



Revista Ciencia y Construcción

Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Cujaa.



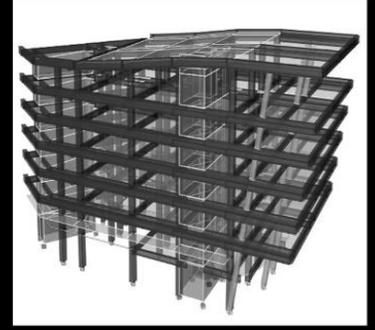
Propuesta de Metodología para la Evaluación Constructiva de Edificios



**Comportamiento
Dinámico de
Torres
Autosoportadas.**



**Barras de Polímeros
Reforzados
con Fibras en
Situación de Incendio.**



**Caracterización sísmica
del Edificio de Ocio
del Hotel
"Habana SunCuba".**

EQUIPO EDITORIAL

Director/Editor Técnico

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

Editor Ejecutivo

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

Editores Asociados

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

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

Dr. Rafael Larrúa Quevedo, Universidad de Camagüey, Cuba

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

COMITÉ CIENTÍFICO

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

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

Dr. Francisco Lamas Fernández, Universidad de Granada, Spain

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

Dr. Geert Lombaert, KU Leuven University, Belgium

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

SUMARIO



01 | **Créditos**

02 | **Sumario**

Artículos Originales

04-13	M.Sc. Carlos Alberto Porras Navarro Dr.Cs René Antonio Puig Martínez	Ajuste de la expresión de resistencia a compresión del hormigón en estructuras según la norma NC 1109
14-26	Ing. Luis David Céspedes Domínguez Dr.Cs Manuel Pedroso Martínez	Procedimiento metodológico para la cubicación de volúmenes de tierra en proyectos de obras viales utilizando las TIC
27-39	Msc. Annia Córdoba Naranjo Msc. Reynier Moll Martínez Ing. Rodney García Amador M.Sc. Emilio Juan Mesa Ballesteros	Metodología para el análisis de la movilidad y la accesibilidad en centros universitarios
40-51	M.Sc. Katia Luis García D.Cs. Patricia Martín Rodríguez D.Sc. Vivian Beatriz Elena Parnás	Comportamiento dinámico de torres auto soportadas
52-63	Ing. Liyen Pérez Quiñones D.Sc. Marieta Llanes Pérez	Propuesta de Metodología para la Evaluación Constructiva de Edificios
64-78	Ing. Anaily Carbonell Álvarez Ing. Annabel Ramos Castillo D.Sc. Nelson Fundora Sautié D,Sc. Janet Otmara Martínez Cid	Caracterización sísmica del edificio de ocio del Hotel Habana SUNCUBA
79-91	Est. Diandra García Labadié Prof.As. Javier Alejandro García Miranda Prof.As. Juan Carlos Verdecia Somoano	Optimización de un modelo de torre auto soportada mediante la técnica heurística de enjambre de partículas

Artículos de Revisión

93-107	Ing. Michael Roberto Mackchaser Vedey M.Sc. Isel del Carmen Díaz Pérez	Evaluación crítica del empleo de barras de polímeros reforzadas con fibras en situación de incendios
---------------	---	--

Artículos Originales

Ajuste de la expresión de resistencia a compresión del hormigón en estructuras según la norma NC 1109

Adjustment of the expression of compression strength of concrete in structures according to NC standard 1109



Carlos Alberto Porras Navarro¹, René Antonio Puig Martínez²

¹ Máster en Ingeniería Civil e Ingeniero Civil, Especialista Principal de la OSDE BioCubaFarma, Avenida Boyeros y Calle 100, Boyeros, La Habana, Cuba, e-mail: cporras@oc.biocubafarma.cu

² Doctor en Ciencias Técnicas e Ingeniero Constructor, Profesor Principal de Tecnología y Materiales de Construcción del Departamento de Construcciones y Viales de la Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114 No. 11901, Marianao, La Habana, Cuba, e-mail: rpuig200453@gmail.com y rpuig@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

La resistencia a compresión del hormigón es una propiedad que es imprescindible conocer en obras que se encuentren en ejecución, así como en obras en proceso de rehabilitación, en estructuras que sufren accidentes y que demandan acciones de reconstrucción y en obras en explotación que hayan tenido incrementos en las cargas de uso. La determinación de esta propiedad encierra diversas dificultades, como la imposibilidad de extraer testigos en los elementos objeto de estudio sin que se afecte la estructura. Para evitarlo la ingeniería ha desarrollado procedimientos no destructivos, como la esclerometría y el ultrasonido, que empleados de forma independiente no son suficientemente exactos para estimar la resistencia a compresión. Una práctica internacional es auxiliarse de ambos tipos de ensayos, no destructivos y destructivos, confeccionando ecuaciones de regresión para estimar la resistencia a compresión a partir de los primeros. En Cuba, este proceder está regulado por la norma NC 1109 que posee su propia ecuación de regresión. Sin embargo, los autores del presente artículo demuestran que esta ecuación no es suficientemente exacta y que existen otras que se adecuan más a las condiciones del país. Precisamente, en el artículo se compara el comportamiento de la ecuación normada en la NC 1109 del año 2015, con la ecuación general del método combinado SONREB aplicado en otros países, como resultado de lo cual se obtiene una nueva ecuación de regresión propia a partir de los datos analizados.

Palabras claves: ecuación de regresión, hormigón, resistencia a compresión

ABSTRACT

The compressive strength of concrete is a property that is essential to know in constructions that are in progress, as well as constructions in the process of rehabilitation, in structures that suffer accidents and that demand reconstruction actions and in constructions in operation that have had increases in the usage loads. Determining this property involves various difficulties, such as the impossibility of extracting cores in the elements under study without affecting the structure. To avoid this, engineering has developed non-destructive procedures, such as sclerometry and ultrasound, which used independently, are not accurate enough to estimate compressive strength. An international practice is to use both types of tests, non-destructive and destructive, by making regression equations to estimate the compressive strength from the former. In Cuba, this procedure is regulated by the NC 1109 standard, which has its own regression equation. However, the authors of this article show that this equation is not sufficiently exact and that there are others that are more suited to the conditions of the country. Precisely, the article compares the behavior of the equation regulated in NC 1109 of 2015, with the general equation of the combined SONREB method applied in other countries, as a result of which a new regression equation is obtained from the data analyzed.

Keywords: regression equation, concrete, compressive strength.

Nota Editorial: Recibido: agosto 2021; Aceptado: septiembre 2021

1. INTRODUCCIÓN

El conocimiento de la resistencia a compresión del hormigón es de vital importancia en la estimación de las propiedades del hormigón endurecido y en el control de la calidad de las obras. Es la propiedad más generalizada en la práctica nacional e internacional para evaluar el comportamiento mecánico del hormigón, no teniendo dificultades su determinación en los casos del hormigonado in situ, en que basta con elaborar probetas antes del vertido del hormigón y someterlas al ensayo correspondiente a la edad indicada. Pero cuando se requiere conocer esta propiedad en obras que se encuentren en etapa avanzada de ejecución y en las cuales los resultados de los ensayos de compresión de las probetas hayan sido desfavorables, en obras que se encuentren en proceso de rehabilitación o cambios de uso, en estructuras que hayan sufrido accidentes y que demanden acciones de reconstrucción y en obras en explotación que hayan tenido incrementos en las cargas de uso, su determinación encierra diversas dificultades. Ya no se trata de determinar la resistencia del hormigón a partir de la aplicación de carga sobre probetas elaboradas en el momento del vertido, sino, de conocer la resistencia de este material directamente en las estructuras. Entre estas dificultades se encuentra muchas veces la imposibilidad de extraer testigos en los elementos objeto de estudio, el elevado costo de la operación de extracción de testigos y lo dificultoso que resulta la humanización de este trabajo en determinados elementos estructurales.

A finales del siglo pasado surgieron en Europa del Este métodos dirigidos a contrarrestar estas dificultades aprovechando la posibilidad de combinar los ensayos de resistencia con los resultados de ensayos no destructivos. Se pudo comprobar que combinando el resultado de los ensayos destructivos realizados en testigos extraídos de las estructuras con los resultados de ensayos no destructivos, en particular, de la velocidad del pulso ultrasónico y del índice esclerométrico, se puede establecer una correlación multivariable para estimar la resistencia a compresión aumentando la confiabilidad de la misma. Entre estos métodos destaca a nivel internacional el conocido como método SONREB [1,2,3,4,5,6], en el que se establece una ecuación general que correlaciona resistencia a compresión del hormigón con velocidad del pulso ultrasónico y el conocido índice de rebote esclerométrico.

En Cuba, la norma NC 1109 del año 2015 [7], establece la estrategia general para la estimación de la resistencia a compresión de los hormigones en las estructuras. Además de regular los procedimientos a seguir en los ensayos, tanto destructivos como no destructivos, plantea una ecuación de regresión que toma como base la extracción de una serie limitada de probetas testigos y donde únicamente se han efectuado mediciones de la velocidad de la onda ultrasónica y del índice esclerométrico. Sin embargo, al evaluar bases de datos existentes, los autores han podido comprobar que los resultados de la ecuación de regresión que plantea la norma cubana no resultan suficientemente exactos.

Teniendo ello en cuenta, en el presente artículo se generalizan los resultados de una investigación en la cual se evalúa la estimación de la resistencia a compresión del hormigón armado, comparando la ecuación de regresión del método SONREB, que combina el empleo de ensayos destructivos a probetas o testigos, con los resultados de los ensayos de velocidad del pulso ultrasónico e índice esclerométrico, y la ecuación refrendada por la norma cubana NC 1109, admitiendo además la posibilidad de un comportamiento lineal de la regresión.

2. DESARROLLO

En Cuba, la resistencia a compresión del hormigón se determina según las regulaciones de la norma cubana NC 244, tomando como elemento la resistencia media a compresión obtenida como resultados de ensayos destructivos sobre probetas cilíndricas después de un tratamiento estadístico. Está demostrado que el comportamiento de la resistencia a compresión de una serie de probetas se corresponde aproximadamente con una distribución normal, y basado en esta hipótesis, se puede determinar la resistencia característica a compresión del hormigón. Precisamente es este último parámetro, determinado a la edad de 28 días, la base del diseño de las estructuras de hormigón.

El concepto de resistencia característica a compresión del hormigón admite una determinada probabilidad de que en un análisis estadístico se puedan obtener magnitudes inferiores a dicho valor. En una distribución normal, la

resistencia característica es menor que la resistencia media obtenida producto de la rotura de las probetas, diferencia que depende de la desviación típica o estándar del lote de hormigón.

El procedimiento para la obtención de la resistencia característica a compresión del hormigón, regulado por la norma cubana NC 192, no es difícil cuando se trata de probetas confeccionadas en la etapa de transporte y vertido del hormigón en las estructuras, en que se aprovecha la toma de muestra aleatoria del hormigón fresco desde los medios de transporte, inmediatamente antes de su vertido. Pero el proceder se complica cuando se trata de conocer la resistencia característica a compresión del hormigón en estructuras ya construidas y que no cuenten con este parámetro en base de datos, como es el caso de los procesos de rehabilitación de obras, cuando se varíe el uso inicialmente concebido en las edificaciones, en estructuras que hayan sufrido accidentes o deterioros y que demanden acciones de reconstrucción, y en obras en explotación que hayan tenido incrementos en las cargas. Si no se cuenta con la resistencia a compresión como dato, se hace necesario extraer testigos de diferentes partes puntuales de la estructura, y mediante los procedimientos establecidos, determinar esta propiedad [8]. Pero este proceder es destructivo, lo que puede afectar mecánicamente la estructura, además de que no siempre, por la ubicación de la misma, es factible realizarlo.

Este es uno de los motivos por el cual desde finales del pasado siglo, con el desarrollo de la esclerometría y el ultrasonido aplicado a las estructuras de hormigón, se comienzan a desarrollar métodos combinados para determinar la resistencia del hormigón [9,10,11], no siendo necesario en todos los casos proceder con la extracción de testigos. Internacionalmente se emplean diferentes proceder para estimar de forma combinada la resistencia a compresión [12,13], pero sin dudas, uno de los más generalizados internacionalmente es el método SONREB [1,2,4,6] que combina los resultados de la medición de la velocidad de pulso ultrasónico y el índice esclerométrico para obtener la resistencia a compresión del hormigón. En Cuba, este proceder se regula mediante la norma cubana NC 1109 [7]. La mayoría de los métodos, incluida la norma cubana, se basan en el empleo de ecuaciones de regresión obtenidas experimentalmente, lo que permite ajustar los coeficientes en las mismas.

Para la realización del análisis de regresión, es necesario tener resultados de la resistencia a compresión de testigos extraídos de las estructuras. Mientras mayor cantidad de testigos extraídos, por supuesto que mayor exactitud tendrá la regresión. Pero esto es un problema, porque siempre se afecta mecánicamente la estructura. Por eso es que los diferentes procedimientos regulan la cantidad de testigos a extraer para determinar esta propiedad y realizar el ajuste de la misma [14].

Los otros dos parámetros considerados en los métodos combinados son el índice esclerométrico y la velocidad del pulso ultrasónico.

La determinación del índice esclerométrico en la evaluación de elementos de hormigón apareció en 1948 [15,16], en que se introdujo el dispositivo de impacto de resorte por el principio de rebote superficial sobre el hormigón, una foto del cual puede ser apreciada en la figura 1. Desde la introducción del ensayo se han llevado a cabo investigaciones para explicar la interacción del martillo con el hormigón [17,18] y se ha comprobado que se puede utilizar para evaluar la uniformidad de la dureza superficial del hormigón y además comparar la calidad de los hormigones. Pero no debe utilizarse independientemente para la aceptación o rechazo directo del hormigón debido a la incertidumbre inherente en la estimación de la resistencia del mismo.



FIGURA 1: ESCLERÓMETRO O MARTILLO DE REBOTE [19]

Las primeras experiencias de empleo de la velocidad de una onda ultrasónica para definir propiedades de un material datan de 1929 [15], utilizada para la detección de defectos en metales. En la década de 1940, el método

de ensayo de la velocidad del pulso ultrasónico se desarrolló simultáneamente en Canadá e Inglaterra sobre la base de la propagación de la onda mecánica a través del hormigón. El método de ensayo mide el tiempo requerido para que una onda recorra una distancia particular a partir de lo cual se mide la velocidad [20,21,22,23], pudiendo evaluar la presencia de grietas o discontinuidades en el hormigón y los cambios en la uniformidad de la masa. En la figura 2 se puede apreciar el principio de trabajo y foto del equipo de pulsos ultrasónicos. Al igual que ocurre con el índice esclerométrico, de forma independiente, el método no siempre es recomendado para estimar la resistencia del hormigón debido a la falta de homogeneidad, la variabilidad del material y los factores que afectan la velocidad del pulso.

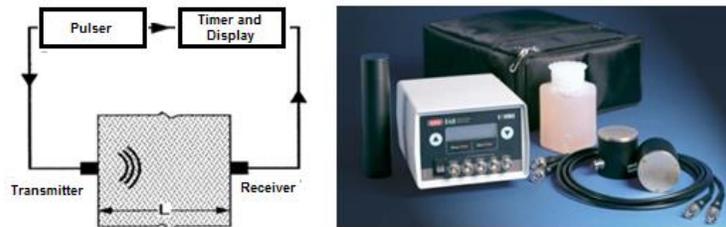


FIGURA 2: FOTO Y PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO DEL EMISOR DE PULSOS [19]

Precisamente, la determinación de la resistencia a compresión del hormigón, combinando los resultados de la rotura de un número limitado de testigos con los dos ensayos no destructivos (ultrasonido y esclerometría), permite compensar las incertidumbres existentes cuando se utilizan los dos últimos métodos de manera independiente.

El método SONRED es el más diversificado y utilizado en Europa entre los métodos combinados. En relación con este método la comunidad internacional reconoce principalmente cuatro procederes con igual número de ecuaciones de regresión para determinar la resistencia a compresión [4]. Estas son la expresión de Di Leo-Pascale, los resultados de las investigaciones de Gasparik, la propuesta por Del Monte y colaboradores, y la conocida como norma RILEM.

Sin embargo, independientemente de estas anteriores expresiones, el método SONREB, según Cristofaro y Tanganelli [6], permite obtener un mayor nivel de conocimiento y una mayor precisión en la estimación de la resistencia a la compresión del hormigón, si la relación está calibrada en cada caso individual. Con este basamento surge entonces la denominada “expresión general del SONREB”, que se muestra en la fórmula 1.

$$f_c = \beta_0 \cdot S^{\beta_1} \cdot V^{\beta_2} \quad , \text{MPa} \quad (1)$$

Donde:

f_c : Resistencia a compresión, MPa.

$\beta_0, \beta_1, \beta_2$: Parámetros determinados mediante regresión múltiple.

S : Índice esclerométrico o de rebote, MPa.

V : Velocidad del pulso ultrasónico, m/s.

A partir de la expresión general del SONREB se ha graficado el ábaco representado en la figura 3, en que, con los resultados de los ensayos de esclerometría y ultrasonido, puede ser estimada la resistencia a compresión del hormigón.

