamiento hidrodinámico de una MLR puede representarse mediante un sistema mecánico equivalente masa-resorte-amortiguador, cuyos principales parámetros son la relación de masas, la frecuencia de sintonización y el amortiguamiento equivalente (Tait, 2008). Estos modelos permiten estudiar la interacción entre el dispositivo y la estructura, mientras que los ensayes en mesa vibradora permiten caracterizar experimentalmente las propiedades dinámicas del líquido y evaluar el desempeño del sistema.

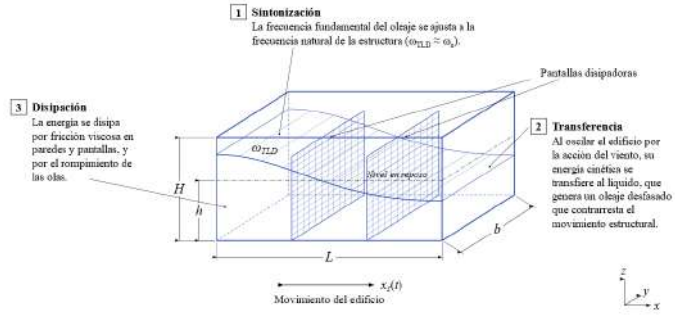


Figura 2. Funcionamiento de una masa líquida resonante con pantallas disipadoras

Los beneficios de las masas líquidas resonantes pueden ser significativos. Por ejemplo, en un análisis tiempo-historia de un edificio alto sometido a la acción del viento, la aceleración máxima obtenida sin dispositivo fue de 16 mili-g. Al incorporar la MLR, este valor se redujo a 11.22 mili-g, lo que representa una disminución aproximada del 30 %. De manera similar, la desviación estándar de la aceleración pasó de 4.75 a 3.24 mili-g, equivalente a una reducción cercana al 32 %. Estos resultados muestran que el dispositivo puede reducir tanto los valores máximos de aceleración como la respuesta sostenida de la estructura, dos aspectos relevantes para el confort de los ocupantes.

El desempeño de estos sistemas también puede estudiarse experimentalmente. Como se muestra en la **Figura 3,** una MLR puede someterse a movimientos controlados mediante un actuador dinámico, reproduciendo des-

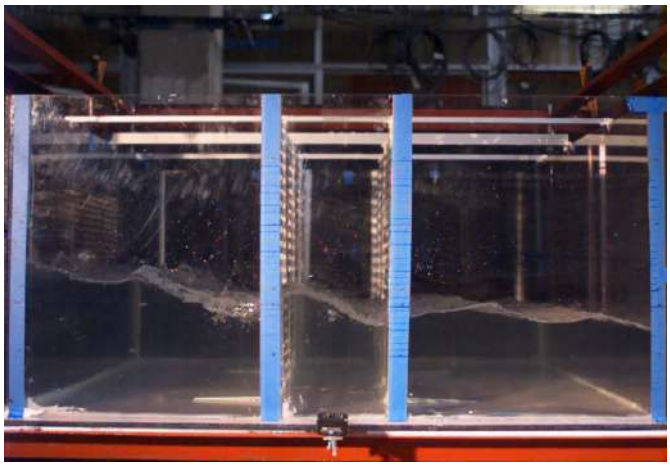


Figura 3. ***FEnsaye en mesa vibradora de un tanque con pantallas disipadoras***

plazamientos representativos de la respuesta de una estructura. Este tipo de ensayos permite observar directamente el movimiento del líquido y medir la fuerza desarrollada por el dispositivo, incorporando fenómenos hidrodinámicos difíciles de representar completamente mediante modelos simplificados. De esta manera, la experimentación constituye una herramienta para caracterizar el comportamiento dinámico de la MLR y complementar los resultados obtenidos mediante simulación numérica.

En un contexto donde los edificios son cada vez más altos y esbeltos, controlar las vibraciones inducidas por el viento se vuelve fundamental no solo para garantizar la seguridad estructural, sino también para asegurar condiciones adecuadas de servicio y confort para sus ocupantes. Las masas líquidas resonantes representan una alternativa atractiva por su principio de funcionamiento relativamente simple, su bajo mantenimiento y la posibilidad de ajustar su comportamiento dinámico a las características particulares de cada estructura. Los resultados numéricos y experimentales muestran su capacidad para reducir la respuesta dinámica y evidencian la importancia de combinar el análisis estructural con la caracterización experimental del dispositivo.

En México, además, se han desarrollado metodologías experimentales para caracterizar las propiedades dinámicas de estos sistemas y evaluar parámetros fundamentales para su modelación y diseño (Nava-González et al., 2024). Su aplicación en edificios construidos en el país, como Chapultepec Uno, donde se incorporó un sistema de control mediante líquido resonante (Valles Mattox, 2020), muestra que este tipo de dispositivos ha trascendido el ámbito académico y que actualmente existe tanto experiencia práctica como capacidad técnica nacional para continuar estudiando e impulsando su implementación en edificios altos sensibles a la acción del viento.

Referencias

Comisión Federal de Electricidad (CFE). (2020). Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Viento (MOC-DV). CFE / Instituto Nacional de Electricidad y Energías Limpias.

Architectural Institute of Japan (AIJ). (2004). Guidelines for the Evaluation of Habitability to Building Vibration. AIJ Environmental Standards, AIJES-V001-2004, 2nd ed. Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan.

Canadian Commission on Building and Fire Codes. (2010). National Building Code of Canada 2010. National Research Council of Canada, Ottawa, Canada.

Comisión Federal de Electricidad (CFE). (2020). Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Viento (MOC-DV). Comisión Federal de Electricidad, México.

Gobierno de la Ciudad de México. (2023). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.

International Organization for Standardization (ISO). (2007). ISO 10137:2007. Bases for design of structures—Serviceability of buildings and walkways against vibrations. International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland.

Kwok, K. C. S., Hitchcock, P. A., & Burton, M. D. (2009). Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 97(7–8), 368–380. https://doi.org/10.1016/j.jweia.2009.05.006

Nava-González, R., Pozos-Estrada, A., Gómez-Martínez, R., & Pozos-Estrada, O. (2024). Experimental investigation to evaluate the dynamic properties of a scaled rectangular tuned liquid damper using high-speed videos. Buildings, 14(2), 331. https://doi.org/10.3390/buildings14020331

Sun, L. M., Fujino, Y., Pacheco, B. M., & Isobe, M. (1989). Nonlinear waves and dynamic pressures in rectangular tuned liquid damper (TLD): Simulation and experimental verification. Structural Engineering/Earthquake Engineering, JSCE, 6(2), 251s–262s.

Tait, M. J. (2008). Modelling and preliminary design of a structure-TLD system. Engineering Structures, 30(10), 2644–2655. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.02.017

Valles Mattox, R. E. (2020). CHAPULTEPEC UNO [Video]. YouTube. https://www.youtube.com/watch?v=VnDH6GRO07E

Herramientas de Inteligencia Artificial en Ingeniería de Viento

por: Indira Inzunza Aragón



La Inteligencia Artificial (IA) consiste en un conjunto de técnicas computacionales capaces de aprender patrones a partir de datos, generar predicciones y apoyar la toma de decisiones (Figura 1). Entre las herramientas más utilizadas se encuentran las redes neuronales artificiales, los algoritmos genéticos, el aprendizaje automático (Machine Learning) y diversas técnicas de programación bioinspirada, basadas en procesos naturales como la evolución biológica o el comportamiento colectivo de insectos y aves.

En los últimos años, la IA ha encontrado aplicaciones relevantes en la Ingeniería de Viento, disciplina caracterizada por fenómenos altamente complejos, no lineales y dependientes de grandes volúmenes de datos. Una de sus principales aplicaciones es la predicción de velocidades y presiones de viento sobre estructuras, donde las redes neuronales permiten estimar variables aerodinámicas con alta precisión a partir de registros meteorológicos y resultados experimentales (Mostafa et al., 2022). Asimismo, los modelos de aprendizaje automático utilizan simulaciones numéricas generadas con Dinámica de Fluidos Computacional (CFD), reduciendo significativamente el tiempo computacional en visualizaciones del flujo del viento sobre estructuras, tal como lo hace el programa AUTODESK Forma (Figura 2).

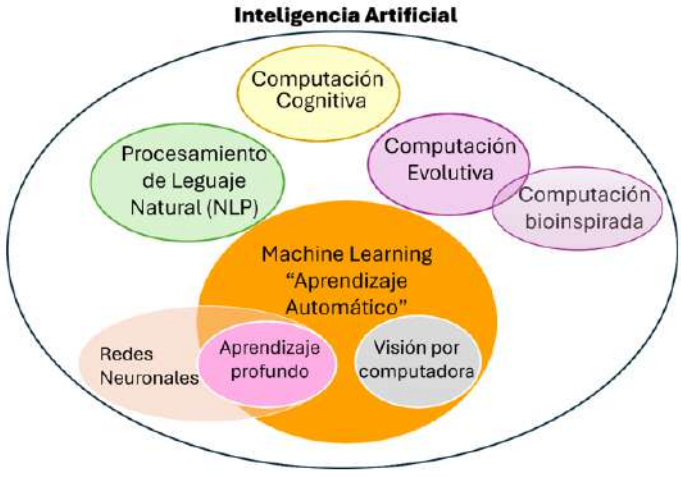


Figura 1. Componentes de la Inteligencia Artificial (elaboración propia).

Otra área de gran interés es la optimización aerodinámica de estructuras. Mediante algoritmos genéticos y otros modelos metaheurísticos, es posible explorar miles de configuraciones geométricas para identificar diseños que reduzcan vibraciones inducidas por viento, mejoren el desempeño aerodinámico, aumenten la confiabilidad estructural y disminuyan costos constructivos (De Anda et al., 2023).