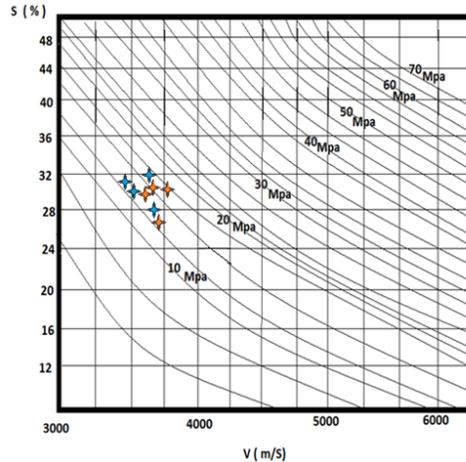


FIGURA 3: ÁBACO PARA CALCULAR LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SEGÚN SONREB [3]

Ninguna de estas expresiones reconocidas por la comunidad internacional, han sido evaluadas hasta ahora en Cuba. En nuestro país, el método combinado regulado por la norma cubana NC 1109 [7] para la estimación de la resistencia a compresión en las estructuras, se basa en el empleo otra expresión, en este caso la que aparece en la fórmula 2.

$$f_c = \beta_0 + \beta_1 + S + (\beta_2 \cdot V^4) \quad , \text{MPa} \quad (2)$$

En el desarrollo de la investigación, al evaluar bases de datos existentes con el objetivo de comprobar la efectividad de la expresión recogida en la normativa cubana, los autores han podido comprobar que los resultados de dicha ecuación de regresión no resultan suficientemente exactos. Los valores obtenidos con su empleo, difieren significativamente de los obtenidos de manera experimental. Esta incongruencia llevó a los autores a comprobar el comportamiento de otras alternativas de regresión.

Para dar continuidad a la investigación se pudo acceder a bases de datos del Departamento de Patología de la ENIA INVESCON Habana. La revisión detallada de los archivos existentes en esta empresa, constata la existencia de cinco obras con información completa adecuada para la realización de un análisis de regresión que posibilitara evaluar el mejor comportamiento de la estimación de la resistencia a compresión en las condiciones de Cuba.

En cada uno de los cinco casos se compiló una base de datos con la siguiente estructura:

- Resultados de ensayos de esclerometría realizados en el elemento, con los valores del índice de rebote (S) de cada uno y promedio.
- Resultados de ensayos de ultrasonido realizados en el elemento, con los valores de velocidad de pulso ultrasónico (V).
- Resultados de los ensayos de compresión corregida a los testigos, ($f_{c\text{testigo corregida}}$), junto a los resultados de los ensayos de esclerometría y ultrasonido realizados a cada testigo.

En las tablas 1, 2 y 3, a modo de ejemplo, se recogen los resultados obtenidos en estos parámetros en uno de los cinco casos de estudio con información completa, correspondiente a la cimentación de un edificio biplanta, al que se decidió dar continuidad en octubre de 2018 luego de seis años de paralizada la obra.

TABLA 1: LECTURAS DE ÍNDICE DE REBOTE EN LA CIMENTACIÓN DE EDIFICIO BIPLANTA

Zona	Lecturas de índice de rebote, MPa															Promedio
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
1	30	32	32	34	32	34	36	36	32	32	32	36	36	34	32	33,3
2	32	32	32	30	30	34	34	36	34	34	32	32	32	34	34	32,8
3	34	32	32	32	34	34	36	32	34	32	32	34	34	34	32	33,2
4	26	22	24	26	24	24	22	22	24	26	22	24	24	24	26	24,0
5	32	34	32	32	30	30	32	32	34	34	34	30	32	36	34	32,5
6	24	22	26	26	28	26	26	24	26	24	26	26	28	28	26	25,7
7	24	22	24	26	22	24	24	24	22	26	24	24	22	24	24	23,7
8	32	24	34	32	32	34	32	32	34	34	36	36	34	32	32	32,7
9	28	30	30	32	30	32	34	34	32	30	30	30	28	32	32	30,9
10	28	30	28	28	30	32	28	30	28	30	30	30	32	32	32	29,9

TABLA 2: LECTURAS DE VELOCIDAD DE PULSO ULTRASÓNICO EN LA CIMENTACIÓN DE EDIFICIO BIPLANTA

Zona	Distancia, cm	Tiempo, μ s	Velocidad, m/s
1	10,2	25,4	4013
2	9,7	22,3	4350
3	11,3	26,4	4253
4	10,5	28,6	3671
5	11,0	24,8	4496
6	10,4	25,9	4015
7	9,9	25,5	3882
8	11,1	24,7	4494
9	9,7	22,3	4350
10	9,0	20,8	4327

TABLA 3: RESULTADOS DE ENSAYOS A LOS TESTIGOS EN LA CIMENTACIÓN DE EDIFICIO BIPLANTA

Zona	$f_{ctest,corr}$, MPa	IR, MPa	VPU, m/s
1	18,24	33,33	4013
2	-	32,80	4350
3	21,26	33,20	4253
4	14,49	24,00	3671
5	21,74	32,50	4496
6	7,74	25,70	4015
7	10,52	23,70	3882
8	11,65	33,30	4494
9	12,14	30,90	4350
10	15,86	29,80	4327

La base de datos se confeccionó de igual manera para cada uno de las restantes cuatro obras o casos de estudio, logrando sintetizar un juego de 27 datos válidos en los que se correlacionan los valores de resistencia a compresión de los testigos extraídos con los resultados de mediciones del índice de rebote y velocidad del pulso ultrasónico.

La cantidad de juegos de datos seleccionada, aunque no numerosa, sí permite efectuar una adecuada evaluación del comportamiento de los tres parámetros objeto de estudio mediante análisis de regresión. En el mismo se evaluaron tres alternativas: un comportamiento lineal; la ecuación establecida en la norma cubana NC 1109; y la expresión general del método SONREB.

3. RESULTADOS

Con los 27 juegos de datos experimentales disponibles, se realizaron los correspondientes análisis de regresión para determinar los coeficientes propios de cada proceso, empleando el programa Statgraphics.

Ya anteriormente, en las fórmulas 1 y 2 se recogen respectivamente la expresión general del método SONREB [3] y la expresión obtenida mediante análisis de regresión que recoge la norma cubana NC 1109 [7]. La tercera expresión a evaluar, con comportamiento lineal, se corresponde entonces con la fórmula 3.

$$f_c = \beta_0 + (\beta_1 \cdot S) + (\beta_2 \cdot V) \quad , \text{MPa} \quad (3)$$

Recordando que en estas expresiones:

f_c : Resistencia a compresión estimada del hormigón, MPa.

S : Índice esclerométrico o de rebote, MPa.

V : Velocidad del pulso ultrasónico, m/s.

$\beta_0, \beta_1, \beta_2$: Parámetros determinados mediante un modelo general de regresión múltiple.

Las corridas con el programa Statgraphics permitieron obtener los coeficientes β_0, β_1 y β_2 propios de cada expresión. En la ecuación de regresión lineal los coeficientes se expresan según la fórmula 4; por la expresión general del SONREB según la fórmula 5; y por la norma cubana según la fórmula 6.

$$f_c = -24,3667 + (1,61975 S) - (0,00238382 V) \quad , \text{MPa} \quad (4)$$

$$f_c = 0,027991747 \cdot S^{2,38037} \cdot V^{0,221664} \quad , \text{MPa} \quad (5)$$

$$f_c = -27,4763 + 1,58525 S - 0,0184173 V^4 \quad , \text{MPa} \quad (6)$$

Mediante el correspondiente procesamiento estadístico de estos resultados con el Statgraphics, en la tabla 4 se muestran los R-cuadrado y errores estándar de cada una de las tres ecuaciones.

TABLA 4: RESULTADOS DEL PROCESAMIENTO ESTADÍSTICO DE LAS TRES ECUACIONES DE REGRESIÓN

Ecuación	R-cuadrado	Error estándar
Regresión lineal	72,14%	5,97586
Norma cubana NC 1109	73,14%	5,86704
SONREB	72,85%	0,10491

Puede apreciarse en la tabla 4 que la ecuación general del SONREB, con los coeficientes obtenidos por análisis de regresión según la fórmula 5, tiene un mejor comportamiento debido a que el error estándar obtenido es considerablemente menor que el de las otras dos ecuaciones. En el caso de la regresión lineal y de la expresión refrendada por la norma cubana, el error estándar, además de elevado, resulta muy similar en ambas ecuaciones de regresión.

Pero un análisis riguroso requiere de técnicas estadísticas mediante prueba de hipótesis, bajo las condiciones de hipótesis nula y alternativa siguientes:

✓ $H_0 : \mu_4 = \mu_5 = \mu_6$

✓ $H_1 : \text{No todos los modelos son iguales}$

Empleando el programa Statgraphics se introducen los datos de los residuos obtenidos en cada uno de los juegos de datos con las tres expresiones, y se realiza la comparación de los residuos medios mediante la técnica de la prueba de múltiples rangos, obteniéndose los resultados mostrados en la tabla 5.

TABLA 5: RESULTADOS DE LA PRUEBA DE MÚLTIPLES RANGOS PARA UN 95% DE CONFIABILIDAD

Expresiones	Juegos de datos	Residuo medio	Grupos homogéneos
Regresión lineal	27	9,76432	X
SONREB	27	2,68475	X
Norma cubana NC 1109	27	8,54912	X

Con todos los grupos homogéneos en la tabla 5 para un nivel de confiabilidad del 90%, se concluye que teniendo además un valor residual menor, la ecuación general del SONREB (ecuación 5) resultado del análisis de regresión se ajusta mejor que las otras dos (ecuaciones 4 y 6).

De ello se infiere que, con la base de datos experimentada representativa de casos reales existentes en los archivos de la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas, resulta más exacto al estimar la resistencia a compresión del hormigón en base a los resultados de los ensayos de esclerometría y velocidad del pulso ultrasónico, emplear la expresión general del método SONREB [3], generalizada en los países europeos en lugar de la expresión propuesta por la norma cubana NC 1109 [7], rechazando también el comportamiento lineal.

Con la expresión general del método SONREB [3] y los coeficientes obtenidos mediante análisis de regresión, si se despeja el índice de rebote en función de la resistencia a compresión estimada y la velocidad del pulso ultrasónico, se obtiene la fórmula 7, que posibilita construir el ábaco mostrado en la figura 4, y determinar rápidamente la resistencia a compresión a partir de los resultados de los ensayos no destructivos de esclerometría y ultrasonido.

$$IR = \left[\frac{f_{cestim}}{(0,027991747 \cdot VPU^{-0,221664})} \right]^{2,38037}, \text{ MPa} \quad (7)$$

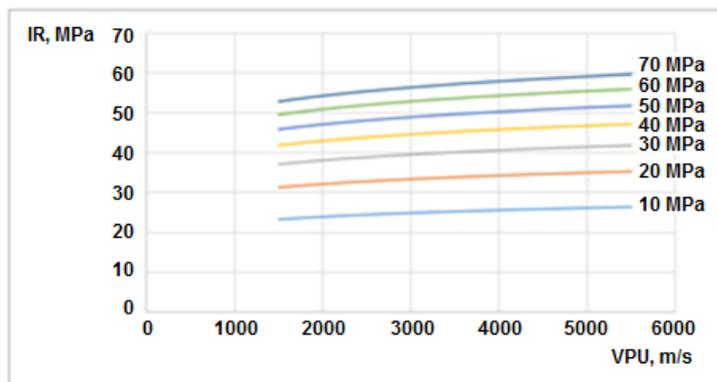


FIGURA 4: ÁBACO PARA ESTIMAR LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN A PARTIR DE LOS ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA Y ULTRASONIDO

La base de datos utilizada, independientemente de no ser amplia, ha permitido entonces sintetizar una ecuación de regresión que posibilita estimar la resistencia a compresión a partir de los resultados de los ensayos no destructivos de esclerometría y ultrasonido. Esta base de datos tiene que ser ampliada, por lo que se propuso a la ENIA INVESCON Habana habilitar un procedimiento normativo que posibilite que siempre que se rompan testigos para determinar resistencia a compresión, simultáneamente se hagan los ensayos no destructivos y se recojan los tres resultados: resistencia a compresión, índice de rebote y velocidad del pulso ultrasónico.

Ello permitirá en un plazo aproximado de dos años, aplicar el procedimiento recogido en esta investigación y entonces obtener, con un grado de confiabilidad mucho más elevado, una nueva ecuación de regresión que caracterice en Cuba la estimación de la resistencia a compresión de una estructura en base a los ensayos no destructivos de ultrasonido y esclerometría.

4. CONCLUSIONES

Entre los métodos combinados para estimar la resistencia a compresión del hormigón en las estructuras, a nivel internacional, se utiliza mayoritariamente el método SONREB, que plantea una ecuación diferente a la que recoge la norma cubana NC 1109, actualmente vigente en Cuba y en la que los resultados teóricos difieren significativamente de los resultados experimentales. Ello motivó efectuar un análisis de regresión que incluyó la expresión general del método SONREB, una expresión lineal y la expresión recogida en la normativa cubana.

Sin ser amplia la base de datos experimental, de los tres análisis de regresión realizados, la ecuación general del SONREB muestra un mejor comportamiento, con error estándar considerablemente menor que el obtenido mediante la ecuación de regresión lineal y la planteada en la norma cubana NC 1109.

Si la ENIA INVESCON Habana, como se propuso, instituye siempre en el procedimiento de ensayos de testigos de hormigón la realización y registro ordenado de ensayos de velocidad de pulso ultrasónico y esclerometría, en un plazo mínimo de dos años se puede contar con una base de datos más amplia que permita, aplicando el procedimiento descrito en esta investigación, sintetizar una ecuación mucho más confiable para la estimación de la resistencia a compresión del hormigón en las estructuras.

Se debe analizar entonces, y así se ha propuesto, la conveniencia de sustituir la ecuación de regresión que aparece en la norma cubana NC 1109, por la fórmula general del SONREB con los coeficientes de regresión obtenidos en la investigación.

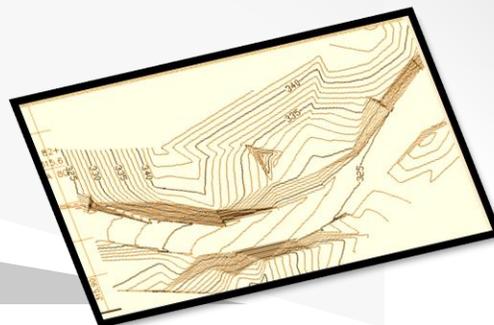
5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] M. Cristofaro, D. Stefano, R. Nudo, M. Tanganelli y A. D'Ambrisi, "Caracterización mecánica del hormigón: El caso de un edificio escolar ubicado en Toscana", *Revista Integridad Estructural de Procedia*, Vol. 11, pp. 234-241, 2018.
- [2] J. Cuetara, "Inspección de una losa de 80 años de una edificación en la Habana Vieja: Estimación de la resistencia a compresión a partir del método SONREB", presentado en la 19 Convención Científica de Ingeniería y Arquitectura, La Habana, Cuba, noviembre de 2018.
- [3] M. Lenzi, D. Versari y R. Zambrini, *Indagine Sperimentale di Calibrazione del Metodo Combinato SonReb*. Bologna, Italia: R&S Corso ACMAR, 2018.
- [4] N. Chandak y H. Kumavat, "SONREB method for evaluation of compressive strength of concrete", presented at the ICEMEN-2019, Mumbai, India, 2019.
- [5] C. Porras, M. Balbuena y R. Puig, "Casos de estimación de la resistencia a compresión del hormigón armado validando ecuaciones de regresión que combinan el empleo de ensayos no destructivos con ensayos destructivos en Cuba", *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, Vol. 13, No. 1, 2019.
- [6] M. Cristofaro y M. Tanganelli, "New predictive models to evaluate concrete compressive strength using the SONREB method", *Journal of Building Engineering*, Vol. 27, 100962, 2020.
- [7] NC 1109, "Estimación de la resistencia a compresión de los hormigones en las estructuras", ed. La Habana, Cuba: Cuban National Bureau of Standards, 2015.
- [8] L. Rojas, "Ensayos de información y extracción de probetas testigo en hormigones autocompactantes", Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería Civil-Construcciones, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España, 2012, recuperado de: <http://oa.upm.es.lina.ma>.
- [9] G. Ercolani, N. Ortega y L. Señas, "Empleo de ultrasonidos y esclerometría en el diagnóstico de estructuras de hormigón afectadas por elevadas temperaturas, presentado en la IV Conferencia Panamericana de END, Buenos Aires, Argentina, Octubre 2007.
- [10] R. Cruz, L. Quintero, C. Galán y E. Espinosa, "Evaluación de técnicas no destructivas en elementos de concreto para puentes", *Revista Facultad de Ingeniería*, Vol. 24, No. 40, pp. 81-94, 2015.
- [11] Y. Socarrás, L. González, E. Álvarez, M. González y E. Roca, "Evaluación de la calidad del hormigón en edificaciones construidas con el sistema prefabricado gran panel soviético", *Revista Tecnologías Químicas*,

- Vol. 40, No. 2, pp. 288-302, 2020.
- [12] C. Won-Chang, M. Picornell y S. Hamoush, "Performance of 90-year-old concrete in a historical structure", *Journal of Construction and Building Materials*, Vol. 105, pp. 595-602, 2016.
- [13] A. Lorenzi, L. Reginato, L. Lorenzi y L. Silva, "Emprego de ensaios não destrutivos para inspeção de estruturas de concreto", *Revista IMED*, Vol. 3, No. 3, pp. 3-13, 2016.
- [14] A. Fernández y J. Howland, "Evaluación de métodos para estimar la resistencia característica a compresión del hormigón en estructuras existentes a partir de la extracción y ensayo de testigos", *Revista Hormigón y Acero*, Vol. 70, No. 287, pp. 55-65, 2018.
- [15] S. Sourav, S. Al-Sabah y C. McNally, "Strength assessment of in-situ concrete for the evaluation of structural capacity: State of the art, presented at the Civil Engineering Research in Ireland Conference (CERI 2016), Galway, Ireland, 29-30 August 2016.
- [16] J. Hernández, A. Orozco, D. Almanza y J. Montoya, "Correlation between compressive strength of concrete Cylinders and rebounding with digital sclerometer", *Revista Ingieneare*, Vol. 13, No. 22, pp. 59-68, 2017.
- [17] K. Szilágyi, A. Borosnyoi e I. Zsigovics, "Understanding the rebound surface hardness of concrete", *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol. 21, No. 2, pp. 185-192, 2015.
- [18] J. Hernández, A. Orozco, D. Almanza y J. Ramírez, "Relación entre resistencia a compresión en cilindros de concreto y los rebotes con esclerómetro digital", *Revista Ingieneare*, No. 22, pp. 59-67, 2017.
- [19] Controls SA, Equipos de ensayo para la industria de la construcción, Catálogo general, 19th. Edition. Toledo, España: Controls Copyright, 2020.
- [20] J. Cruz, L. Martínez, A. López, J. Lakat y C. Ceballos, "Relación entre los ensayos ultrasónicos y convencional para determinar la resistencia simple a la compresión", *Revista INGE CUC*, Vol. 12, No. 1, pp. 94-98, 2016.
- [21] A. Lorenzi, J. Chies, D. Adamatti y L. Silva, "Evaluación de la capacidad de detección de fallas en el concreto a través del ensayo ultrasónico", *Revista ALCONPAT*, Vol. 7, No. 3, pp. 286-301, 2017.
- [22] M. Silva, J. Rocha, E. Monteiro, Y. Póvoas y E. Kohlman, "Evaluación del ensayo de ultrasonido para la estimación de la profundidad de fisuras en concreto", *Revista ALCOMPAC*, Vol. 9, No. 1, pp. 79-92, 2019.
- [23] W. Mejía, J. Orozco y A. Rojas, "Diagnóstico de estructuras de hormigón empleando ultrasonido", *Revista Colombiana de Tecnologías de Avanzada*, Vol. 1, No. 35, pp. 38-43, 2020.
- 

Procedimiento metodológico para la cubicación de volúmenes de tierra en proyectos de obras viales utilizando las TIC

Methodological procedure for the cubing of land volumes in road works projects using ICT



Luis David Céspedes Domínguez¹, Manuel Pedroso Martínez²

¹Ingeniero Civil. Profesor Instructor del Departamento de Construcciones, Facultad de Ciencias Técnicas de la Universidad de Matanzas. Autopista a Varadero km 3½ Matanzas 44740, Cuba. Teléfono: +53 54122340 luisdavid.cespedes@nauta.com.cu ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-8291-6589>

²Ingeniero Civil y Doctor en Ciencias. Profesor Auxiliar y Jefe del Departamento de Construcciones de la Facultad de Ciencias Técnicas. Coordinador de la carrera Ingeniería Civil en la Universidad de Matanzas. Autopista a Varadero km 3½ Matanzas 44740, Cuba. Teléfonos: +53 53696326 o +53 59947059 (corporativo) manuel.pedroso@umcc.cu ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-9767-9379>

RESUMEN

Las cubicaciones de volúmenes de tierra se consideran una partida importante en el diseño geométrico de explanaciones para la construcción de obras viales e influyen tanto en el proceso de planificación como en el plazo de la obra. Ello representa un elemento relativamente complejo, para cuya solución se han creado programas informáticos en conjunto con el avance cada vez más acelerado de las TIC. El presente artículo tiene como objetivo desarrollar un procedimiento metodológico para la cubicación de volúmenes de tierra en proyectos de obras viales utilizando las TIC, para solucionar problemas profesionales desde la docencia. Para el cumplimiento del objetivo se escoge el software AutoCAD Land Desktop, un programa informático concebido de módulos y herramientas para el desarrollo de proyectos, tanto en la planificación como para el control de las fases constructivas. Se ofrece una vía de trabajo más confiable, óptima y segura en la que los estudiantes se pueden apoyar para su desempeño en la ejecución de los proyectos más exigentes. Se analizan diferentes criterios de varios autores con relación al tema y se explica de manera detallada cada uno de los pasos a seguir para aplicar el procedimiento metodológico descrito hasta lograr la tabla de volúmenes de suelo. La importancia de comprender cada uno de los aspectos tratados, radica en complementar las fases de diseño y ejecución con ayuda de las TIC, cuyo caso presentado corresponde a una forma moderna de cubicar masas de suelo para obras viales.

Palabras claves: cubicación, obras viales, procedimiento metodológico, TIC, volúmenes de tierra

ABSTRACT

Earth volume measurements are considered an important item in the geometric design of earthworks for road construction and influence both the planning process and the construction schedule. This represents a relatively complex element, for the solution of which software has been developed in conjunction with the increasingly accelerated advancement of ICT. The objective of this article is to develop a methodological procedure for the cubing of earth volumes in road works projects using ICT, in order to solve professional problems from the teaching point of view. The AutoCAD Land Desktop software, a computer program designed with modules and tools for the development of projects, both in the planning and in the control of the construction phases, was chosen to meet the objective. It offers a more reliable, optimal and safe way of working on which students can rely for their performance in the execution of the most demanding projects. Different criteria of several authors are analyzed in relation to the subject and each of the steps to be followed to apply the methodological procedure described until the land volume table is achieved is explained in detail. The importance of understanding each of the aspects discussed lies in complementing the design and execution phases with the help of ICT, whose case presented corresponds to a modern way of cubing land masses for road works.

Keywords: cubing, road works, methodological procedure, ICT, land volumes

Nota Editorial: Recibido: agosto 2021; Aceptado: septiembre 2021

1. INTRODUCCIÓN

Cada vez es más evidente el avance acelerado de la ciencia y la tecnología, puestas a disposición del desarrollo de nuevas visiones integradoras, soluciones basadas en los diseños educacionales más óptimos y novedosos, y en la aplicación de habilidades estratégicas para el logro de resultados creativos y competitivos. Su enseñanza integrada es un tema que en los últimos años ha cobrado gran importancia, y aunque si bien es cierto que la técnica ha existido sin ciencia, no se puede pasar por alto el hecho de que complementadas han ayudado a cambiar la visión tradicional que se ha tenido de ambas como conceptos independientes.

La educación tecnológica es un aspecto imposible de ignorar en los tiempos actuales, donde la tecnología está jugando un importante papel en el desarrollo científico-educativo mediante las relaciones con la ciencia y la sociedad. Autores como Cortés [1], Fainholc [2], Domínguez et al. [3], Campos [4] y Granda et al. [5], coinciden en sus investigaciones que no solo es importante incluir la dimensión tecnológica en el contexto escolar, pues además consideran otras dimensiones como la didáctica, la epistemológica y la social; dimensiones que son aplicables a una educación científica destinada a todas las personas, vayan a ser o no profesionales de la ciencia o la ingeniería en el futuro.

La enseñanza de las ciencias, y en este caso de las técnicas, siempre ha sido un proceso complejo por la gran cantidad de términos y conceptos que se manejan en dicha área, por lo que ha sido inevitable no incorporarle la utilización de las TIC (Tecnologías de la Información y la Comunicación) como herramienta de apoyo para la enseñanza [6, 7]. Esto no solo supone la utilización de la tecnología en la educación científica, lo cual es un aspecto interesante pero muy limitado al tema que se plantea, sino convertirla además en una herramienta de enseñanza para el profesor y un medio de aprendizaje para el estudiante.

En este sentido cabe destacar el destacado papel jugado por las TIC en el proceso de enseñanza-aprendizaje de la carrera Ingeniería Civil, donde es fácil identificar con su aplicación, la generación de elementos de mejora de dicho proceso válidos en los diversos escenarios de desempeño de la profesión. Pero, según Mesa [8], la inclusión de las TIC en esta rama de la ingeniería no ha sido sencilla, principalmente por la falta de preparación del profesorado en el manejo de estas y la escasez de materiales curriculares e instrumentos de aplicación y evaluación adecuados. Existen numerosas críticas a la preparación inadecuada en TIC de los futuros profesionales que se forman en las universidades [9-12]; a estas críticas se puede responder con la incorporación de forma natural de estrategias que integren elementos de TIC y habilidades informáticas básicas en asignaturas concretas del plan de estudio.

Es válido destacar entonces, que actualmente existen a disposición de profesionales y estudiantes de Ingeniería Civil, diversas herramientas informáticas y tecnológicas que permiten hacer representaciones concretas del mundo real. Esto hace que se pueda comprender con mucha más precisión diseños que, por su compleja naturaleza, antes eran difíciles de entender por métodos manuales. Ya es posible modelar procesos y elementos, organizar de mejor modo las actividades, lograr proyectos con mejor calidad, optimizar los trabajos mecanizados de gran envergadura, etcétera; y no deja de verse beneficiada con esto, una de las ramas más complejas en las que se desempeñan los ingenieros civiles alrededor del mundo: la construcción de obras viales, la que supone en ocasiones una modificación sustancial del terreno.

El proyecto de una obra vial tiene como objetivo el desarrollo y acreditación del conjunto de conocimientos y habilidades adquiridos por los estudiantes de la carrera Ingeniería Civil en las materias de Topografía, Dibujo Aplicado, Computación, Hidráulica Aplicada, Geotecnia, Diseño Geométrico de Carreteras, Ingeniería de Tránsito, Maquinaria de Movimiento de Tierra, Explanaciones, Pavimentos, Puentes y Alcantarillas y Conservación de Carreteras, entre otras, desde el punto de vista del enfoque interdisciplinario y transdisciplinario que facilita al estudiante dar solución a problemas ingenieriles asociados a la proyección de obras viales. Y es precisamente esta interrelación de contenidos, lo que implica la gran complejidad de desarrollar proyectos viales por métodos manuales y sin la ayuda de las TIC.

La inclusión de las TIC para la construcción de vías de comunicación terrestre, ha posibilitado entre otros tantos beneficios, una mejor cuantificación de los volúmenes de trabajo generados en los movimientos de tierra y facilitado los diseños geométricos más novedosos para los proyectos de terraplenes ubicados en zonas con condiciones topográficas e hidrogeológicas exigentes. Depende de la exactitud de las cubicaciones térreas a excavar, rellenar y acarrear, las programaciones en tiempo de las obras, los presupuestos y las certificaciones de los volúmenes ejecutados.

Los cálculos de los volúmenes de trabajo o cubicaciones de tierra de las obras viales, consisten en esencia, en

la determinación de la cantidad o magnitud de los diferentes trabajos que se han de realizar en cada una de las actividades necesarias que deben tener lugar para la construcción de estas obras. Ello supone la variación o modificación topográfica con vistas a adaptarla al proyecto ejecutivo previamente confeccionado, empleando para dicho fin las diversas maquinarias de construcción existentes y procurando el menor impacto medioambiental posible [13].

Para dichas actividades se encuentra jugando un papel determinante, el empleo de herramientas y programas informáticos que abarcan diversas áreas de las ciencias básicas (Matemática, Física, etcétera) y que incluyen además la modelación de esquemas tridimensionales para facilitar una mejor visualización de las diferentes secciones que conforman el objeto de obra. Es tal la ventaja de su empleo, que incluso muchos de ellos no requieren de profundos conocimientos computacionales y topográficos, pues las herramientas específicas pueden facilitar las cubriciones más complejas en este sentido, demostrándose las ventajas comparativas con procedimientos tradicionales. Otros combinan productos y servicios de hardwares y softwares para formar soluciones completas que se adapten a cada flujo de trabajo. Algunos ejemplos dentro de los más empleados actualmente son: SISTEMAT, ERPs, MAGNET Project, gsBASE, Civil 3D, Softdesk, Softcar, AutoCAD Land Desktop o Acad Land, entre muchos otros.

En el presente artículo se desarrolla un procedimiento metodológico para la cubrición de volúmenes de tierra en proyectos de obras viales utilizando las TIC, para solucionar problemas profesionales desde la docencia. Se escoge el software AutoCAD Land Desktop, una herramienta informática que en su última versión incluye conjuntos de módulos específicos de la industria, una experiencia de conexión mejorada en todas las plataformas con el servicio de almacenamiento en la nube y nuevas automatizaciones como, por ejemplo, el recuento geométrico e historial de dibujo. La selección del programa se basa en las ventajas que presenta con respecto a los métodos manuales y a otros programas informáticos utilizados para estas actividades, pues aporta mayor exactitud y precisión en sus resultados permitiendo mejor cuantificación de los volúmenes de trabajo y optimización en el traslado y acarreo de material, lo que influye directamente en la obtención de matrices de costes consecuentes con la propia capacidad de construcción.

En el apartado que sigue se asientan las bases teóricas, se aborda lo relacionado a un proyecto vial mencionándose las recomendaciones a tener en cuenta en el diseño previo de la estructura de tierra y se definen las fases del ciclo de vida de estas obras de construcción civil. Posteriormente se desarrolla por pasos el procedimiento metodológico para la cubrición de volúmenes de tierra, mediante el que se define en primer lugar la configuración del programa, se determina el alineamiento horizontal, se importan los puntos al programa, se modela digitalmente el terreno, se definen las curvas de nivel, el trazado del perfil longitudinal y las secciones transversales, y finalmente se llenan las tablas volumétricas teniendo en cuenta el tipo de material regente en la zona de emplazamiento. Lo novedoso de la investigación se sustenta en la aplicación del software a la docencia como herramienta útil para solucionar problemas profesionales relacionados directamente a los proyectos viales.

2. DESARROLLO

En el campo de las ciencias técnicas se encuentra multitud de aplicaciones de diversas herramientas informáticas en problemas prácticos reales. Es por esto que la formación computacional es de vital importancia en los primeros cursos de los estudios de las carreras técnicas. Sin embargo, resulta difícil motivar el aprendizaje de unas herramientas complejas para las cuales los estudiantes no conocen muchas de sus aplicaciones prácticas, lo cual resulta un escollo para la didáctica de esta materia en las universidades.

La carrera de Ingeniería Civil en su afán por lograr un desarrollo cada vez más acelerado dentro de su amplio campo de aplicación profesional, ha aprovechado sin límites el uso de la tecnología para alcanzar altos estándares en referencia a los diseños más novedosos dentro de las construcciones más exigentes y en los proyectos de explanaciones para obras viales que requieren numerosos movimientos de tierra, donde se deja ver inevitablemente esta afirmación.

Durante las etapas de la evolución histórica de la tecnología empleada en los movimientos de tierra, comenzadas a desarrollarse desde a.n.e (etapa no tecnológica) hasta la actualidad, se han tratado de superar los elementos que han supuesto dificultades en la ejecución de trabajos con alto grado de complejidad. Orta [14] señala la importancia de no negar en la etapa moderna los avances logrados en las anteriores.

Los movimientos de tierra se clasifican en: conformaciones, explanaciones y mixtos, cada uno dependiendo del tipo de modificación topográfica realizada en el terreno. Las explanaciones comprenden un grupo de actividades que producen grandes modificaciones para llegar al nivel de diseño de la sub rasante, mediante el empleo de

maquinaria pesada tal como: topadoras, grúas excavadoras, cargadores frontales, mototraíllas, volquetes, rodillos, motoniveladoras, etcétera, cuyas funciones y rendimientos son analizados en estudios previos a su selección según la magnitud de los trabajos. Le antecede a ello, la ejecución en trabajos de campo para poder indicar claramente a los ingenieros de producción y a los operadores de maquinarias los sitios por donde atraviesa la vía y los niveles a los cuales deben regirse para construir los rellenos o cortes [15].

Pero para lograr un proyecto geométrico vial acorde a las exigencias de la obra, se debe tener en cuenta una serie de recomendaciones que garanticen la racional distribución térrea en este tipo de construcciones, ya sea mediante métodos manuales o empleando herramientas informáticas. En este sentido Orta [14] propone las siguientes:

- ubicar la terraza o explanada adecuadamente: para ello deben situarse en zonas altas con buen drenaje, definiendo una rasante que evite inundaciones y el seguro acceso y explotación de la explanada durante todas las épocas del año; donde exista la posibilidad de compensación de los volúmenes de tierra a mover para así minimizar sus costos de construcción, por ejemplo: en las laderas de elevaciones o montañas, sobre partidores, etcétera.; ubicarlas donde se logre la mínima afectación ambiental (no se obstruya el drenaje natural, se minimice la afectación a la flora y la fauna y otros factores), se eviten las afectaciones a edificaciones existentes y los problemas legales de posesión del área;
- diseñar las dimensiones adecuadas del área de la superficie de la explanada para que esté de acuerdo con la función que esta desempeñará, es decir, un área no tan pequeña que dificulte la movilidad hacia y entre los objetos de obra ubicados en la misma durante su construcción, ni tan grande que atente contra la economía en su construcción; perpendiculares al viento predominante para hacer posible la ventilación cruzada en las edificaciones que sobre ellas se construyan;
- garantizar durante su diseño y construcción que la explanada o terraza posea un eficiente sistema de drenaje, para evitar la saturación de los rellenos, las afectaciones por erosión, inestabilidad de taludes, etcétera; por consiguiente la superficie de la explanada o terraza debe tener pendientes entre 0,5 y 2,0%, para evitar la erosión del agua pluvial y diseñar los dispositivos de drenaje necesarios como contracunetas, cunetas al pie de los taludes en la zona en corte y otros que canalicen al agua pluvial de manera rápida y sin consecuencias negativas;
- cumplir con las normas y regulaciones constructivas vigentes, para lograr la necesaria y pactada calidad de los trabajos de movimiento de tierras que se han de realizar.