La IA ha demostrado además su utilidad en el monitoreo de la salud estructural, permitiendo

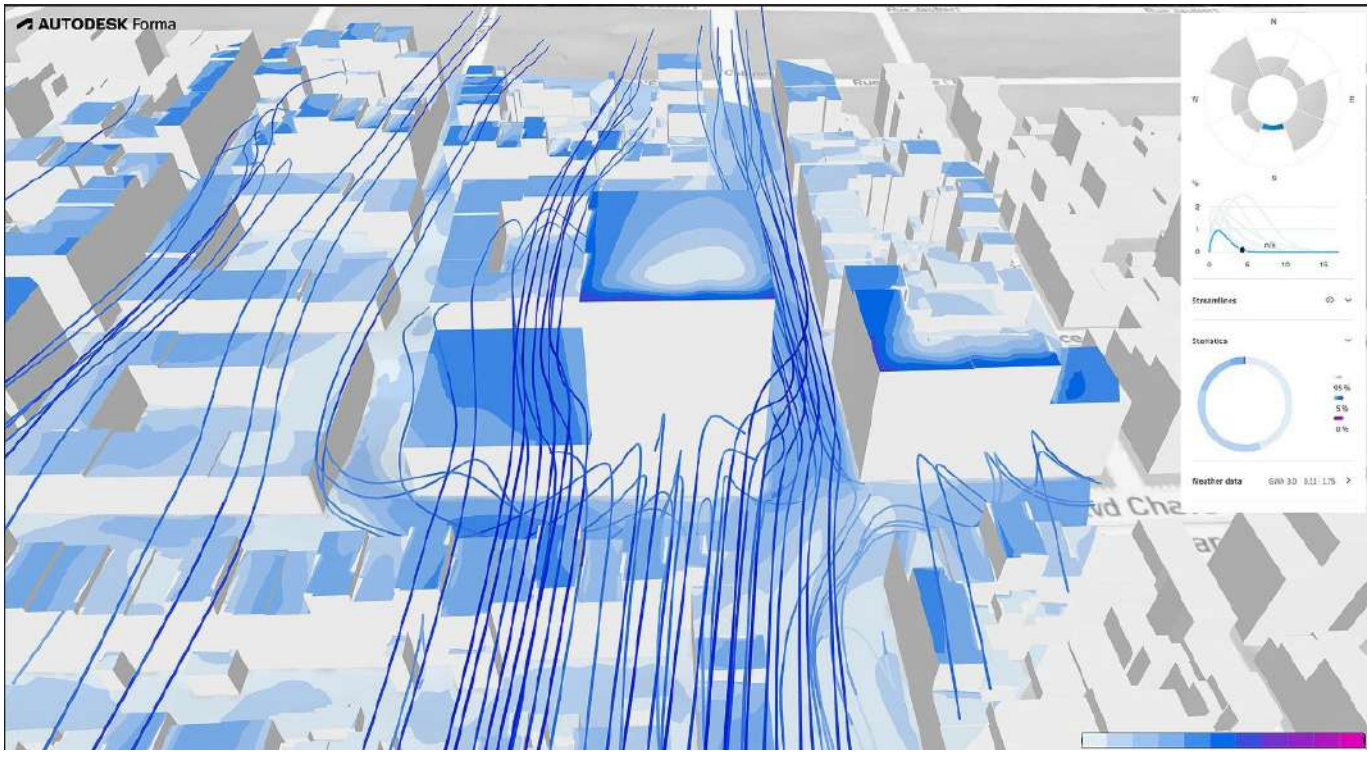


Figura 2. Simulación de líneas de corriente. Tomada de "Wind Analysis" Environmental analysis in Forma Site Design, 2026, https://www.autodesk.com/products/forma-site-design/overview

detectar anomalías, identificar daños potenciales y apoyar estrategias de mantenimiento predictivo mediante el análisis continuo de información proveniente de sensores en diferentes estructuras como aerogeneradores, puentes y edificios altos (Ghaffari et al., 2024; Sasinthiran et al., 2024; Wu et al., 2026). De manera complementaria, los modelos inteligentes contribuyen a la evaluación de vulnerabilidad y resiliencia de las infraestructuras frente a eventos extremos.

No obstante, la IA no reemplaza al ingeniero o ingeniera ni al conocimiento físico que sustenta los fenómenos estudiados. Los algoritmos solo son tan confiables como los datos utilizados para entrenarlos y requieren validación mediante principios de mecánica de fluidos, aerodinámica y dinámica estructural. Por ello, el uso responsable de estas herramientas exige comprender tanto los fundamentos de la propia IA, incluyendo redes neuronales, algoritmos genéticos y técnicas bioinspiradas, como el comportamiento del viento y su interacción con las estructuras.

En conclusión, la Inteligencia Artificial constituye una poderosa herramienta de apoyo para la ingeniería de viento. Su verdadero potencial se alcanza cuando se combina con una sólida formación en ingeniería estructural, criterio profesional y conocimiento profundo de los fenómenos físicos involucrados.

Referencias

De Anda, J., Ruiz, S. E., Bojórquez, E., & Inzunza-Aragon, I. (2023). Towards optimal reliability-based design of wind turbines towers using artificial intelligence. Engineering Structures, 294, 116778. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116778.

Ghaffari, A., Shahbazi, Y., Mokhtari Kashavar, M., Fotouhi, M., & Pedrammehr, S. (2024). Advanced Predictive Structural Health Monitoring in High-Rise Buildings Using Recurrent Neural Networks. Buildings, 14(10), 3261. https://doi.org/10.3390/buildings14103261

Mostafa, K., Zisis, I., & Moustafa, M. A. (2022). Machine Learning Techniques in Structural Wind Engineering: A State-of-the-Art Review. Applied Sciences, 12(10), 5232. https://doi.org/10.3390/app12105232.

Sasinthiran, A., Gnanasekaran, S. & Ragala, R. (2024) A review of artificial intelligence applications in wind turbine health monitoring. International Journal of Sustainable Energy, 43:1, 2326296. https://10.1080/14786451.2024.2326296.

Wu, D., Xu, Y., Xu, N., Zhang, Y., Chen, W., & Laima, S. (2026). Vortex-Induced Vibration Identification for Long-Span Bridges: A Method Using Two-Point Vibration Phase Difference with Machine Learning. Applied Sciences, 16(20), 10261. https://doi.org/10.3390/app162010261.

Sistemas Vidriados de Cerramiento en Zonas de Huracanes y Tormentas Tropicales

por: Karlos Daniel Barros Rivera



DESAFÍO AL VIENTO: EL PAPEL FUNDAMENTAL DE LAS ENVOLVENTES VIDRIADAS EN LA RESILIENCIA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES COSTERAS.

Los vientos generados por los huracanes pueden causar daños extensos en edificios e infraestructura, provocar pérdidas económicas, interrumpir servicios y dificultar la recuperación de las comunidades afectadas.

Buena parte del daño comienza en la envolvente, cuando ventanas, puertas y muros cortina reciben presiones y succiones muy superiores a las ordinarias, además del impacto de objetos que el viento arranca y proyecta, como ramas, tejas, láminas o fragmentos de otros edificios. Si los vidrios se desprenden o se rompen, el viento entra en el edificio, aumenta la presión interior y agrava la succión exterior sobre cubiertas y muros. Después llegan el agua y los escombros. En pocas palabras, una ventana rota puede terminar por destruir el interior.

Diseñar para el huracán, no para un día cualquiera

Evitar estos daños exige diseñar y construir fachadas capaces de resistir las condiciones que pueden presentarse en cada sitio. Sin embargo, los reglamentos de construcción del país generalmente no contemplan requi-

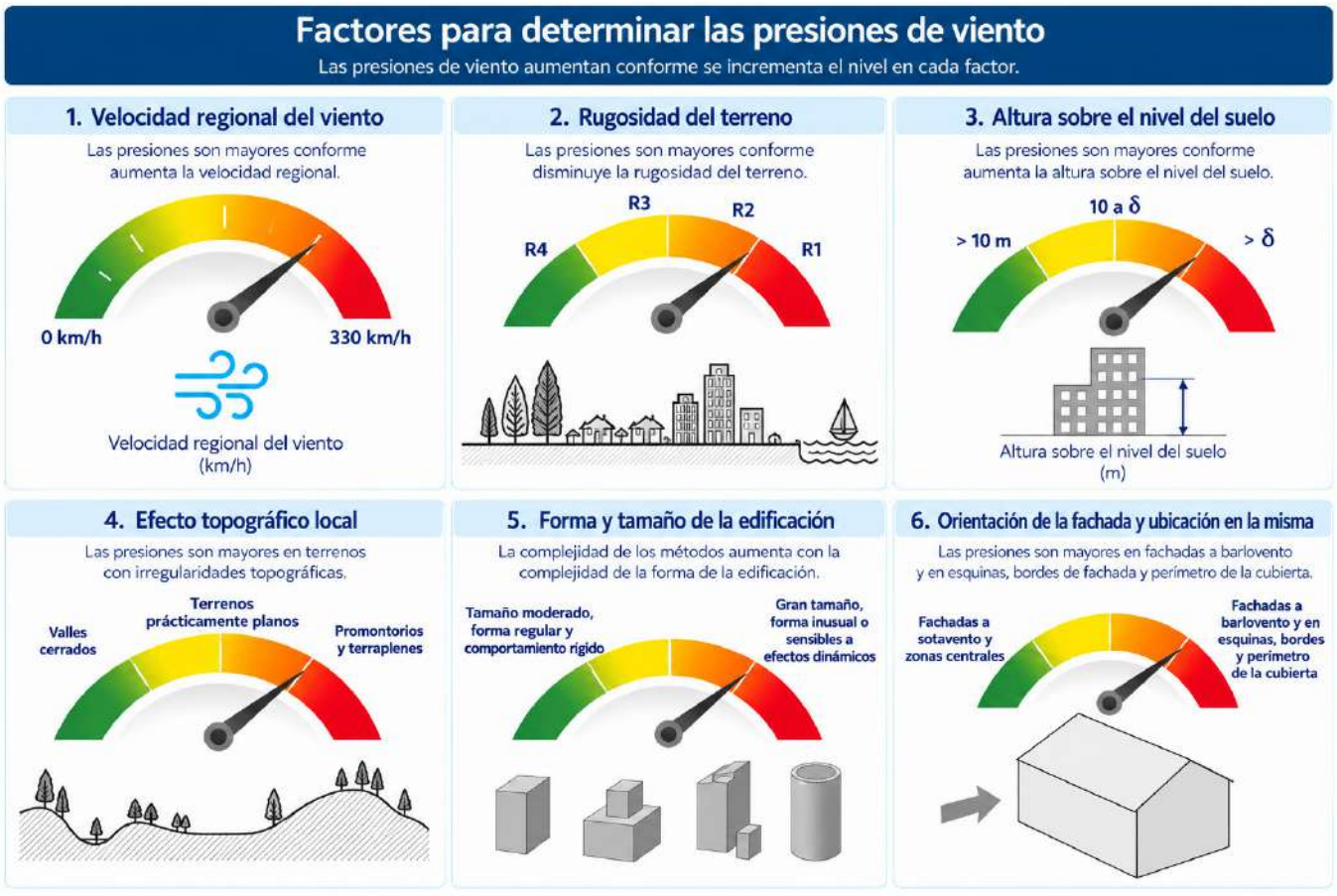


Figura 1. ***Factores para determinar las presiones de viento (las presiones aumentan conforme el nivel de cada factor).***

sitos sobre este tema o los abordan sin los criterios específicos para evaluar e inspeccionar los sistemas.

Para cubrir ese vacío, el ONNCCE, a iniciativa de la Asociación Mexicana de Ventanas y Cerramientos (AMEVEC), inició la elaboración del CRIEV-007-ONNCCE-2026, Criterios de Evaluación para Sistemas Vidriados de Cerramiento en Zonas de Huracanes y Tormentas Tropicales. Su objetivo es contar con un documento técnico que pueda incorporarse por referencia en reglamentos de construcción, contratos y licitaciones .