La correcta cubicación volumétrica de suelo, lograda con el cumplimiento de los elementos anteriormente definidos, incide en que cada una de las fases por las que invariablemente atraviesa el ciclo de vida de una obra vial, se ejecute bajo márgenes de irregularidades considerablemente bajos. El empleo de las TIC es útil en los proyectos viales no solo para los cálculos de movimientos de tierra, sino también en cada una de esas fases por las que atraviesa, definidas por Mesa [8] como:

1- Concepción o ideas conceptuales:

- se realizan los estudios e investigaciones previas (topográficas, principales fenómenos geológicos de interés y estudio de las propiedades físico mecánicas de los suelos, hidrológicas, hidráulicas, de tránsito, climatológicas, de impacto ambiental, sociológicas, legales, entre otras); de acuerdo a la importancia de la obra se realizan en mayor o menor número, profundidad y extensión dichos estudios e investigaciones;
- se analizan las ventajas y desventajas de las posibles alternativas de proyecto a nivel de ideas conceptuales, se identifican los recursos humanos, materiales y financieros requeridos para la ejecución de la variante idónea y se define la vialidad técnica, ambiental y económica de la alternativa de proyecto.

2- Definición:

- se realiza el proyecto geométrico de la explanación donde se define el trazado en planta, se diseña el perfil longitudinal y las secciones transversales, asegurando mínimo impacto ambiental y la mayor durabilidad y economía posible, y se diseñan los dispositivos del sistema de drenaje superficial y/o soterrado;
- se diseña y/o revisa geotécnicamente la explanación teniendo en cuenta el aseguramiento de la debida estabilidad y resistencia ante las acciones exteriores de la estructura de la explanación, es decir: taludes y posibles medidas para su protección ante la erosión, desprendimientos, deslizamientos, etcétera.;

asentamientos en las secciones críticas y en caso necesario definición de las medidas para su corrección; ejecución y control de la calidad de la compactación de los suelos de la estructura de tierra que sustentará a la vía que se diseña.

3- Implementación:

- se preparan técnicamente y organizan los trabajos mediante el proyecto ejecutivo de organización de las explanaciones y la presupuestación de los trabajos;
- se ejecuta la construcción de la obra incluyendo la pavimentación, el sistema de drenaje de la misma, se controla la calidad de realización de los trabajos, se garantiza la minimización de los impactos ambientales durante la construcción, se controla y supervisa del avance físico y del presupuesto aprobado;
- se comienza con la explotación del vial una vez concluido y se definen procedimientos para la conservación (mantenimiento y reparaciones) necesarias para alargar al máximo su vida útil.

4- Desactivación:

- se lleva a cabo el cierre al tránsito, las demoliciones necesarias, la restauración de los impactos ambientales y la definición de las experiencias positivas y negativas de la obra.

No solo la relación interdisciplinaria que supone un proyecto vial complejiza su desarrollo, pues se deja ver en las definiciones anteriores que las fases de su ciclo de vida incluyen muchos pasos que resultarían demasiado engorrosos lograr sin un previo apoyo en los softwares concebidos hoy para dichos propósitos. Tal es el caso del cálculo de los volúmenes de suelo a mover durante la ejecución de la estructura de tierra que servirá de apoyo al vial.

Situaciones prácticas han demostrado que la construcción de explanaciones para obras viales (terraplenes y pedraplenes) utilizando herramientas informáticas, se ejecuta de la manera idónea y con mayor eficiencia y eficacia en su control, ganando mayor calidad en cada uno de los trabajos que se acometen: excavación, carga, transporte, humectación, extendido, descarga y compactación [16-20].

Para el diseño geométrico de las explanaciones es necesario cubicar o calcular los volúmenes o cantidades de trabajo de estas obras de tierra. Existen para ello los métodos manuales, clasificados por Guevara [16] en exactos y aproximados pues considera que la exactitud de estos cálculos en los trabajos de movimientos de tierra es un concepto relativo donde, generalmente, la magnitud absoluta del error relativo (ΔR) es despreciable cuando se compara con los enormes volúmenes de trabajo. Su clasificación trata de ajustarse a las distintas etapas de proyecto: proyecto técnico (donde deben usarse los aproximados) y ejecutivo (donde deben ser usados los clasificados como exactos). Muchos de estos procedimientos de cálculo no brindan por lo general gran precisión, por lo que se limitan solamente a ser usados en tanteos preliminares al nivel de anteproyecto, para tener una noción inicial de los volúmenes de tierra a mover en cada variante de proyecto.

En la actualidad estos cálculos se efectúan con auxilio de programas de computación como los mencionados anteriormente, pero es muy conveniente que el ingeniero civil sepa realizar los cálculos de manera manual, con la mayor exactitud posible, por ser tan necesarios en las etapas de programación, de presupuestación y en la de certificación de los volúmenes de trabajo realizados en las obras; también para explotar conscientemente los programas y herramientas computacionales, no usándolos como “cajas negras”; haciendo posible el perfeccionamiento de dichos programas al saber en qué se basan.

Para las distintas actividades de las explanaciones se emplean variadas unidades de medida del SIU (Sistema Internacional de Unidades) para expresar la magnitud de dichos cálculos, siendo los más usuales los que se especifican en la Tabla 1 mostrada a continuación:

TABLA 1: UNIDADES DE MEDIDA MÁS COMUNES EMPLEADAS EN LAS DISTINTAS ACTIVIDADES LLEVADAS A CABO EN LA CONSTRUCCIÓN DE EXPLANACIONES PARA OBRAS VIALES

Orden	Denominación de la labor o actividad.	U.M.
1	Replanteo preliminar.	m y # de estacas cada 50 m
2	Demolición de elementos estructurales en el área o faja de la obra (en caso de existir).	m ³
3	Desobstaculización (en caso de existir).	u
4	Desmonte o tala de árboles.	u (árboles con $\varnothing \geq 0,30$ m)
5	Desbroce de vegetación.	m ²
6	Replanteo definitivo.	m y # de estacas cada 20 m
7	Descortezado o eliminación de la capa vegetal y de transición (si fuese necesario).	m ³ naturales
8	Excavación en explanaciones (con o sin transporte horizontal).	m ³ naturales
9	Excavación o apertura de los dispositivos del sistema de drenaje (cunetas, contra cunetas, canales, etcétera.)	m o m ³ naturales
10	Compensación de tierras (longitudinales y transversales o a media ladera).	m ³ compactados
11	Construcción de rellenos en los terraplenes, terrazas, etcétera, desde préstamos laterales.	m ³ compactados
12	Recubrimiento de taludes con capa vegetal.	m ³ compactados
13	Perfilado de taludes en corte y relleno.	m ²
14	Reapertura de cunetas al pie de los taludes en corte.	m o m ³
15	Perfilado de la corona de terraplenes o superficie de explanadas.	m ²
16	Recubrimiento de taludes con suelo vegetal.	m ³ compactados

De esta forma se expone el procedimiento metodológico para cubicar los volúmenes de movimientos de tierras mediante el programa informático AutoCAD Land Desktop, pero antes se explica brevemente la forma de calcular a través de un método manual para finalmente establecer las comparaciones pertinentes en los resultados alcanzados:

Primeramente, se determina el alineamiento horizontal donde se comienza con el trazo preliminar o teórico pasando por puntos obligados, para luego definir el alineamiento real. Posteriormente se calcula el perfil longitudinal efectuándose medidas equidistantes a lo largo de la alineación para obtener la nivelación longitudinal materializando puntos cada 20 metros o como sea necesario, el inicio del alineamiento tendrá una medida de 0+000 y la medida final será de 0+120 metros.

Para determinar la línea de subrasante se calculan las curvas verticales en función de la diferencia algebraica (D) de las pendientes por enlazar, además es condición indispensable que tanto el PCV y el PTV sean equidistantes en su proyección horizontal del PIV.

Para el cálculo de volumen de las secciones transversales se cubican de acuerdo al método que se decida emplear según la etapa en la que se encuentre el proyecto (métodos aproximados: Compás, cota roja media; métodos exactos: prismoide, media de las secciones extremas, secciones, cuadrículas).

1.1 Procedimiento metodológico para la cubicación de volúmenes de tierra utilizando AutoCAD Land Desktop

AutoCAD Land Desktop es un programa producido por la compañía Softdesk, con herramientas para el desarrollo de proyectos, tanto en el ámbito de planificación como para el control de la fase constructiva. Es un programa que consta de varios módulos o herramientas, los cuales abarcan las áreas de geometría, generación digital de modelos tridimensionales (DTM), cálculo y diseño geométrico de carreteras (DESIGN). Se trata de un software gratuito, por lo que su uso se ha generalizado y se encuentra en un proceso constante de actualización al introducir continuas mejoras.

Para efectos de realizar ejercicios prácticos durante la docencia, vinculados a esta temática, y poder describir por

pasos el funcionamiento del programa AutoCAD Land Desktop, se explica a continuación el procedimiento metodológico que servirá de apoyo a los estudiantes de Ingeniería Civil para solucionar problemas profesionales durante su formación:

- 1) Configuración del programa: Se emplea el Project Manager para crear un proyecto desde el comando de creación de proyectos y se selecciona el ícono "Create Project" donde se despliegan los cuadros de diálogo correspondientes. Seguidamente se realiza la configuración de unidades de medidas teniendo en cuenta el (SI), donde se selecciona el sistema de medidas y la clase de ángulos (azimuts) a utilizar, se definen las escalas a usar en el proyecto y el estilo de texto. Una vez realizadas las configuraciones se procede a dibujar la línea de la carretera con respecto a todos los datos de la libreta topográfica de línea central.
- 2) Importación de puntos al programa: Se elige el sistema de planos acotados donde cada punto de la superficie puede representarse mediante su proyección sobre el plano y su altura o elevación (cota). Existen varias pestañas en el cuadro de diálogo (Create, Insert, Marker) que deben ser editadas dentro del mismo. Una vez realizada la configuración necesaria se procede directamente a importar los puntos al programa. Después de hacer esto, el programa comienza a cargar la información, y a la vez crea los layers de puntos, descripciones y elevaciones en la libreta topográfica digital del programa, mostrada en la Figura 1.

Archivo	Edición	Formato	Ver	Ayuda
1	1588775.07	699349.198	230.783	B-90
2	1588793.68	699149.984	237.117	B-91
3	1588776.45	699340.4716	230.7743323	S. BANCO.
4	1588777.471	699339.4102	230.7556512	S. BANCO.
5	1588777.137	699331.9293	230.7481285	S. BANCO.
6	1588776.163	699331.0309	230.7022056	S. BANCO.
7	1588786.882	699330.5797	230.728931	S. BANCO.
8	1588785.92	699331.5743	230.7289966	S. BANCO.
9	1588786.255	699339.0519	230.7508653	S. BANCO.
10	1588787.255	699340.1201	230.7579956	S. BANCO.
11	1588787.223	699340.176	230.5388339	P. BANCO.
12	1588786.178	699339.1253	230.558062	P. BANCO.
13	1588785.809	699331.4394	230.53619	P. BANCO.
14	1588786.818	699330.4935	230.5181533	P. BANCO.
15	1588776.512	699340.5731	230.5243467	P. BANCO.
16	1588777.53	699339.4469	230.5666526	P. BANCO.
17	1588776.148	699330.896	230.4411018	P. BANCO.
18	1588777.239	699331.8668	230.4903426	P. BANCO.
19	1588776.365	699340.81	230.5172216	S. ALETON
20	1588775.994	699340.5242	230.4965052	S. ALETON
21	1588776.064	699330.9214	230.5068115	S. ALETON
22	1588775.766	699331.2042	230.4820472	S. ALETON
23	1588773.553	699343.6567	228.3359175	S. ALETON
24	1588773.376	699343.3103	228.3965713	S. ALETON
25	1588773.396	699343.1065	226.9428967	P. ALETON

FIGURA 1: LIBRETA TOPOGRÁFICA DIGITAL

Cada uno de los datos que se muestran en la libreta de topografía digital ha sido obtenido de una estación total y que además se determina en campo. Los datos corresponden a puntos, determinando valores de coordenadas en Y norte, X este, y Z elevación. Cuyos datos más adelante se procesaran para determinar con ellos curvas de nivel.

Además de obtener la topografía lo siguiente es el proceso de importar puntos. Luego de importar los puntos hay un procedimiento a seguir, que es el chequeo de la información obtenida. Los puntos se dibujan en un plano cartesiano ubicando en cada uno de ellos sus coordenadas respectivas, tanto en planimetría como altimetría para poder modelar un sistema tridimensional donde muestra el proceso para realizarlo en el programa de AutoCAD Land Desktop.

Para la interpolación topográfica en el programa se determinan los valores que alcanzan la variable Z en el conjunto de puntos definidos por el par de coordenadas (X, Y), partiendo de los valores de Z medidos con topografía en la muestra de puntos situados en la misma área de estudio. Posteriormente se avanza con la generación de la superficie o triangulación del modelo del terreno para generar información. La superficie o triangulación es importante porque esto permite que el programa pueda generar curvas de nivel correspondientes a la topografía en estudio. El proceso de interpolación se realiza por medio de unión de los puntos utilizando las líneas, formando así un modelo en tres dimensiones, que además es un proceso que el programa hace automáticamente; esta es una de las ventajas que se permite a los usuarios, donde se muestra el proceso para realizarlo por medio de Land.

- 3) Curvas de nivel: Lo que procede es crear las curvas de nivel, las distancias a las que se sitúen los planos horizontales son las que determinan los intervalos verticales entre las curvas, que pueden ser fijos o variables. El nivel cero corresponde al nivel del mar o línea de costa. La altitud de los otros planos suele corresponder a cifras redondeadas. Las curvas de nivel son útiles para analizar un terreno y así definir si la

región es montañosa o plana.

Para elaborar las curvas de nivel en el programa, se sigue la ruta descrita en el cuadro de diálogo correspondiente a este paso, donde además se muestra su configuración. El resultado son curvas de nivel dibujadas en un plano de coordenadas con su correspondiente elevación por cada curva, mostradas en la Figura 2. Dicho trabajo se guarda escribiendo en la línea de comandos QSAVE.

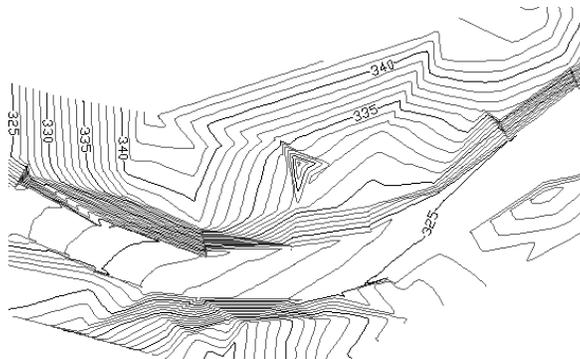


FIGURA 2: CURVAS DE NIVEL

- 4) Modelación digital del terreno: Menú "Terrain": AutoCAD Land Desktop crea una malla de triángulos irregulares en tercera dimensión (3D), cuyos vértices representan los puntos topográficos o los vértices de las curvas de nivel digitalizadas. Primero se calculará la malla, luego se usan los comandos que permiten visualizar la superficie en tercera dimensión y se calculan las curvas de nivel. Este programa tiene todas las herramientas relativas para modelar un terreno en una ventana de nombre "Terrain Model Explorer", la que permite mayor comodidad para trabajar y para mantener el orden, el comando que abre esta ventana se encuentra en el menú "Terrain". La ruta para ver el menú de terreno se muestra en la Figura 3.

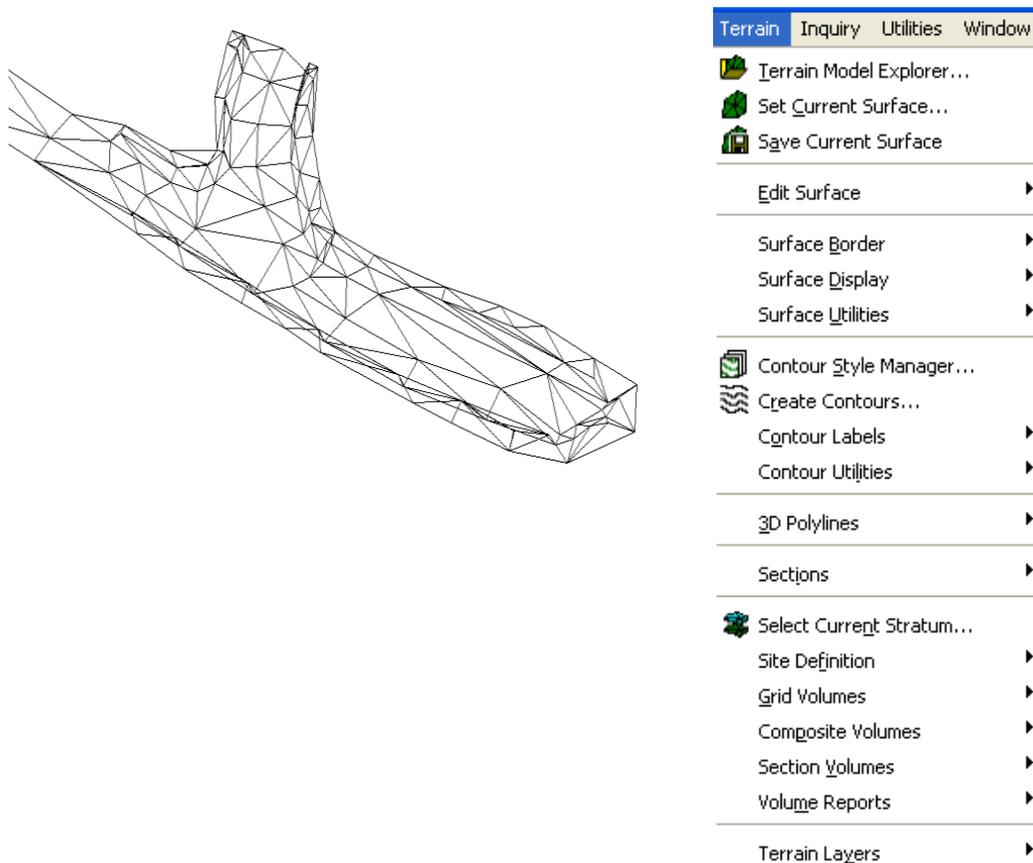


FIGURA 3: RUTA PARA VER EL MENÚ DE TERRENO

- 5) Alineamiento horizontal: El eje o alineamiento horizontal es importante para definir el perfil de la carretera, para generarlo en la base de datos del programa. Luego de haber dibujado la línea central del proyecto se procede a generar el estacionamiento correspondiente al eje. Se crean las tangentes y curvas una vez definido el eje carretero del alineamiento horizontal, el que se diseña con el comando Line. Este trabajo se puede facilitar y visualizar mejor si se apagan algunos layers. El diseño se hace seleccionando el comando fillet para posteriormente definir el alineamiento horizontal con las órdenes mostradas en los cuadros de diálogo correspondientes. Luego se efectúa el rotulado del alineamiento siguiendo la ruta de configuración de etiquetas y como resultado se obtiene el trazado de la línea central del proyecto.
- 6) Perfil longitudinal: El perfil longitudinal es un corte que se realiza a lo largo de eje de la carretera, mostrando los accidentes del terreno, en el cual se hacen los trazos de diseño vertical que son propios del proyecto. El perfil longitudinal del alineamiento horizontal se elabora en el menú perfiles así de esta manera se elige la superficie que anteriormente fue creada. En la configuración para el trazo del perfil aparecen varios parámetros que sirven para generar un perfil del terreno natural (Station increments, Sight distance values). Una vez realizadas todas las configuraciones se procede a dibujar el perfil o corte del terreno con sus respectivas tangentes verticales.

Los niveles de subrasante son importantes en términos constructivos, ya que son los niveles finales que deberán trazar en campo por equipos de topografía. Para determinar estos niveles es necesario dibujar sobre el perfil líneas llamadas tangentes a lo largo del trazo, además para poder definir una subrasante no solamente es necesario dibujar tangentes a lo largo del perfil sino que también deben colocarse curvas verticales a lo largo del perfil como se muestra en la Figura 4.

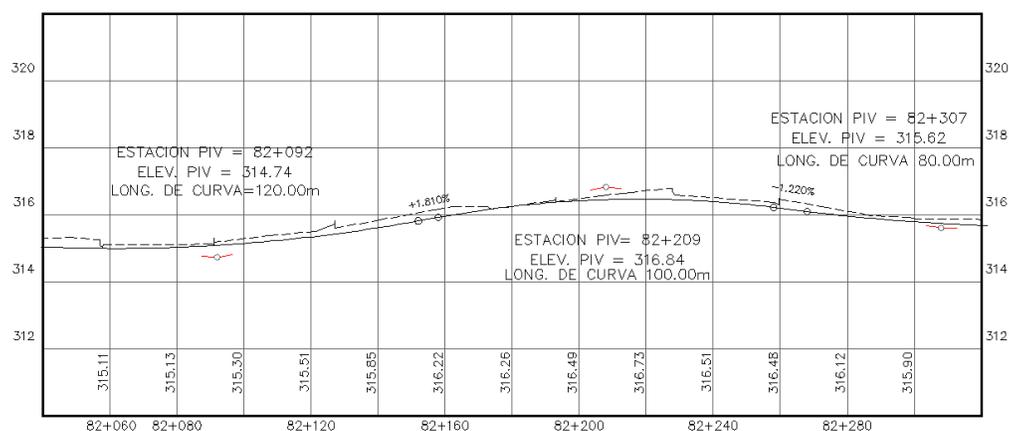


FIGURA 4: PERFIL DEL TERRENO NATURAL Y LÍNEA DE SUBRASANTE DE PROYECTO

- 7) Secciones transversales: Las secciones transversales son cortes perpendiculares a lo largo de todo el eje de la carretera, que sirve para análisis y estudio de movimiento de tierras. A continuación se muestran en la Figura 5 cuatro secciones transversales, las que sirven de ejemplo para el cálculo del volumen. Estas secciones son cortes transversales a lo largo del eje de la carretera y mediante las que se puede apreciar el terreno natural con línea discontinua. Además, en los extremos de la sección se han agregado las elevaciones en la cuadrícula para interpretar gráficamente los rangos de elevación que existen.

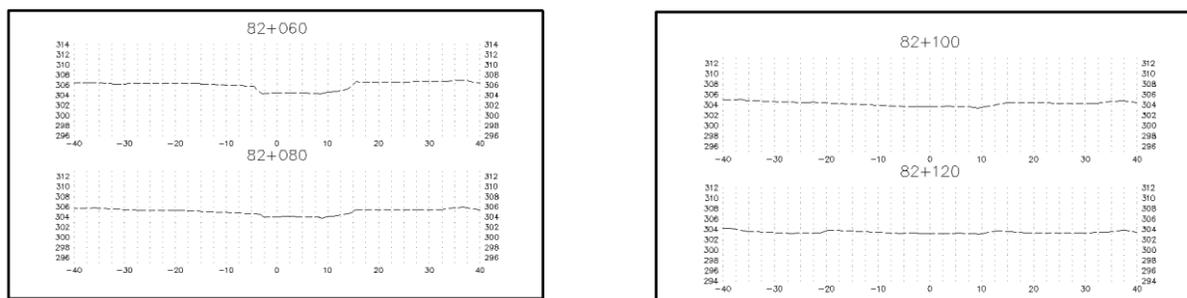


FIGURA 5: SECCIONES TRANSVERSALES

La sección típica se muestra en la Figura 6 y es aquella que es asignada según el tipo de carretera que se está construyendo dado el flujo de movilidad estimado. El primer paso es cambiar al menú Cross Section, luego se crea un nuevo layer y se le coloca un nombre y posteriormente se indican las escalas en las que se generan las secciones transversales para finalmente obtener la sección típica. Luego se definen los puntos en los cuales la sección típica va a tener contacto con el suelo para ir obteniendo el resto de las secciones según se indica en la Figura 6; esto se hace seleccionando con el botón derecho del mouse cada línea de dicha sección que cumple con esta condición (de izquierda a derecha). Se guarda el trabajo escribiendo en la línea de comandos QSAVE. El área que se encuentra entre el terreno natural y la sección típica es el dato que se necesita para calcular los volúmenes de tierra a cubicar.

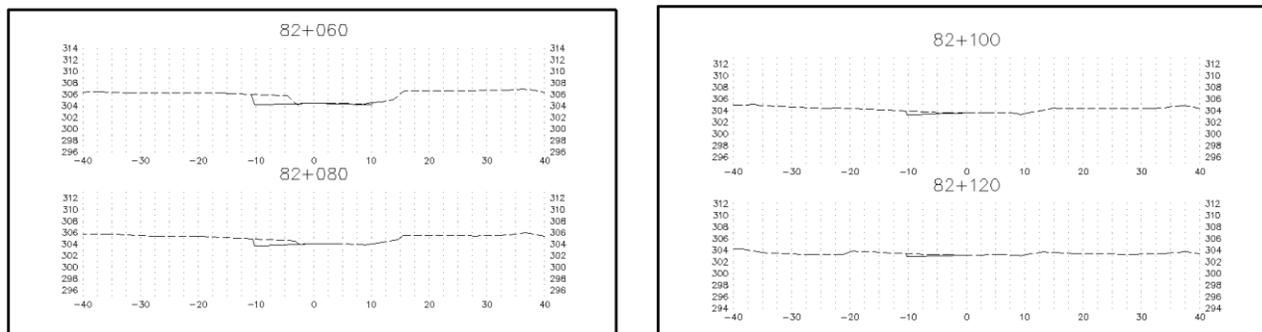


FIGURA 6: SECCIONES TÍPICAS

- 8) Tablas de volúmenes: El volumen de movimiento de tierras, es aquel que se obtiene luego de generar secciones transversales típicas, las que brindan en correspondencia con las alturas respecto al terreno natural, el área a emplear en la cubicación volumétrica de tierra. El método que se utiliza es el Método de áreas medias o promedio de áreas, dicho método se genera utilizando las áreas ya sea de corte o relleno de cada una de las secciones transversales en estudio.

En este caso se obtienen los volúmenes de distintos tipos de material que existen en el proyecto y de esta manera obtener áreas de corte y de relleno en donde sea el caso. Finalmente se genera la tabla de datos que contiene la información de las áreas de corte y relleno, así como los volúmenes de movimiento de tierras, según se muestra en la Tabla 2:

TABLA 2: TABLA DE CUBICACIÓN DE VOLÚMENES DE MOVIMIENTOS DE TIERRA EN UNA EXPLANADA PARA OBRA VIAL

Estacionado	Área (m ²)		Volumen parcial (m ³)		Volumen acumulado (m ³)	
	Corte	Relleno	Corte	Relleno	Corte	Relleno
82+040	0.269	1.824	5.37	35.93	5.37	35.93
82+060	0.268	1.769	5.36	37.58	10.73	37.58
82+080	0.268	1.989	5.26	40.12	15.99	40.12
82+100	0.258	2.023	5.23	39.13	21.22	39.13
82+120	0.265	1.890	5.72	36.52	26.94	36.52
82+140	0.307	1.762	6.45	32.34	33.39	32.34
82+160	0.338	1.472	6.73	24.39	40.12	24.39
82+180	0.335	0.967	6.82	13.66	46.94	13.66
82+200	0.347	0.399	10.09	4.51	57.03	4.51
82+220	0.662	0.052	20.30	0.55	77.33	0.55
82+240	1.368	0.003	25.20	0.09	102.53	0.09
82+260	1.152	0.006	15.04	1.52	117.57	1.52
82+280	0.352	0.146	7.21	2.46	124.78	2.46
82+300	0.369	0.100	9.10	1.00	133.88	1.00
82+320	0.541	0.000	15.56	0.00	149.44	0.00
82+340	1.015	0.000	27.62	0.00	177.06	0.00
82+360	1.747	0.000	28.65	0.00	205.71	0.00
82+380	1.118	0.000	15.01	0.00	220.72	0.00
82+440	0.383	0.000	3.83	0.00	224.55	0.00

Antes de pasar a la fase de construcción de las explanaciones para obras viales una vez calculados sus volúmenes, mediante los programas y herramientas computacionales con los que se cuenta actualmente gracias al desarrollo de las TIC, deben organizarse eficientemente los movimientos de tierra o masas de suelo a mover. En caso de lograrse esto, se estaría cumpliendo con la óptima distribución de masas de suelo, en lo que juega un papel importante lograr la máxima economía posible con un mínimo plazo de duración de los trabajos.

La importancia de este procedimiento metodológico, como se ha tratado de hacer ver, es significativa pues está dirigido, partiendo de los saberes y experiencias de los docentes, a facilitar el diseño y ejecución de proyectos viales desde la óptima cubicación de las masas de tierra con las que se trabajan, así como la incorporación de métodos computacionales, dado el desarrollo tecnológico cada vez más acelerado, que faciliten el proceso de enseñanza-aprendizaje que en el sistema de educación superior transcurre.

Con el cumplimiento del objetivo de la investigación, se deja ver la función instructiva-educativa que incluye el propósito del procedimiento desarrollado y por ende, vinculado estrechamente al alcance de los objetivos de la escuela cubana en las condiciones y exigencias tecnológicas actuales, que la sociedad y la época actual y venidera demanda.

3. RESULTADOS

Se define como resultado principal el elevado nivel de viabilidad y confiabilidad del uso de AutoCAD Land Desktop en proyectos de diseño y construcción de obras viales y en particular en las actividades de movimientos de tierras llevadas a cabo en la construcción de explanaciones, demostrándose así el importante uso de las TIC en esta rama de las construcciones. Al aplicar el procedimiento metodológico descrito en cualquier caso práctico se puede definir claramente el grado de exactitud de los valores volumétricos si se comparan con los obtenidos aplicando cualquiera de los métodos manuales, dejándose ver la facilidad y optimización de tiempo para arribar a resultados.

Con el uso de este programa informático para la cubicación de volúmenes de tierra se logra obtener un mejor registro de las actividades realizadas reduciendo contratiempos que repercuten en la economía de la empresa y mejorando el control de los materiales con los que se trabaja. Además de una forma eficiente, reduciendo los desperdicios y viajes no necesarios que conllevan a sobre costos. Se disminuyen notablemente las pérdidas por mal cálculo de los materiales, tanto por excesos como por sobre costos al transportar cantidades inviábiles, inferiores a la capacidad de transportación. Se mejora significativamente, además, el control y registro de material utilizado en las actividades cotidianas de la obra, no solo del material de préstamo, sino también del excavado en las brechas el que se puede destinar posteriormente para el llenado de terrazas cercanas. Con este programa se evitan además los reprocesos y posibles errores que se puedan presentar en los cálculos de volúmenes.

Es importante señalar que para la resolución de cualquier caso práctico mediante el procedimiento antes descrito, es necesario el dominio de conocimientos matemáticos, topográficos, de diseño geométrico de obras viales y técnicas para el cálculo de movimiento de tierra. El conocimiento del funcionamiento del programa, le proporciona al profesional de Ingeniería Civil herramientas para hacer un trabajo de mejor calidad y por consiguiente tener mejor oportunidad de empleo. La principal desventaja del uso de sistemas de computación en el cálculo de movimiento de tierra, es la inversión inicial de licencias, equipo de computación y capacitación del recurso humano.

4. CONCLUSIONES

Como resultado de las experiencias recogidas por los autores y la consulta a referentes bibliográficos acerca del tema que se investiga, se desarrolló un procedimiento metodológico para estudiantes de Ingeniería Civil que les permitan resolver problemas de la docencia mediante el empleo de las TIC, en cuanto a cubicación de masas de tierra en proyectos de obras viales, sirviendo a su vez de ejemplo para la elaboración de los procedimientos metodológicos en el resto de los proyectos de otras ramas de la profesión.

Se tomó en consideración el criterio de los estudiantes y profesores del departamento docente de Construcciones de la Facultad de Ciencias Técnicas de la Universidad de Matanzas, acerca de la implementación del procedimiento metodológico descrito, llegando a considerarse conveniente su aplicación funcional de modo que se explote adecuadamente el empleo de las TIC, permitiendo a su vez establecer adecuaciones en las formas de evaluación del proceso de enseñanza-aprendizaje.