¿Qué establece el CRIEV?

El CRIEV-007 aplica a ventanas, puertas de vidrio, muros cortina y domos (y, en su caso, a sus sistemas de protección) en zonas costeras y se recomienda aplicarlo en zonas donde la velocidad regional corresponda a condiciones de huracán o tormenta tropical. El documento establece:

1. Las presiones de viento sobre el sistema. La velocidad de diseño parte de la velocidad regional de ráfaga del mapa Q15 del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE, disponible para consulta en el Sistema Viento del INEEL. Esta velocidad se corrige por la rugosidad del terreno, la altura y la topografía del sitio, y de ella se derivan las presiones y succiones de diseño. Incluye un método simplificado para edificios de baja altura y remite a pruebas en túnel de viento en casos como edificios de gran altura o de forma irregular (ver Figura 1).

2. Los criterios de diseño por viento. La deformación de la estructura de apoyo debe mantenerse dentro de los límites establecidos para elementos de distintas dimensiones. El vidrio debe mantenerse dentro de los límites de deformación y tensión admisible correspondientes a su tipo, sin que la deformación le haga perder el apoyo en el borde.

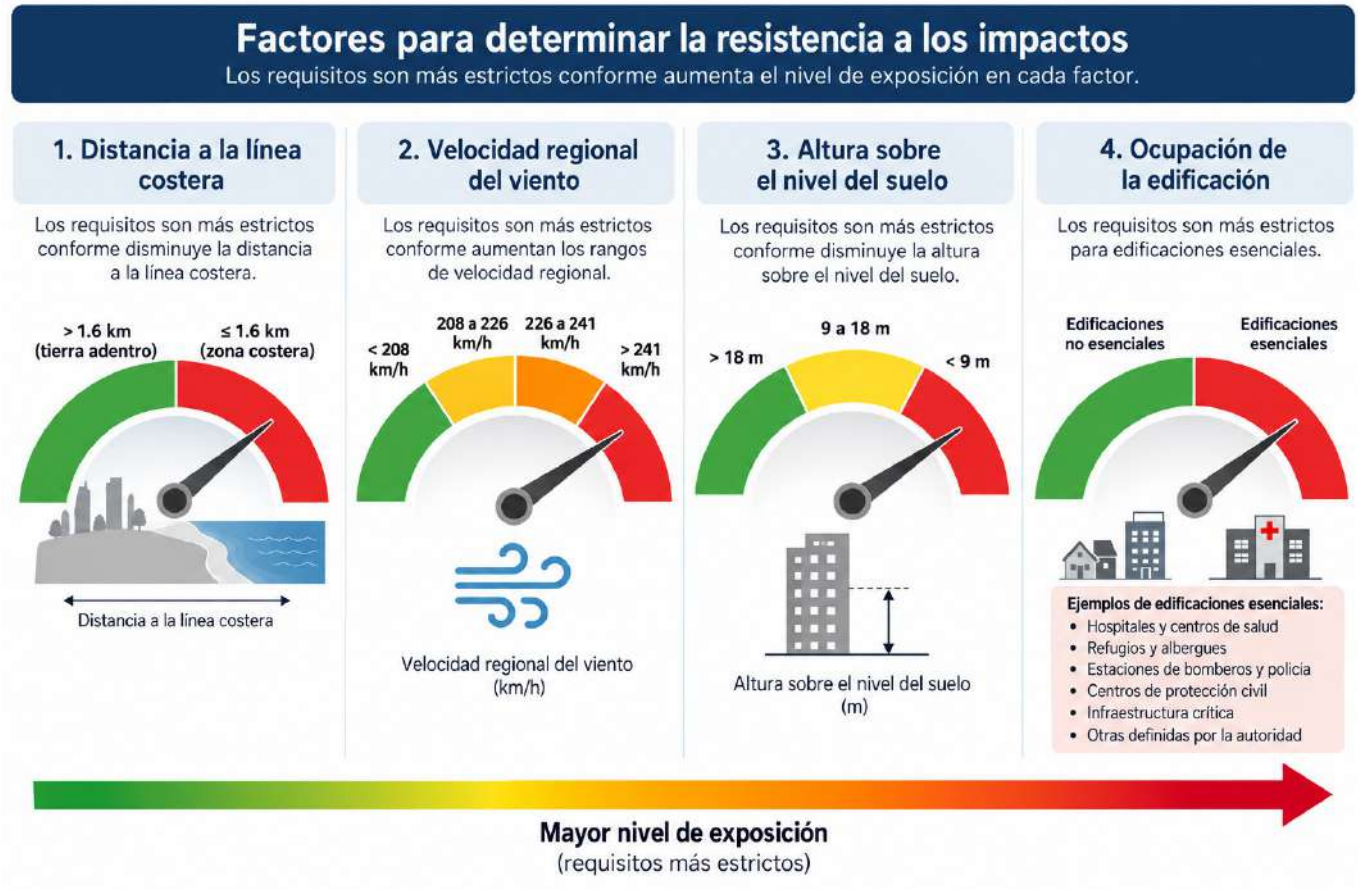


Figura 2. ***Factores para determinar la resistencia a impactos (los requisitos son más estrictos conforme aumenta el nivel en cada factor).***

3. La comprobación de la resistencia al viento. Puede hacerse con pruebas de laboratorio o con cálculos. Cuando se opta por el cálculo, la revisión abarca el vidrio, las láminas del vidrio laminado, la fijación y el embutido del vidrio, los perfiles y los anclajes a concreto, mampostería o paneles.

4. Cuándo se requiere resistencia a impactos. Depende del tipo de elemento, la proximidad a la costa, la velocidad regional, la altura sobre el suelo y si la edificación es esencial (hospitales, escuelas, refugios o inmuebles con alta ocupación, entre otras). La resistencia puede darla el propio sistema vidriado o un sistema de protección contra impactos, instalado a una separación mínima en función de su deflexión.

5. La comprobación y las clases de resistencia a impactos. La resistencia se comprueba mediante pruebas de laboratorio que consisten en impactos con bolas de acero o maderos lanzados en condiciones controladas, seguidos de ciclos de presión. En casos acotados, se admite un método prescriptivo para vidrio laminado recocido o semitemplado, sujeto a límites dimensionales y al tipo y espesor de la lámina. Con base en su desempeño, los sistemas se clasifican en distintas clases de resistencia (ver Figura 2).

6. Los requisitos de instalación. El sistema debe instalarse conforme a diagramas firmados por el estructurista, con dimensiones, materiales, anclajes, sellado, drenaje, tolerancias y secuencia de montaje, además de la presión de diseño, la clase de impacto y un plan de mantenimiento preventivo. Así se garantiza que lo instalado funcione como se previó en el diseño y en las pruebas.

Figura 1 – Factores para determinar las presiones de viento (las presiones aumentan conforme el nivel de cada factor)



Figura 3. –Implementación del CRIEV en un proyecto.

Evaluación de la conformidad

El propósito del CRIEV, al igual que el de los estándares, no es solamente establecer los criterios técnicos que deben cumplirse en una obra, sino también cómo se evalúa su aplicación y cumplimiento; para ello, en este documento se establecen los siguientes mecanismos:

- **Marcado y etiquetado.** El nivel de resistencia de cada sistema se marca en un lugar visible o en una etiqueta removible, lo que facilita la inspección.
- **Inspección de edificaciones.** La unidad de inspección, en términos de la Ley de Infraestructura de la Calidad, revisa el proyecto ejecutivo en gabinete (incluso antes de construir, con un predictamen opcional) y visita la obra, al menos durante la colocación de los sistemas vidriados y durante una etapa avanzada de la obra. El dictamen confirma que los sistemas del proyecto cumplen con el criterio.
- **Certificación de sistemas vidriados.** De manera opcional, un fabricante puede certificar la resistencia al viento y la clase de resistencia a impactos de su sistema para demostrar el cumplimiento en distintos proyectos, con visitas de vigilancia en lugar de realizar pruebas periódicas.

La Figura 3 muestra, de manera integral, los pasos para implementar el CRIEV en un proyecto, desde la determinación de las condiciones y los criterios de diseño hasta la inspección de los sistemas vidriados instalados.
Figura 3 – Implementación del CRIEV en un proyecto

Siguientes pasos

La próxima publicación del CRIEV-007-ONNCCE-2026 marcará el cierre de una primera etapa y, al mismo tiempo, el inicio de un reto mayor: llevar los criterios del documento al proyecto y finalmente a la obra. Su difusión entre los sectores público y privado será decisiva para impulsar su aplicación e incorporación en reglamentos, contratos y licitaciones, así como para abrir el camino a documentos similares sobre otros elementos ligeros de fachada.



Comportamiento en el plano de muros no estructurales de concreto celular de autoclave con juntas flexibles perimetrales

por: Jorge Luis Varela Rivera, Juan Cacep Rodríguez, Itzel Roxana Vega Juárez, Luis Enrique Fernández Baqueiro1, Joel Alberto Moreno Herrera

Introducción. Los muros no estructurales de mampostería son ampliamente utilizados para dividir y organizar espacios interiores de diferentes estructuras. Entre este tipo de muros se encuentran los muros de concreto celular de autoclave (CCA) con juntas flexibles perimetrales. Estos muros se construyen dentro de marcos estructurales utilizando calces de poliestireno, bloques sólidos de CCA, mortero de pared delgada y laminillas conectoras. Se encontró con base en estudios experimentales que los muros no estructurales de mampostería contribuyen a la carga y rigidez lateral de las estructuras (Tsantilis et al., 2018 y Tsantilis et al., 2020). En dichos estudios, se propusieron valores para la distorsión asociada con el inicio de la contribución lateral de los muros no estructurales. Se encontró también que existen algunas recomendaciones para el diseño de muros no estructurales en la normatividad vigente (TMS 402/602, 2022 y NTCM, 2023), sin embargo, es una realidad que todavía no se incluyen recomendaciones de diseño explicitas para muros no estructurales de CCA con juntas flexibles.