El procedimiento metodológico será utilizado de forma flexible para elevar la calidad de la actividad docente

tomando en consideración las posibilidades de tenencia de artículos tecnológicos por parte de los estudiantes y del profesor, y las exigencias de los objetivos y de los contenidos de cada clase en particular. De la cabal comprensión a la hora de aplicar el procedimiento metodológico depende, en gran medida, la elevación de la calidad de la clase.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] A. Cortés, “Prácticas innovadoras de integración educativa de TIC que posibilitan el desarrollo profesional docente. Un estudio en Instituciones de niveles básica y media de la ciudad de Bogotá”, Tesis Doctoral en Educación, Universidad Autónoma de Barcelona, Departamento de Pedagogía Aplicada, 2016.
- [2] B. Fainholc, “Presente y futuro latinoamericano de la enseñanza y el aprendizaje en entornos virtuales referidos a educación universitaria”, Revista de Educación a Distancia RED, vol. 48(2), pp. 1-22, 2016.
- [3] G. Domínguez, A. Jaén, and M. Ceballos, “Educar la virtualidad”, Revista De Medios y Educación Píxel-Bit, vol. 50, pp. 187-199, 2017.
- [4] H. Campos, “Uso, creencias y actitudes sobre las TIC en los procesos de enseñanza-aprendizaje del personal académico de un Centro Público de Investigación. Caso: CIBNOR”, Tesis Doctoral en Educación con Especialidad en Investigación, Universidad Internacional Iberoamericana, Departamento de Ciencias de Lenguaje, Educación y Comunicaciones, Guadalajara, 2018.
- [5] L. Y. Granda, E. E. Espinoza, and S. E. Mayon, “Las TICs como herramientas didácticas del proceso de enseñanza-aprendizaje”, Revista Conrado, vol. 15(66), Versión Impresa ISSN 2519-7320, Versión On-line ISSN 1990-8644, 2019.
- [6] M. D. Fernández, “Modelo educativo emergente en las buenas prácticas TIC”, Revista Fuentes, vol. 18(1), pp. 33-47, 2016.
- [7] M. Villena, and N. Rivas. “Impacto del uso de la tecnología en el proceso de enseñanza-aprendizaje del Cálculo Integral,” Revista Conrado, vol. 15(68), pp. 297-307, 2019. Recuperado de <http://conrado.ucf.edu.cu/index.php/conrado>
- [8] M. Mesa, “Empleo de la Modelación para el Diseño de terraplenes altos de carreteras”, Tesis Doctoral en Ciencias Técnicas, Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, Facultad de Construcciones, Departamento de Ingeniería Civil, La Habana, Editorial Universitaria, 2017, ISBN 978-959-16-3400-9, Recuperado de <http://eduniv.mes.edu.cu>
- [9] F. J. Luque, “Las TIC en la educación: caminando hacia las TAC”, Revista 3C TIC: Cuadernos de desarrollo aplicados a las TIC, vol. 5(4), pp. 55-62, 2016.
- [10] F. Mesa, and A. Forero, “Las TIC en la normativa para los programas de educación superior en Colombia. Revista Praxis & Saber, vol. 7, pp. 91-113, 2016.
- [11] M. Flórez, A. J. Aguilar, Y. K. Hernández, J. P. Salazar, J. A. Pinillos, and C. A. Pérez, “Sociedad del conocimientos, las TIC y su influencia en la educación”, Revista Espacios, ISSN 0798 1015, vol. 38(35), pp. 39-51, 2017
- [12] J. Izquierdo, V. De la Cruz, S. P. Aquino, M. Sandoval, and V. García, “La enseñanza de lenguas extranjeras y el empleo de las TIC en las escuelas secundarias públicas”, Revista científicas Iberoamericana de comunicación y educación Comunicar, vol. 50, pp. 33-41, 2018.
- [13] R. Lima, Y. Morales, G. Arcial, A. Benavides, and J. Rodríguez, “Construcción de explicaciones en Cuba. Logros y deficiencias”, Revista de Arquitectura e Ingeniería, vol. 9(2), pp. 1-10, E-ISSN: 1990-8830, Empresa de Proyectos de Arquitectura e Ingeniería de Matanzas, Matanzas, Cuba, 2015, Recuperado de <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=193948444004>
- [14] P. A. Orta, “Tecnología de construcción de las explicaciones”, Editorial Universitaria Félix Varela, La Habana, Cuba, ISBN 978-959-07-1643-0, 2013.
- [15] R. Moll, E. Tejeda, and F.M Hernández, “Estimación del módulo de elasticidad equivalente a la superficie del conjunto de subbase y subrasante como cimiento para proyectos de reciclado” Revista Carreteras, España, 2017
- [16] F. Guevara, “Análisis y ejecución de Movimiento de tierras en una obra empleando el Diagrama de Masas”, Tesis de Master en Ingeniería Civil con Mención en Ingeniería Vial, Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería, Lima, Perú, 2015.
- [17] E. Tejeda, F. M. Hernández, A. Alonso, and R. Moll, “Contribución al desarrollo de materiales y métodos para el dimensionamiento de pavimentos y explanaciones viales en Cuba”, Revista Anales de la Academia de Ciencias de Cuba, vol. 8(1), pp. 1-11, 2016, Recuperado de <https://www.researchgate.net/publication/330145096>
- [18] B. Comas, “Movimiento de tierras en las parcelas A9-A12 del Polígono Industrial de CA NA Lloreta”,

- Ajuntament d' Alcúdia, Obres Propies, Mallorca, 2017, Recuperado de <http://www.alcudia.net>
- [19] J. J. Arrollo, J. N. Alvarado, and P. S. Alarcón, "Cálculo de productividad y optimización del equipo pesado utilizado en movimiento de tierras", Journal of Science and Research, vol. 3, pp. 35-44, ICCE2018: Edición Especial, 2018, Recuperado de <http://revistas.utb.edu.ec/index>
- [20] D. A. Escudero, "Proyecto de movimiento de tierras para plantación de frutales tropicales en Finca Rústica Paraje El Manzano", Redactor D. Raúl Checa Díaz nº col 325 del Colegio Oficial de Ingenieros Técnicos Agrícolas de Málaga, España, 2018.
- 

Metodología para el análisis de la movilidad y la accesibilidad en centros universitarios

Methodology for the analysis of mobility and accessibility in universities



Annia Córdoba Naranjo¹, Reynier Moll Martínez², Rodney García Amador³, Emilio Juan Mesa Ballesteros⁴

¹Ingeniero Civil, Máster en Ingeniería Civil, mención Obras Viales, Empresa de Servicios Ingenieros Hidráulicos de Occidente (ESIHO), calle N e/ 21 y 23, Piso 10, Plaza de la Revolución, La Habana. annia@dip.hidro.cu

²Ingeniero Civil, Máster en Ingeniería Civil, mención Obras Viales, Doctor en Ciencias Técnicas, Profesor Titular. Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE), Calle 114 e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, reymoll@civil.cujae.edu.cu

³Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", CUJAE, Calle 114 e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana.

⁴Ingeniero Civil, Máster en Ingeniería Civil, mención Obras Viales, Profesor Asistente. Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE), Calle 114 e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, mesab@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

Conocer las preferencias de los usuarios, la demanda de transporte y la calidad de este servicio, así como las facilidades para los desplazamientos, es fundamental para tomar decisiones eficaces. Las universidades, por la diversidad de funciones que desempeñan y servicios que prestan dentro de las sociedades generan elevados índices de movilidad. Esto impacta negativamente en el funcionamiento de los centros universitarios, por lo que se hace necesario mejorar, ordenar y controlar el ingreso peatonal y vehicular. En Cuba, periódicamente se realizan estudios relacionados con el tránsito y la movilidad de las personas, sin embargo, las universidades, como epicentros de viajes ha estado exenta de muchos análisis, por lo que existe un campo por explotar, que hay que abordar por etapas. En este artículo se propone una metodología para el análisis y estudio de la accesibilidad y movilidad en las universidades cubanas ubicadas en zonas semi-urbanas. Está compuesta por cinco fases que ayudan a planificar, diagnosticar y caracterizar la accesibilidad y la movilidad. La metodología tiene un enfoque cualitativo que trabaja las necesidades de los usuarios (encuestas y entrevistas) y uno cuantitativo que presta especial atención a las condiciones físicas de la zona de análisis (mediante aforos y levantamientos viales). Para la validación se tomó como caso de estudio la Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE).

Palabras claves: accesibilidad, movilidad, tránsito, universidad.

ABSTRACT

Knowing the preferences of users, the demand for transport and the quality of this service, in addition to the facilities for travel, is essential to make effective decisions. Universities, due to the diversity of functions they perform and services they provide within societies, generate high rates of mobility. This has a negative impact on the functioning of the universities, making it necessary to improve, order and control pedestrian and vehicular access. In Cuba, studies related to the transit and mobility of people are periodically carried out, however, universities have been exempt from many of these analyzes. This article proposes a methodology for the analysis and study of accessibility and mobility in Cuban universities located in semi-urban areas. The methodology is composed of five phases that help to plan, diagnose and characterize accessibility and mobility. The methodology has a qualitative approach that addresses the needs of the users and a quantitative one that analyzes the physical conditions of the study area and the traffic. For the validation, was taken as a case study the Technological University of Havana "José Antonio Echeverría" (CUJAE).

Keywords: accessibility, mobility, traffic, university.

Nota Editorial: Recibido: septiembre 2021; Aceptado: septiembre 2021

1. INTRODUCCIÓN

Desde el punto de vista económico y social, la movilidad es una necesidad indispensable para el traslado de las personas de un sitio a otro, según el deseo del individuo de alcanzar determinado destino. Es una condición clave en la vida cotidiana para el desarrollo de actividades como: el trabajo, la educación, la cultura, y el ocio. Cuando esta movilidad no se produce de forma planificada y ordenada genera algunos problemas en las ciudades como son: la contaminación ambiental asociada al fenómeno de la congestión del transporte, las molestias e incomodidades en las personas por la mala comunicación entre diferentes zonas, y deterioro de los parámetros de la seguridad vial. Curiosamente, a pesar de lo cotidiano de estos fenómenos, el ser humano no es consciente de la repercusión que ellos tienen en su calidad de vida.

Estrechamente vinculada a la movilidad se encuentra la accesibilidad; relacionada con la posibilidad que tengan los individuos de desplazarse con facilidad y sin obstáculos físicos de un determinado lugar a otro. Desde hace un tiempo, la accesibilidad y la movilidad se han convertido en un objetivo explícito de la planificación y la elaboración de políticas en materia de transporte para restablecer el equilibrio entre costos y beneficios en el sector [1]. Visto de tal forma, se comprende que tanto la accesibilidad como la movilidad están estrechamente relacionadas y no se pueden estudiar como fenómenos aislados.

Los enfoques actuales en la temática van dirigidos a garantizar condiciones de seguridad adecuadas para el ingreso y desplazamiento de vehículos y personas, a través del reordenamiento de la movilidad en las instituciones y sus alrededores, para que la actividad actual y futura no produzca inconvenientes en la movilidad de su zona de influencia, teniendo en cuenta también el interés de las autoridades administrativas.

Cuando se va a analizar la accesibilidad y la movilidad en los campus universitarios es necesario tener en cuenta diferentes aspectos [2]:

- ✓ Las pautas de movilidad de la comunidad universitaria resultan, objetivamente, mucho más sostenibles que las del conjunto de la población.
- ✓ El transporte público, su eficiencia y calidad, tiene un carácter estratégico para la movilidad de la comunidad universitaria, para su acceso a los campus y para su calidad de vida.
- ✓ La experiencia de la población durante sus años universitarios como usuarios del transporte público, sea ésta positiva o negativa, redundará en su comportamiento y en sus hábitos de movilidad una vez abandonadas las aulas.
- ✓ La comunidad universitaria supone uno de los segmentos de población en los que el transporte público tiene un mayor grado de penetración, y resulta también de gran importancia para la gestión y planificación que realizan los operadores de transporte.

Aunque los aspectos que se analizan en estos estudios a implementar en las universidades no difieren en gran medida de los que se aplican para las ciudades y en ocasiones se aplica la misma metodología, con los mismos indicadores, las características propias de cada uno de los centros educacionales marcan la diferencia [3-5].

Sobre la movilidad de la población de La Habana el Centro de Ingeniería y Manejo Ambiental de Bahías y Costas (CIMAB) realizó un estudio en el 2013 sobre los movimientos de la población para facilitar la organización y planificación de los servicios de transporte público de pasajeros en la ciudad con los recursos disponibles. En el 2017 el CIMAB realiza otro estudio a solicitud de la Dirección General de Transporte de La Habana con el mismo objetivo del anterior; además de estimar y pronosticar la demanda de un modo determinado de transporte y/o la predisposición a cambiar de modo a partir de las declaraciones de los usuarios [6]. Algunos de los resultados más significativos se muestran en las tablas 1 y 2.

Los resultados mostrados en las tablas 1 y 2 brindan importante información, ya que se puede observar y analizar el porcentaje de los diferentes motivos de viaje, identificándose que el mayor porcentaje pertenece a las personas cuyo motivo del viaje es el estudio, sobre los que viajan a sus centros de trabajo.

El estudio y análisis de accesibilidad y movilidad para la universidad cubana tiene como objetivo proponer un conjunto de acciones que contribuyan a la eficiencia en el desplazamiento tanto en el interior de estas instituciones, como para acceder a ellas desde el exterior y viceversa.

Esta propuesta tendría en cuenta entre varios aspectos, el cumplimiento de las normas de tránsito, los parámetros para la ubicación y visibilidad de las señales de tránsito, estado de la infraestructura peatonal y reorganización interna de la circulación vehicular.

TABLA 1: ÍNDICE DE MOVILIDAD DIARIA DE LA POBLACIÓN POR OCUPACIÓN.

Ocupación	Índice de movilidad (viajes/habitantes/día)
Trabajador estatal	2,16
Trabajador por cuenta propia	2,21
Quehaceres del hogar	2,08
Estudiante Universitario	2,30
Estudiante de enseñanza media	2,15
Jubilado o Pensionado	2,10
Ama de casa	2,17
Otros	2,10
Totales	2,16

TABLA 2: COEFICIENTE DE TRASBORDO (CANTIDAD DE ÓMNIBUS QUE COMO PROMEDIO UTILIZA UN PASAJERO PARA REALIZAR SUS VIAJES).

Propósito del viaje	Coefficiente de trasbordo
Trabajo	1,21
Estudio	1,22
Socio-cultural	1,20

2. DESARROLLO

Para un correcto análisis de la movilidad, primero se deben identificar cuáles son las prácticas de la movilidad y la percepción de la accesibilidad del escenario en cuestión, así como de los usuarios de este. Asimismo, identificar si existen algunas estructuras que marquen estas pautas de acción para poder proponer una solución más acorde a este problema.

Es el conocimiento sobre la situación existente en un determinado escenario lo que posibilita la realización de análisis eficientes para de esta forma establecer medidas efectivas. Es el aspecto más general de todo análisis ya que integra de manera ordenada todos los elementos desde la idea inicial hasta los resultados [7, 8].

Cuando se trabaja con modos y sistemas de transportes por lo general se diseñan sistemas de indicadores específicos según la información que se desee obtener. Así lo demuestran algunos sistemas de indicadores que basan su fundamentación en la movilidad observada, el transporte público y el urbanismo; otros en compacidad, eficiencia y complejidad, mientras que los más abarcadores incluyen: morfología urbana; espacio público y confort; movilidad y servicios; organización urbana; metabolismo urbano, ocupación del suelo, espacios verdes y biodiversidad. No se tiene un límite o intervalo de componentes. En este sentido algunos especialistas plantean un número infinito de indicadores ya que cada país establece su propia lista según las características de sus ciudades [9, 10].

A nivel internacional, la movilidad en las universidades se caracteriza por [3, 4, 11]:

- ✓ La gestión de la movilidad está encaminada a reducir el número de desplazamientos en automóvil y dar paso al uso de la bicicleta, transporte público interno y mejoramiento de la infraestructura física; que no solo ayudarán a reducir el impacto ambiental, sino que quienes la apliquen mejorarán su estilo de vida, al llevar una vida más activa.

- ✓ Los espacios destinados para estacionamientos están colapsados en algunas horas y días específicos.
- ✓ La movilidad peatonal se considera como un modo de desplazamiento en el recorrido interno de la universidad.
- ✓ Existe un número significativo de estudiantes que combinan las actividades docentes con las de estudios.
- ✓ Las causas de los diferentes comportamientos en relación al uso del vehículo privado y del transporte público son varias. Entre éstas tiene un peso fundamental el perfil de edad y el poder adquisitivo de la población estudiantil que, en muchos casos, no le permite disponer de un vehículo propio.
- ✓ Aspectos para analizar: planificación colaborativa, seguridad de peatones, transporte público, estacionamientos, y vehículos compartidos.

Los campus universitarios en su conjunto presentan modos de movilidad distintos a los empleados en las ciudades donde se emplazan. Estas diferencias se resumen principalmente en que: en las universidades los espacios de movilidad son más reducidos, la población más homogénea (la mayoría de los usuarios en edades 20-30 años) y con intereses comunes (lugar de destino y horarios).

A continuación, se citan varios ejemplos de metodologías internacionales que se aplicaron para estudiar la accesibilidad y la movilidad en las universidades.

Campus Miguelete de la UNSAM 2016 [12]:

En este caso se aplicó una encuesta dirigida a toda la comunidad universitaria (estudiantes, docentes y personal administrativo) que las mismas se realizaron en formato papel (a través de encuestadores y en modo autollenado) y en línea (en la página web de la Universidad). La metodología utilizada fue:

- ✓ Análisis de la oferta de transporte público hacia el campus: Contexto geográfico y de la red de transporte.
- ✓ Encuesta de movilidad y accesibilidad, de donde se determina el origen, modos y cantidad de viajes al Campus.
- ✓ Resumen de las problemáticas en la accesibilidad al campus.
- ✓ Propuestas para mejorar la accesibilidad al campus, las medidas están divididas por entidades: las correspondientes a la jurisdicción Nacional, Provincial, Municipal, así como las correspondientes al campus (rectorado).

Diagnóstico realizado en la Universidad de Extremadura [13]:

Se desarrolló de la siguiente forma:

- ✓ Fuente de datos (Caracterización de la población de estudio, accesibilidad a los campus de la Universidad de Extremadura)
- ✓ Captura de información (Encuestas de movilidad, selección de la muestra, aforos de tráfico, ajustes de viajes, el modelo de transporte)
- ✓ Análisis de la movilidad (Movilidad general y costes asociados a los desplazamientos)

Campus de Cáceres [14]:

- ✓ Obtención de la información requerida (censo de la población universitaria, cartografía del área de estudio, encuesta de movilidad)
- ✓ Creación de un modelo bimodal de transporte (identificando los desplazamientos realizados por los usuarios, estimar los flujos de los viajes)
- ✓ Validación de los resultados mediante aforo de vehículos.
- ✓ Análisis de los resultados.