Metodología. Se consideraron 3 marcos de concreto reforzado (CR) (F1 a F3) y 5 sistemas marco CR muro CCA (S1 a S5) (Varela et al., 2026). Se consideraron marcos formados por una trabe y dos columnas. Los marcos se diseñaron para inducir un comportamiento dominado por flexión. Se consideró la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las trabes y en la base de las columnas. Se realizó un diseño por capacidad para evitar la falla por cortante de las trabes y las columnas. Las secciones transversales de las trabes y las columnas fueron de 150 x 200 mm (ancho x altura). Los detalles de los marcos se presentan en la **Figura 1a** y en la **Tabla 1.** El acero de refuerzo longitudinal (ARL) consistió en barras corrugadas con una resistencia a la fluencia nominal (f_y) de 411.88 MPa. El acero de refuerzo transversal (ART) consistió en barras lisas con una resistencia a la fluencia nominal (f_yt) de 230.46 MPa. Se consideró un módulo de elasticidad para ambos tipos de acero (E_y) de 205,940 MPa. Por su parte, los sistemas se diseñaron para inducir el contacto entre los marcos y los muros antes de alcanzar la falla de los marcos. Se consideró un espesor promedio de las holguras perimetrales entre los marcos y los muros (t_j) de 12 mm para inducir dicho contacto. Se utilizaron calces de poliestireno de 60 mm x 50 mm x 10 mm (espesor x longitud x altura). Se utilizaron bloques sólidos de CCA clase 2 con dimensiones de 60 mm x 300 mm x 200 mm (espesor x longitud x altura). Se utilizó una espuma de poliuretano comercial para rellenar las holguras. Se utilizaron laminillas conectoras metálicas de 1 x 15 x 300 mm (espesor x ancho x longitud). Los detalles de los sistemas se presentan en la **Figura 1b** y en la **Tabla 2.** En dicha tabla, t, L, H, NC y NS son el espesor, la longitud, la altura, el número de laminillas conectoras y el número de calces de poliestireno de los muros, respectivamente. Las variables de estudio fueron la relación de aspecto (altura entre longitud) (H/L) y el número de juntas verticales intermedias de espuma de poliuretano (n) de los muros **(Tabla 2).**

COMPORTAMIENTO EN EL **PLANO DE MUROS NO ESTRUCTURALES DE CONCRETO** CELULAR PROVISTOS DE JUNTAS FLEXIBLES PERIMETRALES.

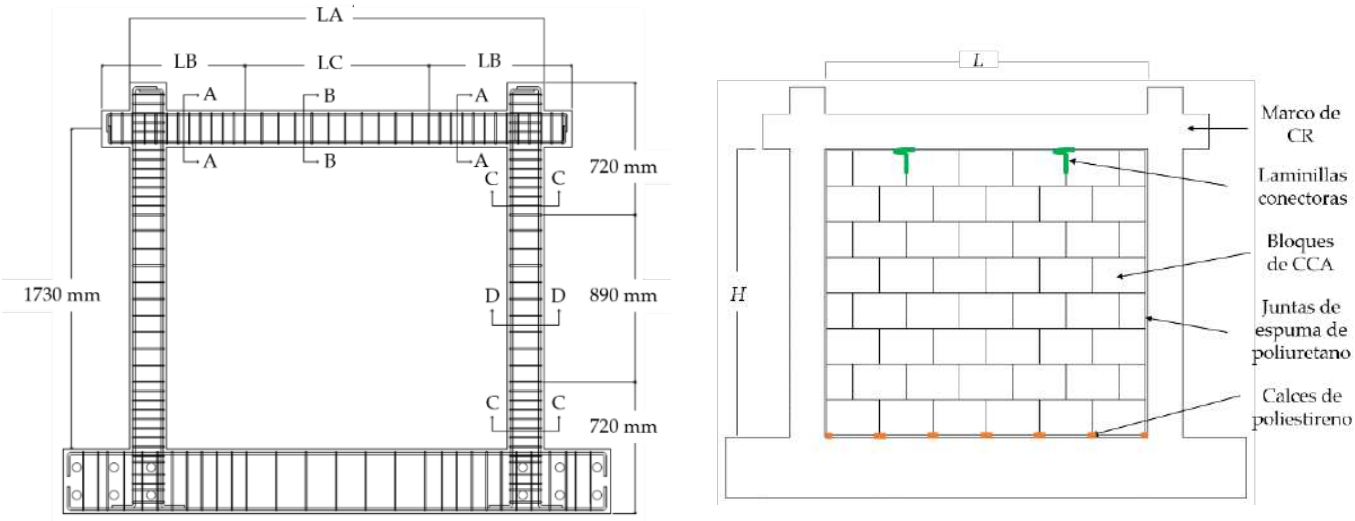


Figura 1. Detalles: (a) de los marcos de concreto reforzado; y (b) de los sistemas marco CR–muro CCA

Tabla 1 Detalles del acero de refuerzo de los marcos de concreto reforzado

Marco	Longitud (mm)			ARL		ART (Ø 6 mm @) (mm)			
	LA	LB	LC	Trabe	Columnas	AA	BB	CC	DD
F1	3140	720	2000	4 Ø 10 mm	4 Ø 16 mm	60	90	40	90
F2	2230	765	1000	4 Ø 10 mm	4 Ø 13 mm	60	90	50	90
F3	1320	810	0	4 Ø 10 mm	4 Ø 13 mm	50	0	50	90

Tabla 2 Características de los sistemas marco CR–muro CCA

Sistema	Marco	Muro	t (mm)	L (mm)	H (mm)	t_j (cm)	NC	NS	H/L	n
S1	F1	W1	60	2720	1610	12	4	10	0.6	0
S2	F2	W2	60	1810	1610	12	2	7	0.9	0
S3	F3	W3	60	900	1610	12	1	4	1.8	0
S4	F1	W4	60	2720	1610	12	3	10	0.6	2
S5	F2	W5	60	1810	1610	12	2	7	0.9	1



Figura 2. Sistema de carga lateral de marcos y sistemas

El sistema de carga lateral de los marcos y los sistemas consistió en un marco de acero, un actuador hidráulico de dos vías y un sistema de conexión **(Figura 2).** El marco de acero, los marcos y los sistemas se anclaron a una losa de reacción. La altura de la base de los muros al punto de aplicación de carga lateral fue de 1730 mm (Figura 1a). La instrumentación de los marcos y los sistemas consistió en potenciómetros lineales (PL), potenciómetros de polea (PP), celdas de carga tipo pasador (CP), transductores de presión (TP) y galgas extensométricas (GE). En la **Figura 3** se presenta la instrumentación tipo utilizada para los marcos y los sistemas. Los marcos y los sistemas se ensayaron bajo cargas laterales cíclicas reversibles incrementales hasta la falla. El protocolo de carga consistió en una primera etapa controlada por cargas laterales y una segunda controlada por distorsiones. En la primera etapa se consideraron incrementos de carga correspondientes al 25%, 50% y 100% de la carga lateral asociada con el momento flexionante de fluencia calculado para las trabes de los marcos. En la segunda etapa se consideraron distorsiones de 0.01 a

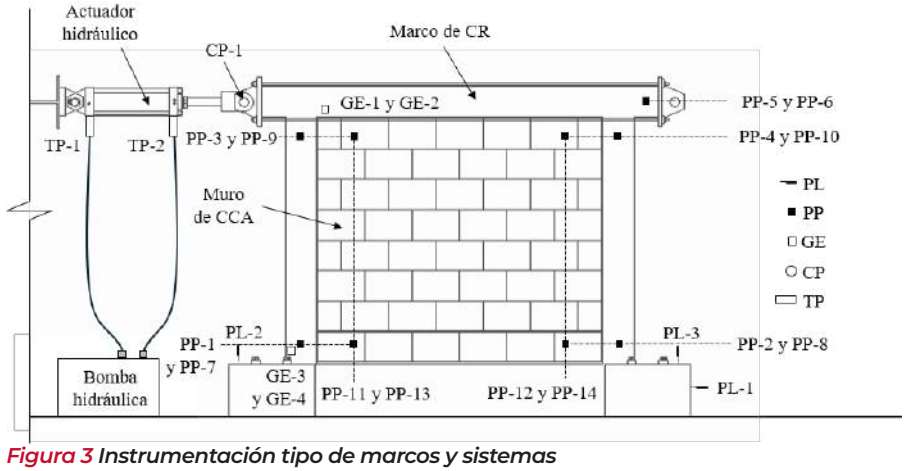


Figura 3 Instrumentación tipo de marcos y sistemas

0.06 con incrementos de 0.01. Se consideró una repetición para cada uno de los ciclos de carga y distorsión descritos anteriormente.

Los marcos y los sistemas se ensayaron de forma independiente para determinar la contribución lateral de los muros no estructurales. Los marcos se consideraron como una herramienta para determinar dicha contribución. La contribución a la carga lateral de los muros no estructurales se determinó como la diferencia entre las cargas laterales de los sistemas y los marcos asociadas con una misma distorsión

.**Resultados y discusión.** Las curvas carga lateral – distorsión y el patrón de agrietamiento final de los marcos se presentan en las Figuras 4 y 5, respectivamente. Similarmente, las curvas carga lateral – distorsión y el patrón de agrietamiento final de los sistemas se presentan en las **Figuras 6 y 7,** respectivamente.