La metodología que se propone en el presente estudio parte de los dos enfoques: el cuantitativo y el cualitativo. Se realiza un diagnóstico de las prácticas de accesibilidad y movilidad de la comunidad universitaria que permite mostrar una imagen actual; para luego elaborar un plan acorde al diagnóstico realizado. El procedimiento estará

conformado por cinco fases estructuradas con el desarrollo secuencial de etapas y pasos que facilitarán su comprensión y aplicabilidad, lo que queda resumido en la figura 1.

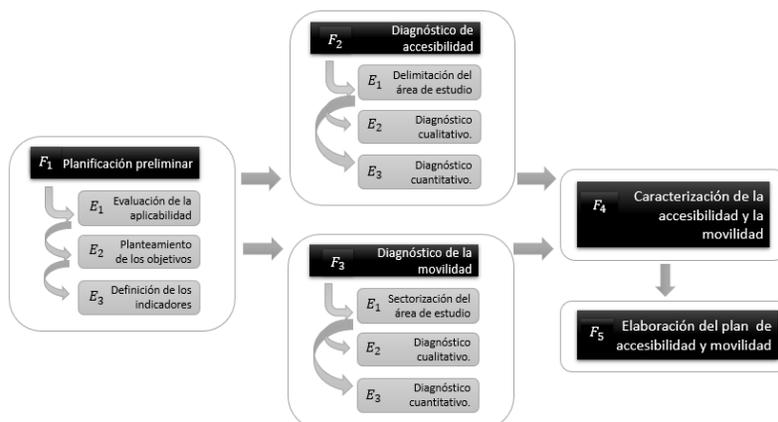


FIGURA 1: ESQUEMA DE LA METODOLÓGICO PROPUESTO.

Fase 1: Planificación preliminar

En esta primera fase se evalúan las características y condiciones del estudio (ubicación, Extensión Territorial y características de la comunidad universitaria), se definen los objetivos e indicadores a evaluar, se prepara el estudio.

Fase 2. Diagnóstico integrado de accesibilidad

Durante esta fase se aplicarán los estudios y procedimientos de cálculo necesarios para el procesamiento de la información recopilada durante el diagnóstico, de acuerdo con las normativas vigentes y al estado de la práctica internacional en caso de no existir estas.

Se delimita el área de estudio, se estudiarán todas las posibles vías de acceso a la universidad (estén o no en uso), se incluye el levantamiento de la red vial adyacente al caso de estudio y se analiza la accidentalidad, parámetros como: la congestión, nivel de servicio, demoras y las señalizaciones.

Se obtiene la información estadística sobre las características de los diferentes servicios de transporte público e infraestructuras ligadas a la movilidad universitaria. Con el análisis estadístico, se busca conocer: la muestra (quiénes y cuántos son), la posición que los encuestados tienen respecto al tema objeto de la investigación (las respuestas a las preguntas formuladas), así como preferencias y deseos de los usuarios.

Fase 3: Diagnóstico integrado de la movilidad

Se evalúa el funcionamiento de los parámetros de movilidad en el interior de la universidad. Entre los elementos que se distinguen se identifican datos del diseño geométrico y estructural de las vías de acuerdo con las definiciones como son: calles, entrecalles y ancho de la acera.

Se analizan las características de las señalizaciones, de forma tal que se realice un inventario de la señalización, ubicación y estado técnico. De igual forma se estudiará el alumbrado público, la vegetación y las áreas de descanso.

En este punto es importante conocer la opinión de directivos y administrativos de la universidad.

Fase 4. Caracterización de la accesibilidad y la movilidad.

Se listarán las características y condiciones de la movilidad, además de las deficiencias encontradas. Se podrán diferenciar dentro del campus universitario, distintos tipos de circuitos: para peatones, para la distribución de

vehículos, incluso para modos más ecológicos siguiendo patrones ambientales, los cuales tendrán en cuenta el paisaje circundante, el confort para el usuario, la visibilidad, seguridad, espacios de descanso, mobiliario adecuado y estacionamientos; que faciliten su utilización.

Fase 5. Elaboración del plan de accesibilidad y movilidad

Se enfoca en lograr que las personas puedan acceder fácilmente a una diversidad de servicios que les permitan una vida digna en el sentido de la accesibilidad y la movilidad; logrando el desarrollo y permitiéndoles satisfacer la mayoría de sus necesidades en cortos recorridos.

En esta fase es imprescindible la participación de diversos especialistas para el análisis, es por ello que; en caso de no existir en la universidad una comisión destinada a ello es obligatoria su creación en la cual se considera que no deben faltar las siguientes áreas:

- ✓ Vicerrectoría de Administración (Dirección de transporte)
- ✓ Departamento o Dirección de Seguridad y Protección
- ✓ Inversiones (ingenieros y arquitectos)

3. RESULTADOS

Los resultados que se muestran de la aplicación de la metodología corresponden al caso de estudio de la Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría” (CUJAE) [15].

Fase 1: Planificación preliminar

La universidad se ubica en una zona sub-urbana, en la cual todas las áreas están integradas en un mismo espacio. La componen más de 40 edificios y abarca un área de 398 000 m² donde están aulas, laboratorios, salas para conferencias, centros de estudios e investigaciones, bibliotecas, talleres, almacenes, residencia estudiantil, comedores, cafeterías, oficinas administrativas, teatros, gimnasios, campos deportivos, dispensario médico y casa de recreación estudiantil. La mayor población son los estudiantes cuyas edades oscilan entre los 18 y 26 años. Los externos (viajan diariamente) representan aproximadamente del 70 al 75% de los estudiantes respecto al total.

Para este caso específico los principales aspectos que se tuvieron en cuenta fueron:

- ✓ Para peatones: calidad del servicio de transporte, gastos de transporte, accesibilidad a los servicios de transporte público, presencia de infraestructura destinada al peatón.
- ✓ Respecto a los viajes: distancia de viajes, tiempo de viajes, gastos de viajes
- ✓ Red vial: se tendrán en cuenta conflictos vehiculares, posibles problemas de congestión, accidentalidad, así como el estado de la señalización.

La universidad se delimita por dos intersecciones importantes que constituyen las principales vías de acceso. Por el lado Sur la “Rotonda CUJAE” donde se interceptan la autopista del Aeropuerto Internacional “José Martí” y la calle 114 desde Boyeros; y del lado Norte se encuentra el intercambio de 114 con la Autopista de Pinar del Río.



FIGURA 2: PRINCIPALES VÍAS DE ACCESO A LA CUJAE.

- ✓ **Condiciones geométricas.** El área solo almacena una vía (114) es de doble sentido de circulación con dos carriles en cada sentido.
- ✓ **Condiciones de circulación.** Por la vía circulan todo tipo de vehículos a una velocidad permitida de 40 km/h para ambos sentidos.
- ✓ **Movimientos en el acceso vehiculares.** Existe una canalización en el carril exterior para permitir el giro de izquierda hacia la entrada principal de la CUJAE para que la afectación a la libre circulación por la calle 114 sea mínima.



FIGURA 3: CANALIZACIÓN EN LA CALLE 114 CON LA SEÑAL DE GIRO A LA IZQUIERDA HACIA LA CUJAE.

- ✓ **Movimientos no permitidos:** Justo en la intersección del acceso vehicular a la universidad se permiten maniobras como los giros en "U", lo que provoca lentitud en los desplazamientos. Aunque mayoritariamente lo realizan los ómnibus urbanos, también lo efectúan otros vehículos.
- ✓ **Existencia de paso peatonal.** El paso peatonal es una estructura metálica que se encuentra aproximadamente a 5,00 m sobre el nivel de la calle. Está diseñado para el cruce seguro de los peatones sobre la avenida 114.



FIGURA 4: PASO PEATONAL A DESNIVEL.

- ✓ **Lugares de paso y cruce del peatón.** Para el acceso de los peatones hacia el interior de la universidad está en funcionamiento un paso peatonal a desnivel (superior) con bajos niveles de utilidad. Esto trae como consecuencia que los peatones realicen el cruce por zonas que no están diseñadas para ello lo que los hace más vulnerables ante el tránsito vehicular e impidiendo el flujo libre de los vehículos por la zona.
- ✓ **Existencia de parada de ómnibus.** A ambos lados de la vía existen paradas de ómnibus por las cuales transitan cinco rutas, dos de ellas ubicadas muy cerca de la intersección de la calle 114 con la vía principal de acceso a la CUJAE.



FIGURA 5: PARADA DE ÓMNIBUS (RUTA P9) Y LAS RUTAS A-35, A-70, PC Y TRANSMETROS EN LA ENTRADA DE LA UNIVERSIDAD.

- ✓ **Vía en desuso:** Es una ruta concebida con características de diseño y construcción sólo para la circulación de ciclos y motos. Es para ambos sentidos de circulación y su sección transversal tiene un ancho total de 3,20 m. Circulan bajos volúmenes de tránsito por sus características geométricas y sus condiciones técnicas.
- ✓ **Características del tránsito vehicular:** Los resultados del aforo vehicular por accesos se muestran en la tabla 3.

TABLA 3: RESULTADOS DEL AFORO.

Intersección	Acceso	Movimientos	VHP (veh/h)	FHP	% de VP
Entrada CUJAE	Desde rotonda	R	1080	0,98	22,83
		D	62	0,75	7,7
	Desde 51	R	757	0,92	25,14
		Izq en U	47,5	0,86	18,89
		I	101	0,86	9,16
	Desde CUJAE	D	47	0,9	6,68
I		26,5	0,74	7,25	

- ✓ La hora de mayor cruce peatonal en el exterior de la universidad es de 12:30 pm a 1:30 pm.
- ✓ 5521 transeúntes utilizan el paso peatonal a desnivel frente a otros 5605 que deciden no hacerlo. 1264 personas ingresan a la universidad por la escalinata de la misma, obligados a realizar el cruce de la avenida principal de manera insegura. Esto números se traducen en 45% de los usuarios de la universidad no realizan el cruce de forma segura.
- ✓ De acuerdo a los municipios de residencia, los mayores porcentajes lo representan 10 de Octubre y Playa con 14 y 13,5%; respectivamente. Luego le siguen Plaza de la Revolución y la Lisa con el 10% de los encuestados cada uno. En el caso de los municipios con menor porcentaje se encuentran La Habana Vieja con el 2% y con el 3% los municipios de Centro Habana, Cotorro y Guanabacoa.
- ✓ El 43% de los usuarios invertían en trasladarse desde su lugar de residencia hasta la universidad un tiempo superior a la media hora (30 minutos) e inferior a la hora (1:00 hrs).
- ✓ El 85,5% de las personas usan el ómnibus urbano, 10,5% el rutero, un 3% medios propios (2% moto, 1% el automóvil) y finalmente un 0,5% que se traslada caminando, mismo índice que para otros medios de desplazamientos (informales: "botella").
- ✓ De los argumentos de las personas para utilizar los ómnibus urbanos como medio de transporte, el 35% por considerarlo barato, el 6,44% por ser más rápido, el 56% lo usan porque no tienen otra alternativa y el 2,5% por otros motivos. Es despreciable la cantidad de encuestados que marcan la seguridad como un motivo por el que toman determinado medio de transporte (0,06%).
- ✓ En el caso de las personas que utilizan los "Ruteros", al 67% de ellas le resultan más cómodo y al 33% más rápido, mientras que ninguna persona lo utiliza porque sea barato, seguro, o porque no tenga otra alternativa.
- ✓ De los que utilizan los "Ruteros", la mayor parte (67%) dicen esperararlo entre como promedio entre 16 y 30 minutos. En el caso de lo que se trasladan en ómnibus el 51% dice esperararlo igualmente, entre 16 y 30 minutos y el 4% plantea que más de una (1) hora.
- ✓ Entre los aspectos mejorables del transporte público se conoció que el mayor porcentaje pertenece a la frecuencia con un 98,5%, seguidamente se encuentra la rapidez con un 61,5%, la comodidad con un 58%, la ampliación de horarios con 54%, la seguridad personal con 9,5% y el precio con 7,5%.
- ✓ Respecto al grado de satisfacción de los usuarios con el transporte público, puede decirse que es bajo, ya que entre los insatisfechos y pocos satisfechos suman 79%, en relación al 21% que mostró niveles de satisfacción favorables.
- ✓ Respecto al uso de bicicletas como medio transporte para llegar a la universidad; el 29,2% de las personas opinan que las distancias a recorrer son largas, para el 17% el clima es muy cálido y afecta la higiene, existe riesgo de robo para el 7,8%, para el 11% no existe ruta exclusiva para bicicletas, el 16% corresponde al riesgo de sufrir un accidente de tránsito, el 4% considera que se limita por la ausencia de parqueos para ciclos en la universidad, el 5% de las personas no saben montar bicicletas y el 9,5% no tienen bicicletas.

Fase 3: Diagnóstico integrado de la movilidad

El acceso principal a la CUJAE, es de doble sentido permitiendo el ingreso vehicular y peatonal de visitantes, estudiantes, docentes, empleados e investigadores al centro. Tiene dos carriles con 3,20 m de ancho cada uno. Se cuenta en esta vía con un punto de control de acceso como medida de seguridad. Actualmente los vehículos que ingresan y salen de la CUJAE solo pueden hacerlo por esta vía que conecta el interior de la universidad con la avenida 114 que presenta un importante flujo vehicular.

Etapa 1: Sectorización del área de estudio

Teniendo en cuenta la descripción realizada de la CUJAE, se decidió dividirla en cinco (5) sectores para el estudio, como muestra la figura 6.

1. Sector A: Docente No 1. Área = 53 997,47 m²
2. Sector B: Docente No 2. Área = 60 085,67 m²
3. Sector C: Zona de servicio. Área = 60 604,39 m²
4. Sector D: Residencia Estudiantil. Área = 82 077,94 m²
5. Sector E: Docente No 3. Área deportiva. Área = 69 773,46 m²

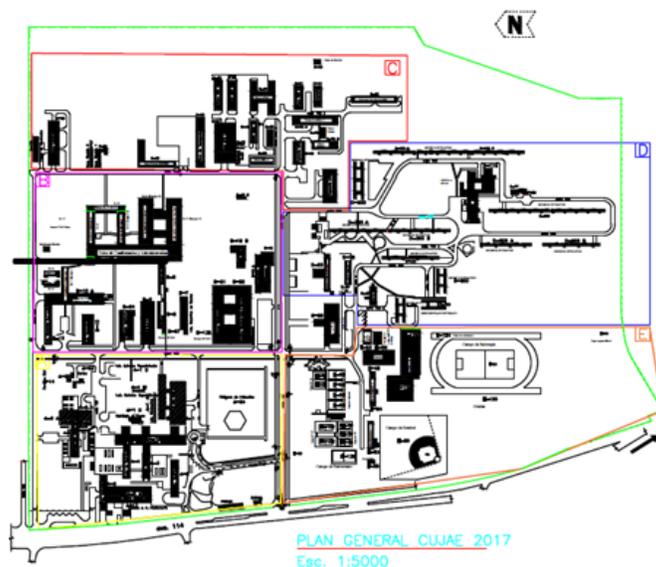


FIGURA 6: SECTORIZACIÓN DE LA UNIVERSIDAD.

Etapa 2: Diagnóstico cuantitativo de la movilidad

En esta etapa hay que realizar un análisis de los accesos a la universidad, peatonal, de estudio de la infraestructura vial, del alumbrado público, el diagnóstico de la señalización horizontal y vertical, el análisis de áreas para estacionamientos y de la circulación vehicular y peatonal. Los resultados de estos estudios se muestran a continuación:

- ✓ **Acceso peatonal:** Aunque están definidas las entradas para los peatones, los mismos ingresan por donde ellos desean o donde les sea más cómodo.
- ✓ **Aceras:** Todas las aceras son de hormigón, las mismas se encuentran en buen estado de conservación. Tienen un ancho de 2,70 m.
- ✓ **Áreas de descanso:** En las cercanías de los docentes están disponibles varios espacios para el descanso, donde los estudiantes pasa tiempo para el esparcimiento, el estudio individual y actividades extra docentes. La mayoría de estas áreas no son techadas.

- ✓ **Barreras arquitectónicas:** Sin presencia de barreras arquitectónicas como postes, registros o alcantarillas que no estén al mismo nivel de la vía, otros desniveles a superar.
- ✓ **Vegetación:** Los parterres tienen un ancho de 3,70 m, las áreas de vegetación son abundantes con presencia de árboles frondosos que brindan sombra y hacen los caminos confortables.
- ✓ **Senderos para peatones.** A pesar de la existencia de aceras para el paso de los peatones ellos siempre tratan de buscar la menor distancia a recorrer para llegar a sus destinos, por lo mismo existen senderos en áreas de vegetación.
- ✓ **Señalización Vertical.** Todas las señales verticales son tipo reflectivas y están colocadas en pedestales de aluminio y se encuentran bastante deterioradas.
- ✓ **Señales horizontales:** Presentes solamente en algunos estacionamientos y de forma muy escasa en las vías principales, las vías interiores carecen de este tipo de señalización.
- ✓ **Estacionamientos:** Existen siete áreas de estacionamientos o parqueo. De ellas tres están señalizadas y en explotación, el resto casi en desuso sin señalización. Hay zonas que no están diseñadas para que exista un estacionamiento de vehículos, sin embargo, hay conductores que estacionan indebidamente sus vehículos en estas áreas, lo que obstruye la vía. Esto sucede en la calle 108, frente a la Facultad de Informática, debido a que la misma tiene 6,00 m de ancho para doble sentido por lo que no está diseñada para cumplir la función de estacionamiento. También debajo de la Facultad de Telecomunicaciones donde estacionan motos.