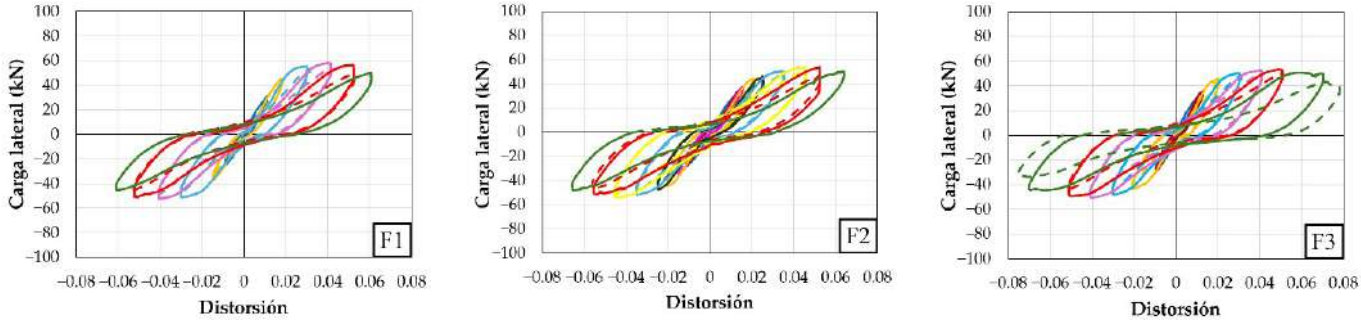


Figura 4 Curvas carga lateral – distorsión de los marcos



Figura 5 Patrón de agrietamiento final de los marcos

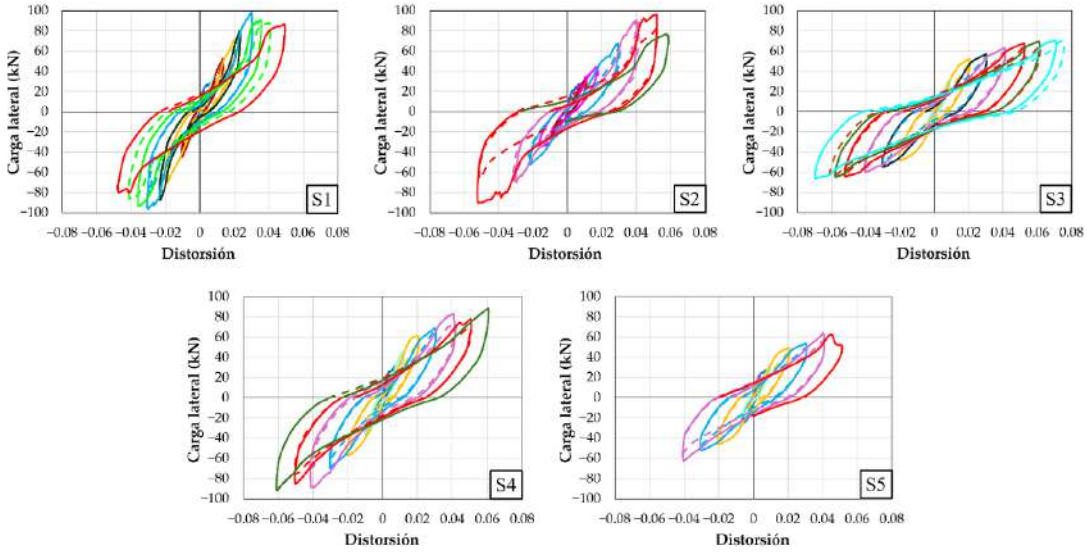


Figura 6 Curvas carga lateral – distorsión de los sistemas

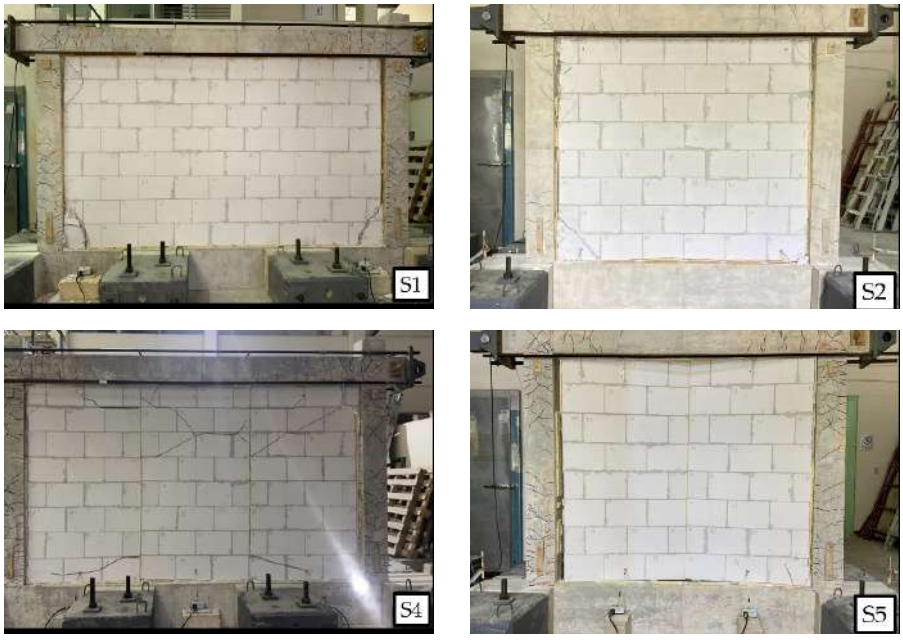


Figura 7 ***Patrón de agrietamiento final de los sistemas***

En la **Figura 8a** se presenta la curva de contribución a la carga lateral de un muro no estructural de CCA con juntas flexibles perimetrales en función de la distorsión. Similarmente, en la Figura 8b se presenta la curva de contribución a la carga lateral de un muro no estructural de CCA con juntas flexibles perimetrales y juntas verticales intermedias en función de la distorsión. Se observó que la contribución a la carga lateral incrementó hasta una primera carga máxima (V_1) y disminuyó hasta una carga mínima (V_2). La primera carga máxima se representa en la Figura 8 con un marcador triangular y la carga mínima con un marcador circular. Las cargas laterales de los muros fueron normalizadas con respecto a las primaras cargas máximas correspondientes. La primera carga máxima estuvo asociada con la formación de los primeros agrietamientos longitudinales entre la espuma y el concreto en las esquinas de los muros (Figura 9). Por su parte, la carga mínima estuvo asociada con la formación de agrietamientos longitudinales en el perímetro de los muros (Figura 10). Para ambos casos no se observó ningún daño en los muros no estructurales de CCA. Se considera que a partir de la carga mínima los muros de CCA se comportaron como muros diafragma.

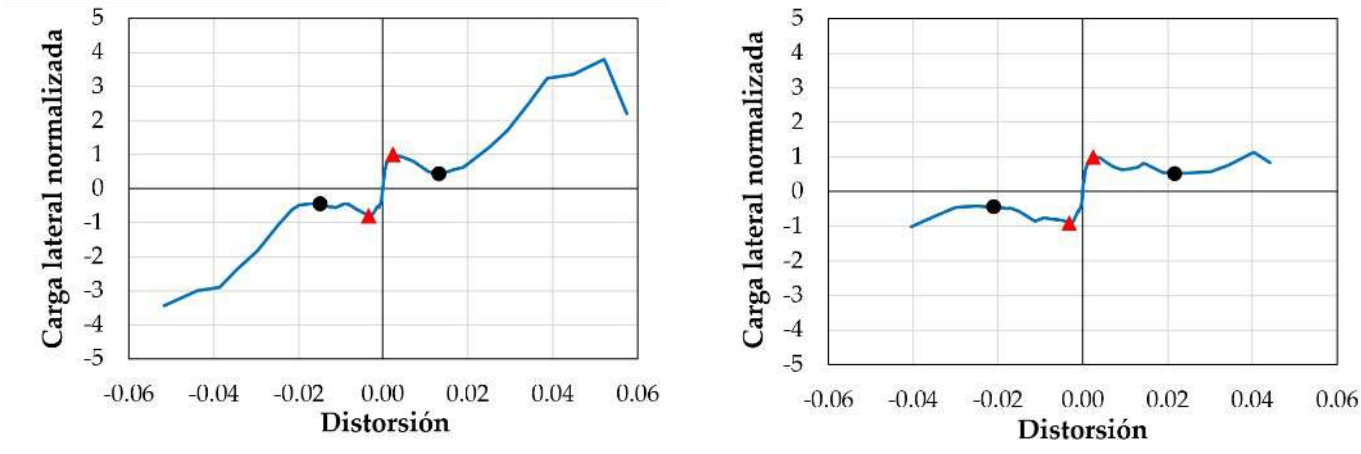


Figura 8 ***Contribución a la carga lateral de muros no estructurales de CCA con juntas perimetrales; (a) sin juntas verticales intermedias; (b) con juntas verticales intermedias***

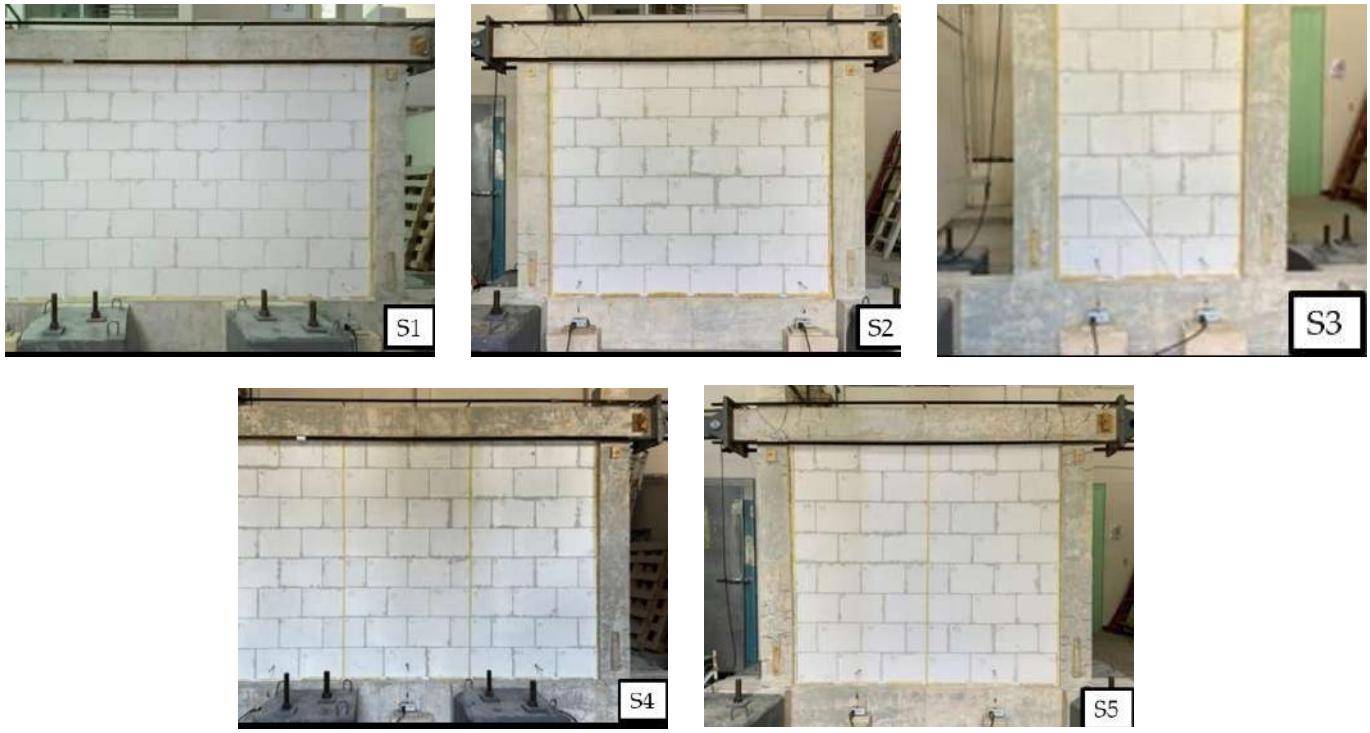


Figura 9 *Patrón de agrietamiento de los sistemas asociado con la primera carga máxima*

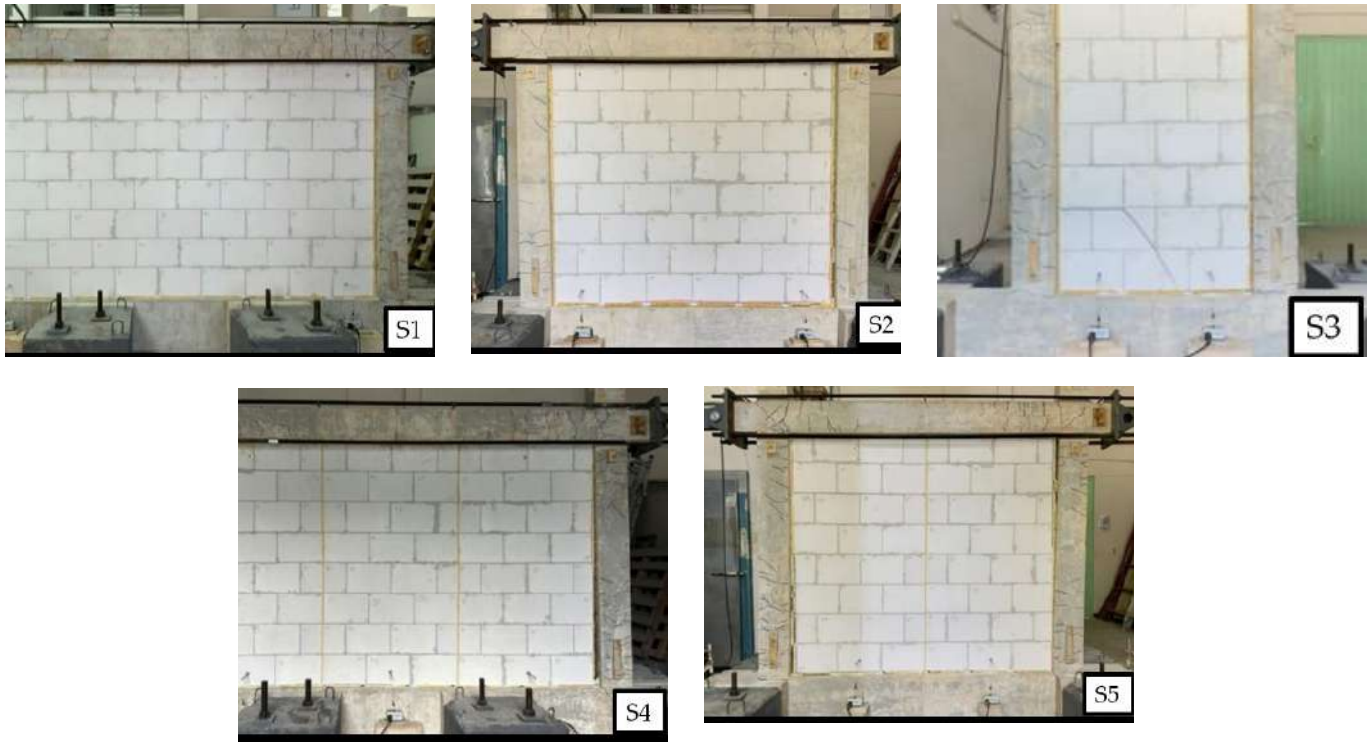


Figura 10 *Patrón de agrietamiento de los sistemas asociado con la carga mínima*

Se desarrolló un modelo analítico para determinar la primera carga máxima (V_1) de los muros no estructurales de CCA **(Figura 11)** (Varela et al., 2026). Se observó que los muros rotan como cuerpo rígido con respecto a su centroide geométrico (P_R). Se asumió una relación lineal para los esfuerzos de tensión y compresión de la espuma de poliuretano. Los esfuerzos máximos en la espuma dependen de la geometría de los muros. Para muros con una relación de aspecto (H/L) menor que uno, los esfuerzos máximos de tensión se alcanzan primero en las juntas horizontales **(Figura 11a).** Por el contrario, para muros con una relación de aspecto (H/L) mayor que uno, los esfuerzos máximos de tensión se alcanzan primero en las juntas verticales **(Figura 11b).** En la **Figura 11,** σ_h y σ_v son los esfuerzos máximos horizontales y verticales en la espuma, respectivamente. Se observó que la primera carga máfxima estuvo asociada con la formación de los primeros agrietamientos longitudinales en las juntas de espuma de poliuretano. Los agrietamientos se alcanzan cuando los esfuerzos máximos de tensión son iguales a la resistencia a tensión promedio entre el concreto y la espuma de poliuretano (f_{te}) de 69.63 kPa. Se consideró que la primera carga máxima actúa a una altura a_1 H **(Figura 11).** Se utilizó un valor de a_1 igual a 1, ya que los valores calibrados experimentalmente para este factor fueron cercanos a dicho valor. Con base en el equilibrio de momentos con respecto al punto de rotación (P_R) se determinaron las Ecuaciones 1 y 2 para muros con relaciones de aspecto menores o iguales a uno y para muros con relaciones de aspecto mayores que uno, respectivamente. Se observó que la primera carga máxima de los muros no estructurales de CCA no depende del número de juntas verticales intermedias. En la **Tabla 3** se presenta la primera carga máxima experimental (V_e1) y la primera carga máxima analítica (V_a1) de los muros no estructurales de CCA. La primera carga máxima experimental corresponde a la primera carga máxima observada en los ciclos de carga positivos. La primera carga máxima analítica se determinó utilizando las Ecuaciones 1 y 2 dependiendo de la relación de aspecto de los muros. En la **Tabla 3** se observa que la relación entre la primera carga máxima analítica y experimental de los muros (V_{a1}/V_{e1}) varió entre 0.87 y 1.07, con un promedio de 0.95. El coeficiente de variación (CV) fue de 0.09.

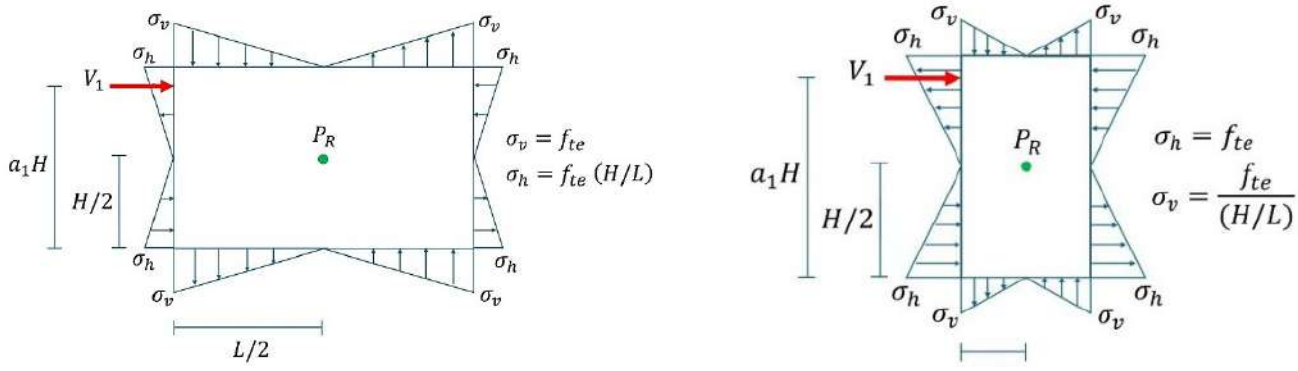


Figura 11 Modelo para la primera carga máxima (V_1) de los muros no estructurales de CCA:

$$Si\ \frac{H}{L} \leq 1 \rightarrow V_1 = \frac{2}{3}\, t\, f_{te} \left[\frac{L}{\left(\frac{H}{L}\right)} + \left(\frac{H}{L}\right) H \right]$$

$$Si\ \frac{H}{L} > 1 \rightarrow V_1 = \frac{2}{3}\, t\, f_{te} \left[\frac{L}{\left(\frac{H}{L}\right)^2} + H \right]$$

Se desarrolló un modelo analítico para determinar la carga mínima (V_{-2}) de los muros no estructurales de CCA **(Figura 12)** (Varela et al., 2026). Se observó que la carga mínima estuvo asociada con la propagación de los agrietamientos longitudinales en las juntas de espuma de poliuretano en el perímetro de los muros. Por tanto, sólo se consideraron esfuerzos de compresión en la espuma de poliuretano. Se consideró que los esfuerzos máximos a compresión en la espuma (f_{-ce}) se mantienen constantes posterior al agrietamiento de la espuma y son iguales a 69.63 kPa. Se consideró que la carga mínima actúa a una altura $a_{-2}\ H$ **(Figura 12).** Se utilizó un valor de a_2 igual a 1, ya que los valores calibrados experimentalmente para este factor fueron cercanos a dicho valor. Con base en el equilibrio de momentos con respecto al punto de rotación se determinaron las Ecuaciones 3 y 4 para muros con relaciones de aspecto menores o iguales a uno y para muros con relaciones de aspecto mayores que uno, respectivamente. Se observó que la carga mínima de los muros no estructurales de CCA no depende del número de juntas verticales intermedias.

Muro	H/L	n	V_{e1} (kN)	V_{a1} (kN)	V_{a1}/V_{e1}
W1	0.6	0	15.22	15.45	1.02
W2	0.9	0	11.15	9.66	0.87
W3	1.8	0	5.98	5.27	0.88
W4	0.6	2	14.46	15.45	1.07
W5	0.9	1	10.64	9.66	0.91
				Promedio	0.95
				CV	0.09

Tabla 3 Primera carga máxima experimental y analítica de los muros no estructurales de CCA:

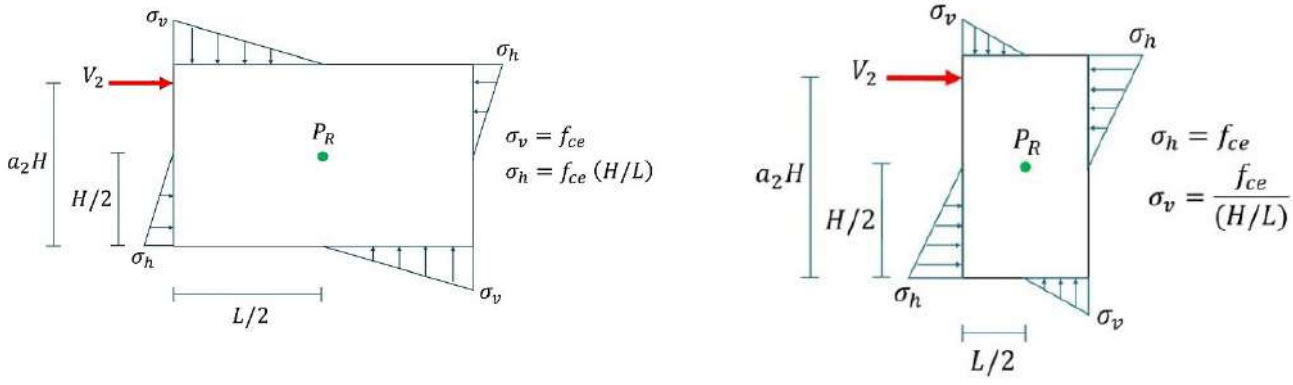


Figura 12 Modelo para la carga mínima (V_2) de los muros no estructurales de CCA: (a) H/L ≤1; (b) H/L >1

$$Si\ \frac{H}{L} \leq 1 \rightarrow V_2 = \frac{1}{3}\ t\ f_{ce}\left[\frac{L}{\left(\frac{H}{L}\right)} + \left(\frac{H}{L}\right)H\right] \quad (3)$$

$$Si\ \frac{H}{L} > 1 \rightarrow V_2 = \frac{1}{3}\ t\ f_{ce}\left[\frac{L}{\left(\frac{H}{L}\right)^2} + H\right] \quad (4)$$

En la **Tabla 4** se presenta la carga mínima experimental (V_e_2) y la carga mínima analítica (V_a2) de los muros no estructurales de CCA. La carga mínima experimental corresponde al promedio de las cargas mínimas observadas en los ciclos de carga positivos y negativos. La carga mínima analítica se determinó utilizando las Ecuaciones 3 y 4 dependiendo de la relación de aspecto de los muros. En la **Tabla 4** se observa que la relación entre la carga mínima analítica y experimental de los muros (V_{a2}/V_{e2}) varió entre 0.87 y 0.99, con un promedio de 0.94. El coeficiente de variación (CV) fue de 0.05.

Muro	H/L	n	V_{e2} (kN)	V_{a2} (kN)	V_{a2}/V_{e2}
W1	0.6	0	8.31	7.73	0.93
W2	0.9	0	4.94	4.83	0.98
W3	1.8	0	3.01	2.63	0.87
W4	0.6	2	7.84	7.73	0.99
W5	0.9	1	5.10	4.83	0.95
				Promedio	0.94
				CV	0.05

Tabla 4 Carga mínima experimental y analítica de los muros no estructurales de CCA

En la **Figura 13** se presenta el desplazamiento horizontal ($\Delta__1$) de los muros no estructurales de CCA asociado con la primera carga máxima (V_1) en función de la relación de aspecto de los muros (H/L).

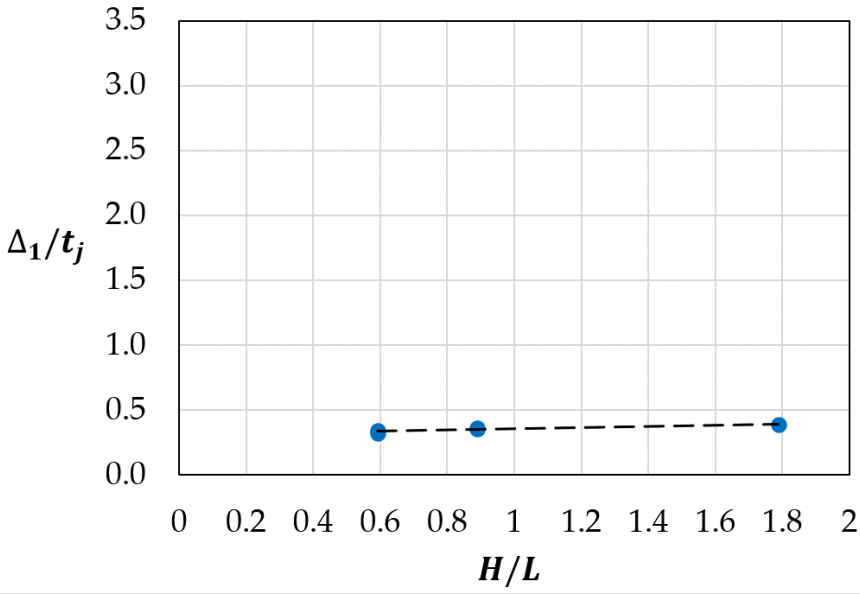


Figura 13 Desplazamiento horizontal Δ_1 normalizado en función de la relación H/L

El desplazamiento horizontal se normalizó con respecto al espesor de la junta (t_j). Se consideraron los desplazamientos horizontales de los ciclos de carga positivos. Si se asume una relación lineal entre el desplazamiento horizontal normalizado y la relación de aspecto de los muros se obtiene la Ecuación 5. Se observó que la distorsión asociada con la primera carga máxima de los muros no estructurales de CCA no depende del número de juntas verticales intermedias.

En la **Tabla 5** se presenta el desplazamiento horizontal asociado con la primera carga máxima experimental (Δ_{e1}) y el desplazamiento horizontal asociado con la carga primera carga máxima analítico (Δ_{a1}) de los muros no estructurales de CCA. El desplazamiento horizontal asociado con la primera carga máxima experimental corresponde al desplazamiento observado en los ciclos de carga positivos. El desplazamiento horizontal asociado con la primera carga máxima analítico se determinó utilizando la Ecuación 5. En la Tabla 5 se presenta también la distorsión experimental (δ_{e1}) y analítica (δ_{a1}) correspondientes. Se observó que la relación entre la distorsión asociada con la primera carga máxima analítica y experimental de los muros (δ_{a1}/δ_{e1}) varió entre 0.97 y 1.05, con un promedio de 1.00. El coeficiente de variación (CV) fue de 0.03. En la **Figura 14** se presenta el des-

plazamiento horizontal (Δ_{-2}) de los muros no estructurales de CCA asociado con la carga mínima (V_{-2}) en función de la relación de aspecto de los segmentos de los muros ($H/_{L_S}$). Para los muros sin juntas verticales intermedias la longitud del segmento (L_{-S}) es igual a la longitud total del muro (L). Para los muros con juntas verticales intermedias se utilizó la longitud de los segmentos del muro (L_{-S}) la cual considera la presencia de las juntas verticales intermedias. El desplazamiento horizontal se normalizó con respecto al espesor de la junta (t_{-j}). Se consideraron los desplazamientos horizontales promedio de los ciclos de carga positivos y negativos. Si se asume una relación lineal entre el desplazamiento horizontal normalizado y la relación de aspecto de los segmentos de los muros, se obtiene la **Ecuación 6.**

Muro	H/L	n	t_j (mm)	Δ_{e1} (mm)	Δ_{a1} (mm)	δ_{e1}	δ_{a1}	δ_{e1}/δ_e
W1	0.6	0	12	3.87	4.05	0.0024	0.0025	1.05
W2	0.9	0	12	4.23	4.22	0.0026	0.0026	1.00
W3	1.8	0	12	4.69	4.73	0.0029	0.0029	1.01
W4	0.6	2	12	4.11	4.05	0.0026	0.0025	0.99
W5	0.9	1	12	4.37	4.22	0.0027	0.0026	0.97
							Promedio	1.00
							CV	0.03

Tabla 5 Distorsión asociada con la primera carga máxima experimental y analítica de los muros no estructurales de CCA

En la **Tabla 6** se presenta el desplazamiento horizontal asociado con la carga mínima experimental (Δ_{-e2}) y el desplazamiento horizontal asociado con la carga mínima analítico (Δ_{-a2}) de los muros no estructurales de CCA. El desplazamiento horizontal asociado con la carga mínima experimental corresponde al promedio de los desplazamientos observados en los ciclos de carga positivos y negativos. El desplazamiento horizontal asociado con la carga mínima analítico se determinó utilizando la Ecuación 6. En la Tabla 6 se presenta también la distorsión experimental (δ_{-e2}) y analítica (δ_{-a2}) correspondientes. Se observó que la relación entre la distorsión asociada con la carga mínima analítica y experimental de los muros ($\delta_{-a2}/\delta_{-e2}$) varió entre 0.87 y 1.18, con un promedio de 1.01. El coeficiente de variación (CV) fue de 0.11.

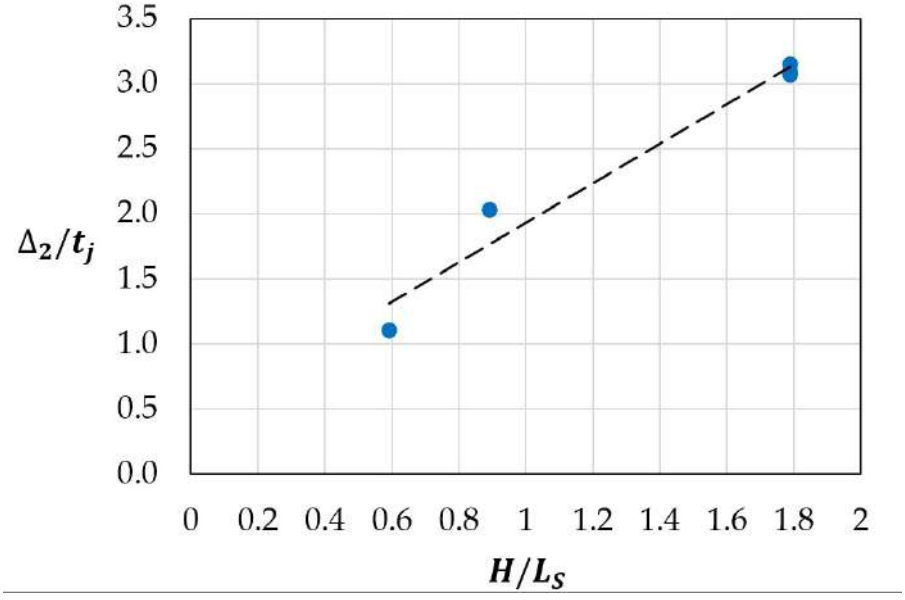


Figura 14 Desplazamiento horizontal Δ_2 normalizado en función de la relación H/L_S

$$\frac{\Delta_2}{t_j} = 1.52\left(\frac{H}{L_S}\right) + 0.41$$

Muro	H/L	H/L_S	n	t_j (mm)	Δ_{e2} (mm)	Δ_{a2} (mm)	δ_{e2}	δ_{a2}	δ_{e2}/δ_e
W1	0.6	0.6	0	12	13.33	15.72	0.0083	0.0098	1.18
W2	0.9	0.9	0	12	24.37	21.14	0.0151	0.0131	0.87
W3	1.8	1.8	0	12	37.15	37.55	0.0231	0.0233	1.01
W4	0.6	1.8	2	12	37.85	37.55	0.0235	0.0233	0.99
W5	0.9	1.8	1	12	36.87	37.55	0.0229	0.0233	1.02
								Promedio	1.01
								CV	0.11

Tabla 6 Distorsión asociada con la carga mínima experimental y analítica de los muros no estructurales de CCA

Conclusiones. Se concluye que los muros no estructurales de CCA con juntas flexibles perimetrales contribuyen a la carga lateral de los sistemas. La contribución lateral se definió en función de una primera carga máxima y una carga mínima. Se proponen ecuaciones de diseño para determinar dichas cargas laterales junto con sus correspondientes distorsiones.

Agradecimientos. Se agradece a la empresa **AIRCRETE** México por el apoyo recibido para realizar este trabajo de investigación.

Referencias.

Tsantilis, A.V., y Triantafillou, T.C. (2018), "Innovative seismic isolation of masonry infills using cellular materials at the interface with the surrounding RC frames", Engineering Structures, vol. 155, pp. 279-297.

Tsantilis, A.V., y Triantafillou, T.C. (2020), "Innovative seismic isolation of masonry infills in steel frames using cellular materials at the frame-infill interface", Journal of Earthquake Engineering, vol. 24, no. 11, pp. 1729-1746.

GCM (Gobierno de la Ciudad de México) (2023), "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México, México.

TMS (The Masonry Society) (2022), "Building code requirements and specifications for masonry structures", TMS 402/602 (Formerly ACI 530), Longmont, CO, 410 pp.

Varela-Rivera J., Cacep-Rodríguez J., Vega-Juárez I., Fernández-Baqueiro L., y Moreno-Herrera J. (2026), "In-plane behavior of non-structural autoclaved aerated concrete masonry walls with flexible joints", Buildings, vol. 16, no. 14.

Convocatoria al Primer Concurso de Predicción de Propiedades de un Edificio de Concreto Reforzado

Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural · Centro Nacional de Prevención de Desastres · Instituto de Ingeniería UNAM

La **Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE)**, el **Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED)** y el **Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IIUNAM)** convocan a la comunidad de **ingenieros, arquitectos, profesores y estudiantes** a participar en el:

> **Primer Concurso de Predicción de Propiedades de un Edificio de Concreto Reforzado**

Objetivo

El propósito de este concurso es evaluar el comportamiento estructural de una estructura de concreto reforzado mediante la estimación del **periodo fundamental de vibración** y la **curva de capacidad**.

La estructura objeto del concurso corresponde a un **edificio tridimensional de dos niveles**. Las características geométricas, mecánicas y constructivas de la estructura se describen en el **Anexo I** de esta convocatoria.

Es importante aclarar que los datos de los participantes y los resultados enviados se manejarán de manera estrictamente confidencial. Esto con la finalidad de incentivar la participación y evitar cualquier posible conflicto de intereses y/o un manejo inadecuado de la información sensible y confidencial de las personas participantes.

Participantes

Podrán participar ingenieros, arquitectos, profesores y estudiantes interesados en el análisis y diseño estructural, de manera individual o en equipos de máximo tres personas.

Registro

El registro se realiza en línea, en el sitio web del concurso:

smie.com.mx/sistemas/1-concurso-prediccion

En el sitio, cada equipo deberá crear una cuenta, capturar los datos de sus integrantes y cubrir la cuota de inscripción de **$1,740 MXN (IVA incluido) por equipo**, mediante tarjeta de crédito o débito, o por transferencia bancaria a la SMIE. La inscripción quedará confirmada una vez acreditado el pago.

Entrega de reportes

Los participantes deberán elaborar un reporte técnico de acuerdo con los lineamientos establecidos en el **Anexo II** y entregarlo en el mismo sitio web del concurso, conforme a lo siguiente:

1. Ingresar al sitio con la cuenta del equipo.
2. Una vez registrado el pago de la inscripción, se habilitará en el panel del equipo la sección de **Reporte técnico**.
3. Llenar el formato del **Anexo II** y subirlo en formato **PDF** en dicha sección.
4. La entrega deberá realizarse a más tardar el **18 de enero de 2027**.

No se recibirán reportes por correo electrónico ni por otros medios.

Fechas importantes

Fecha límite de registro	30 de noviembre de 2026
Fecha límite para el envío de reportes	18 de enero de 2027
Publicación de resultados	18 de febrero de 2027
Premiación del equipo ganador	25 de febrero de 2027, durante el **Cambio de Mesa Directiva de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural**

Evaluación

La selección del equipo ganador se realizará con base en los criterios establecidos a continuación:

El equipo ganador será aquel que logre obtener el error menor, mismo que se calculará de la siguiente manera:



$$\text{error} = 0.2\,e_1 + 0.2\,e_2 + 0.6\,e_3$$

donde:

$$e_1 = \left| 1 - \frac{T_{\text{teo1}}}{T_{\text{exp1}}} \right|$$

$$e_2 = \left| 1 - \frac{T_{\text{teo2}}}{T_{\text{exp2}}} \right|$$

$$e_3 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} \left| 1 - \frac{F_{i_\text{teo}}}{F_{i_\text{exp}}} \right|$$

siendo T_{teo1} el periodo teórico calculado por el equipo para el estado intacto, T_{exp1} el periodo medido en el edificio por el comité organizador para el edificio en estado intacto, T_{teo2} el periodo teórico calculado por el equipo para una distorsión máxima de entrepiso de 0.02, T_{exp2} el periodo medido en el edificio por el comité organizador para una distorsión máxima de entrepiso de 0.02, $F_{\text{i_teo}}$ la fuerza teórica de la curva de capacidad en el paso i calculada por el equipo para la distorsión máxima de entrepiso γ_i según se establece en el Anexo II, $F_{\text{i_exp}}$ la fuerza medida en el edificio por el comité organizador en el edificio sujeto a carga cíclica reversible.

Los resultados serán evaluados por un jurado independiente de reconocido prestigio en el medio. Los resultados serán inapelables.

Premios

El equipo ganador recibirá una constancia de reconocimiento y un **premio especial**. Los equipos con mención especial recibirán una constancia de reconocimiento. Ambos serán entregados durante el cambio de la mesa directiva de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.

Los organizadores invitan cordialmente a toda la comunidad de ingeniería estructural a participar en este ejercicio académico y técnico, que busca fomentar el desarrollo y la validación de metodologías para la predicción del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado.

Más información: https://smie.com.mx/sistemas/1-concurso-prediccion/

50 SMIE

Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.

ANIVERSARIO

MEDIO SIGLO DE EXCELENCIA.

PATROCINADOR DIAMANTE

DAMPO

La Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural reconoce y agradece su compromiso, confianza y colaboración en la celebración de nuestro 50 Aniversario.

JUNTOS CONSTRUIMOS UN LEGADO QUE TRASCIENDE GENERACIONES.

www.smie.org.com

Patrocinios disponibles, mayor información: gerencia@smie.com.mx

SMIE

Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.

50 ANIVERSARIO

MEDIO SIGLO DE EXCELENCIA.

PATROCINADOR PLATINO

GRUPO GONZA

La Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural reconoce y agradece su compromiso, confianza y colaboración en la celebración de nuestro 50 Aniversario.

JUNTOS CONSTRUIMOS UN LEGADO QUE TRASCIENDE GENERACIONES.

www.smie.org.com

Patrocinios disponibles, mayor información: gerencia@smie.com.mx









Patrocinios disponibles, mayor información: gerencia@smie.com.mx

SMIE
Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.
50 ANIVERSARIO

CONVOCATORIA

EXTENDEMOS UNA CORDIAL INVITACIÓN A NUESTROS CAPÍTULOS ESTUDIANTILES PARA PARTICIPAR CON LA FOTOGRAFÍA DE LA PORTADA DE NUESTRO BOLETÍN MENSUAL.

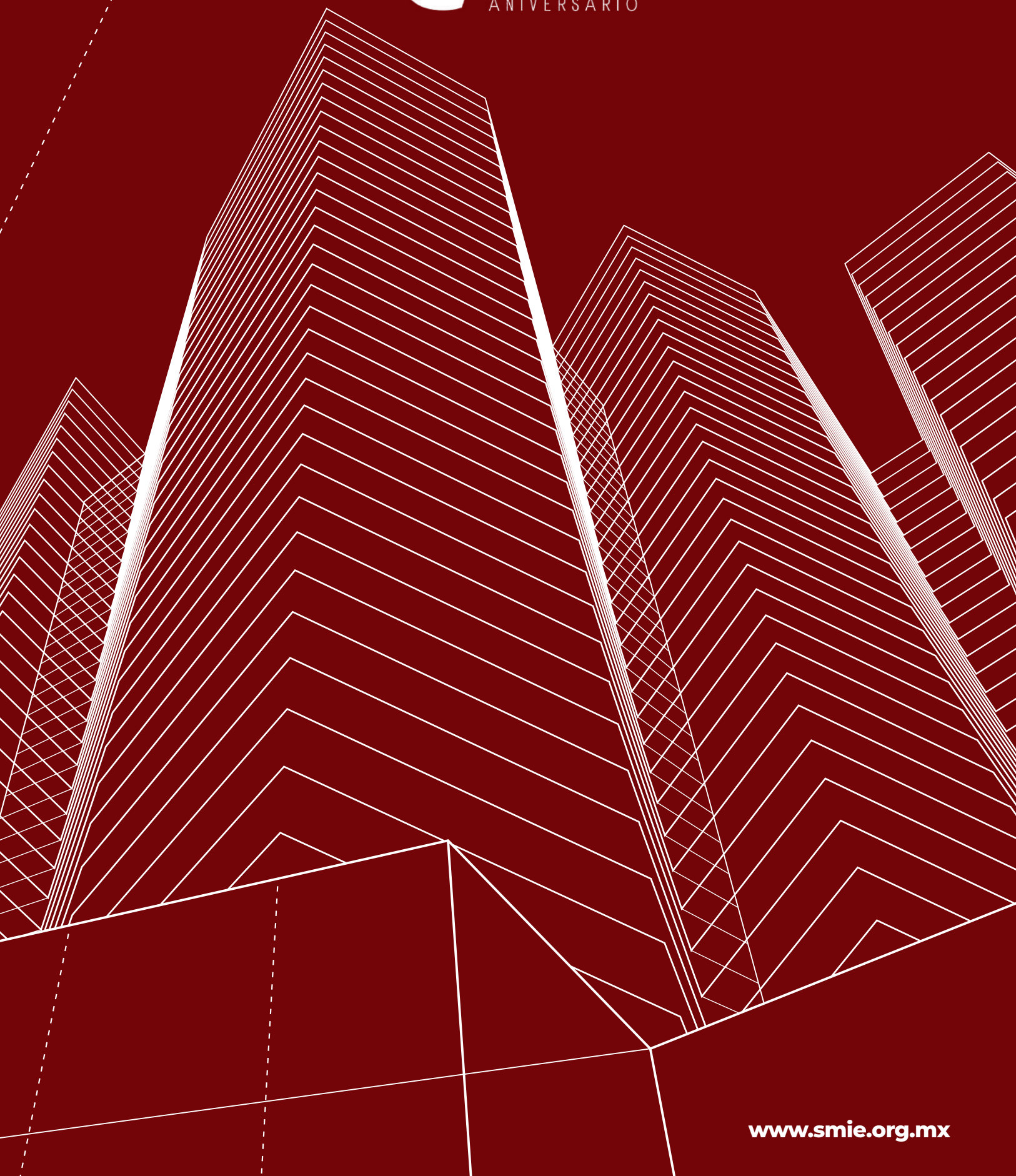
PUEDEN ENVIAR SUS PROPUESTAS A LOS CORREOS:
gerencia@smie.com.mx
dmiram@uaz.edu.mx

FAVOR DE ENVIAR LA FOTOGRAFÍA A 300 dpi, PUEDE SER A COLOR, BLANCO Y NEGRO O CUALQUIER OTRA PROPUESTA, DEBE DE ESTAR LIBRE DE DERECHOS DE AUTOR Y PODRÁ SER UTILIZADA EN NÚMEROS POSTERIORES.

¡PARTICIPA!

50 ANIVERSARIO

SMIE®
Sociedad Mexicana de
Ingeniería Estructural, A.C.



www.smie.org.mx