Etapas 3: Diagnóstico cualitativo de la movilidad.

Dentro de los métodos a nivel empírico utilizados en este análisis se encuentra la entrevista, la cual se aplica de forma aleatoria a todo el personal que accede a la universidad, buscando una heterogeneidad en el tipo de personal (estudiantes, trabajadores de servicio, docentes y ocasionales).

Esta etapa consta de cuatro (4) pasos principales:

- ✓ Paso 1: Selección del personal a entrevistar
- ✓ Paso 2: Elaboración de las preguntas
- ✓ Paso 3: Realizar la entrevista
- ✓ Paso 4: Resultado de la entrevista

En el caso de estudio se obtuvo como resultados que más del 80% de los entrevistados admiten que la organización del tránsito vehicular en la universidad es Regular y recomiendan que exista control de accesos, preferiblemente mediante un sistema de control automatizado para mejorar y agilizar la entrada y la salida de los vehículos.

Coinciden en que el sistema de señalización de tránsito es malo porque no existen las suficientes señales que se demanda y las que existen no son efectivas. Un solo acceso que funcione para la entrada y salida de vehículos a la universidad induce inseguridad a las maniobras en esa área.

A la mayoría de las personas les gustaría habilitar la salida vehicular ubicada al fondo de la Facultad de Arquitectura. Uno de los principales motivos es que cuando hay afectación en la entrada principal se provocan conflictos que vuelven ineficiente la circulación de los vehículos.

Fase 4. Caracterización de accesibilidad y movilidad

Se muestra la información recopilada en el diagnóstico mediante un resumen en forma de tabla.

TABLA 4: RESUMEN ASPECTOS QUE CARACTERIZAN LA MOVILIDAD Y ACCESIBILIDAD.

	Aspectos Cualitativo	Aspectos Cuantitativo
Movilidad	Necesidad de cambios en la organización interna de la universidad.	Poca señalización en el interior de la universidad.
Accesibilidad	Insatisfacción en el servicio de transporte público	Conflictos vehiculares en la entrada del vehicular de la universidad.

Fase 5. Plan de movilidad y accesibilidad

Después de identificadas las problemáticas en la etapa de diagnóstico y la creación del grupo de trabajo permanente para la accesibilidad y la movilidad, se está en condiciones de elaborar el plan de accesibilidad y movilidad para el caso de estudio; el que tendrá el alcance que requiera según las necesidades y el presupuesto que se disponga. En esta investigación se proponen un grupo de acciones a acometer en una primera etapa de trabajo (Tabla 5).

TABLA 5: PROPUESTAS DE ACCIONES A REALIZAR POR ÁREA ESTRATÉGICA.

Áreas estratégicas	Políticas, Programas o Proyectos.
Institucionalmente.	Crear comisión de movilidad institucional.
	Agentes de seguridad.
Movilidad peatonal	Mejorar la infraestructura de los accesos.
Movilidad en bicicleta	Promover el uso de bicicletas.
	Destinar estacionamiento para bicicletas dentro de la universidad.
	Facilitar acceso a créditos para compra de bicicletas.
	Creación de espacio de aseo para personas que utilicen la bicicleta como medio de transporte.
Transporte público	Reorganizar las rutas y los horarios actuales.
Uso del espacio interno	Espacios de estacionamientos.
	Ordenamiento del tránsito en la red vial existente.
	Vallas informativas con mapas de orientación.
	Áreas de descanso. (parques)
	Iluminación adecuada.

La implementación en la CUJAE de las acciones de accesibilidad y movilidad propuestas traería beneficios como: ordenar la circulación vehicular y peatonal en los accesos y el movimiento interno de los vehículos; se recuperarían vías en desuso y el 100% de las áreas de estacionamientos; y fomentaría estilos de vida más saludables y activos físicamente.

4. CONCLUSIONES

La accesibilidad y la movilidad cotidiana son elementos de gran interés en el estudio de diferentes temas que van desde el transporte urbano hasta la infraestructura que lo sustenta.

La accesibilidad a las universidades se caracteriza fundamentalmente por movimientos pendulares de su población en las horas de funcionamiento. Significa que durante un corto período de tiempo los desplazamientos de la población universitaria se realizan bidireccionalmente: desde su lugar de residencia hasta la universidad y viceversa. En el caso de la movilidad sucede algo similar; pues los desplazamientos se realizan en intervalos de tiempo regularizados pues los estudiantes pasan la mayor parte del día en las aulas.

Los estudios de accesibilidad y movilidad por etapas permiten realizar un análisis más detallado de los aspectos que intervienen, así como determinar las acciones de inmediato cumplimiento que se convertirán en la ruta crítica para incrementar los niveles de satisfacción de los usuarios.

A través del caso de estudio analizado, se puede decir que los patrones de accesibilidad y movilidad en la universidad están fuertemente influenciados por las características y calidad del servicio de transporte público.

La percepción de los miembros de la comunidad universitaria es que para lograr efectividad y un cambio significativo en la implementación de nuevas prácticas de movilidad deben involucrarse y participar activamente los distintos actores sociales que interactúan en el campus universitario.

La opinión de la comunidad universitaria es fundamental para lograr resultados certeros, ya que sobre ellos impactan las medidas o soluciones que se apliquen. Además, mediante su participación se logran generar políticas de movilidad que busquen consensos y empatías en un ámbito difícil de planificar y gestionar.

Es importante que las autoridades comprendan que la movilidad urbana y la accesibilidad no son sólo una cuestión de desarrollo de infraestructura y servicios de transporte, sino que es necesario incluir la planificación urbana en su totalidad, para de esta forma lograr superar con éxito las problemáticas sociales, económicas, políticas y físicas relacionadas directa e indirectamente con los desplazamientos.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] J. Aguirre, "Movilidad urbana en México. Cuaderno de investigación," Instituto Belisario Domínguez. Dirección General de Análisis Legislativo, México, 2017.
- [2] J. M. Albertos, J. Noguera, M. D. Pitarch, and J. Salom, *Los hábitos de movilidad en la Universidad de Valencia. Problemas de acceso a los campus y sostenibilidad*. Valencia, España. Departamento de Geografía, Universidad de Valencia, 2008.
- [3] S. Hayat and V. Fast, "Classifying and mapping accessible mobility on post-secondary campuses," in *Spatial Knowledge and Information*, Canadá, 2019.
- [4] R. Prosiní, M. Oliveira de Andrade, and A. B. Freitas, "Analysis of mobility on universities campuses in metropolises of emerging countries through the combination of inductive reasoning and monographic procedure methods," *Transportation Research Procedia*, vol. 25, pp. pp 5003-5022, issn: 2352-1465 2016.
- [5] V. M. Vargas, L. E. Muñoz, Á. García, and C. Jaramillo, "Modelo con autómatas celulares para analizar la accesibilidad peatonal al interior del campus universitario Meléndez de la Universidad del Valle," *Scientia et Technica*, vol. 24, issn: 0122-1701 2019.
- [6] Colectivo de Autores, "Metodología para determinar las preferencias de los usuarios del transporte," Centro de Investigación y Manejo Ambiental del Transporte (CIMAB), La Habana, Cuba, 2017.
- [7] J. A. Mejía, "Evaluación de la movilidad de peatones y ciclistas en el campus universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca," Tesis de Grado, Universidad Nacional de Cajamarca. Perú, 2019.
- [8] A. Dehghanmongabadi and S. Hoskara, "Challenges of promoting sustainable mobility on university campuses: The case of Eastern Mediterranean University," *Sustainability*, vol. 10, issn: 2071-1050 2018.
- [9] F. Calonge, "Usos de los medios de transporte y accesibilidad urbana. Un estudio de caso en el área metropolitana de Guadalajara, México," *Papeles de Geografía*, vol. 62, pp. 90-106, issn: 1989-4627 2016.
- [10] G. Boisjoly, "Towards a better implementation of accessibility indicators in land use and transport planning practice," PhD Thesis, School of Urban Planning, McGill University, Montreal, Canadá, 2018.
- [11] H. Hernández, V. Lezama, and M. Gutiérrez, "Caracterización de la movilidad en bicicleta en el Campus Universitario Rodrigo Facio, Universidad de Costa Rica," *Abra*, vol. 37, issn: 2215-2997 2017.
- [12] N. Neri, C. Galeota, M. J. Barlassina, D. Álvarez, F. Dobrusky, and J. L. Zárate, "Resumen ejecutivo del estudio sobre la movilidad y accesibilidad en el campus Miguelete de la UNSAM," Instituto del Transporte, Universidad Nacional de San Martín, 2016.
- [13] J. A. Gutiérrez and F. J. Jaraíz, "Plan de movilidad sostenible de la Universidad de Extremadura. Diagnóstico de la movilidad en los Campus," Universidad de Extremadura. España, 2018.
- [14] J. A. Gutiérrez and J. M. Pérez, "Movilidad urbana sostenible en ciudades medias. El caso del campus de Cáceres," *Revista de Estudios Andaluces (REA)*, vol. 37, issn: 2340-2776 2019.
- [15] A. Córdoba, "Propuesta metodológica para el diagnóstico de la movilidad y la accesibilidad para las universidades cubanas," Magister Thesis, Departamento de Construcciones y Viales-CECAT. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría" (CUJAE), La Habana, Cuba, 2020.

Comportamiento dinámico de torres auto soportadas

Dynamic behavior of self-supporting towers



Katía Luis García¹, Patricia Martín Rodríguez², Vivian Beatriz Elena Parnás³

¹Ingeniera Civil, Máster en Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba, E-mail: katial@civil.cujae.edu.cu

²Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba. E-mail: patriciamr@civil.cujae.edu.cu

³Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao, La Habana, Cuba. E-mail: vivian@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

Las torres autosoportadas son estructuras de uso común en la industria de la radiodifusión y como soporte de antenas para la televisión y la telefonía. Estas estructuras son sensibles a las acciones dinámicas del viento y sismo debido a sus características estructurales de bajo amortiguamiento y flexibilidad. La correcta identificación de las características modales de las torres autosoportadas es de gran importancia para la determinación de las componentes dinámicas de las cargas de viento y sismo; así como para la calibración de modelos computacionales y la identificación de daños a partir de mediciones a escala real. En este trabajo se realiza una caracterización del comportamiento dinámico de cuatro torres autosoportadas de sección triangular a partir de determinar sus periodos naturales, formas modales y el por ciento de participación de la masa. Además, se realiza un estudio de sensibilidad para la colocación de acelerómetros en vista de realizar posteriores mediciones a escala real de estas estructuras. La principal conclusión es que la cantidad de puntos de medición está en dependencia de la altura de la torre y la colocación equidistante de estos puntos.

Palabras claves: acelerómetros, análisis modal, frecuencias de oscilación, torres autosoportadas.

ABSTRACT

Self-supporting towers are structures commonly used in the broadcasting industry and as antennas for television and telephony. These structures are sensitive to the dynamic actions of wind and earthquake due to their structural characteristics of low damping and flexibility. The correct identification of the modal characteristics of the self-supporting towers has a great importance for the determination of the dynamic components of the wind and earthquake loads; as well as for the models updating and the identification of damages from full-scale measurements. In this work, a characterization of the dynamic behavior of four self-supporting towers of triangular section is carried out by determining their natural periods, modal shapes and the percentage of mass participation. In addition, a sensitivity study is carried out for the placement of accelerometers in order to carry out subsequent full-scale measurements of these structures. The main conclusion is that the number of measurement points is dependent on the height of the tower and the equidistant placement of these points.

Keywords: accelerometers, natural frequencies, modal analysis, self-supporting towers

Nota Editorial: Recibido: julio 2021; Aceptado: septiembre 2021

1. INTRODUCCIÓN

Las torres autosoportadas son estructuras de uso común en la industria de la radiodifusión y como soporte de antenas para la televisión y la telefonía. Estas estructuras son sensibles a las acciones dinámicas del viento y sismo debido a sus características estructurales de bajo amortiguamiento y flexibilidad. La correcta identificación de las características modales de las torres autosoportadas es de gran importancia para la determinación de las componentes dinámicas de las cargas de viento y sismo; así como para la calibración de modelos computacionales y la identificación de daños a partir de mediciones a escala real. Varias investigaciones internacionales han sido realizadas sobre las diferentes características dinámicas de las torres autosoportadas, entre los principales trabajos se destaca [1-6]. Los estudios internacionales

incorporan como variable dependiente de la respuesta dinámica, el tipo de torre autosoportada y las dividen en dos grandes grupos a partir de las diferentes secciones transversales: triangular o cuadrada. Los estudios de las torres de sección triangular han sido liderados por Khedr y McClure [5] y Sackman [1] y los de las torres de sección cuadrada por Amiri [2, 3]. Estos autores realizan sus investigaciones, esencialmente, sobre el comportamiento de dichas torres bajo las acciones de la carga sísmica, para lo cual es necesario inicialmente realizar la caracterización dinámica.

Khedr y McClure [5], realizan un estudio sobre el comportamiento de las torres autosoportadas de sección triangular. En este trabajo se exponen las diferencias existentes entre el comportamiento de las torres de telecomunicaciones y el de los edificios. El trabajo [5] demostró que, mientras la respuesta de los edificios a los movimientos horizontales de un terremoto se desarrolla esencialmente en su primer modo de oscilación a flexión, en el caso de las torres autosoportadas, se involucran los tres primeros modos a flexión. Además, plantea que las normas desarrolladas para el análisis sísmico de los edificios no toman en cuenta los efectos de los movimientos verticales del terreno, que son tan importantes para las torres, por lo que se hace necesario analizar además el primer modo de oscilación axial. El número de modos escogidos para el análisis dependió del por ciento de participación de la masa, para el caso de los modos a flexión fue del 90% y para los modos axiales el 85%, resultando un rango entre dos y siete modos, en función de la dirección y de cada torre estudiada.

Los estudios realizados por Amiri, Barkhordari et al. [7] en las torres de sección cuadrada, arrojaron que los tres primeros modos a flexión, de las torres mayores de 30m, ocurren en los primeros siete modos de oscilación, mientras que el primer modo a torsión ocurre en el quinto modo de oscilación y que el primer modo axial se encuentra en el modo nueve. Los autores analizan, además, que con los tres primeros modos a flexión se alcanza el 90% de participación de la masa, mientras que, si se analiza el primer modo de oscilación, solamente se tiene en cuenta el 60%. Amiri y Massah [2] realizan un estudio del comportamiento modal a un conjunto de torres autosoportadas que varían su altura entre los 18 y los 67m, y obtuvieron como resultado del análisis de las frecuencias en las torres, que cuando se incrementa la altura, los períodos del modo fundamental a flexión y del primer modo axial también aumentan, mientras que el período del primer modo torsional disminuye. Además, con el incremento de la altura de las torres, el primer modo axial y el primer modo torsional ocurren en los modos más altos.

Madugula [8] basado en los estudios realizados por Sackmann [1] y Mikus [9], concluyó que de forma general en las torres autosoportadas el modo fundamental de flexión es seguido por el primer modo torsional, el primer modo axial ocurre entre los modos 10 y 15, el segundo modo torsional está cerca al tercer modo de flexión y varios de los modos más altos a torsión pueden estar seguidos por modos a flexión, y en ocasiones puede ocurrir la pareja de modos flexión-torsión.

La obtención de las características dinámicas en las estructuras es un paso inicial antes de la realización de ensayos a escala real. El uso de esta técnica para obtener la respuesta dinámica de las estructuras es una práctica que ha tomado gran auge en los últimos años. En particular la identificación de los parámetros modales de estructuras surgió a mediados del siglo pasado. Entre los usos de la identificación de sistemas y la estimación experimental de los parámetros modales se encuentra la identificación de daños [10-13], identificación de fuerzas [14] y la calibración de modelos computacionales que, aunque con el avance de las ciencias informáticas son una herramienta poderosa, el desarrollo de nuevos materiales y la evolución en el diseño de las estructuras obliga a la verificación de las simplificaciones que se realizan en los modelos [15-18].

La obtención de la respuesta de la estructura se realiza utilizando sensores (acelerómetros y strain gauges) los cuales deben ser correctamente ubicados para cumplir con la buena observación. Una de las técnicas que permite verificar esta ubicación son los valores AutoMAC. La matriz AutoMAC permite relacionar las formas modales

obtenidas en diferentes puntos de la torre, para lo cual es necesario realizar inicialmente la caracterización dinámica en cuanto a frecuencias y formas modales de oscilación [19, 20].

El objetivo de este trabajo es la caracterización dinámica de cuatro torres autoportadas de sección triangular a partir de los parámetros periodos de oscilación y por ciento de participación de la masa. En el trabajo se realiza una comparación del comportamiento dinámico de las torres estudiadas con lo descrito en las investigaciones internacionales. Además, se realiza un estudio de sensibilidad para la colocación de acelerómetros utilizando la técnica los valores AutoMAC en vista de realizar posteriores mediciones a escala real de estas estructuras.

2. CARACTERÍSTICAS Y MODELACIÓN COMPUTACIONAL DE LAS TORRES ESTUDIADAS

Para el estudio se seleccionaron cuatro torres autoportadas de sección triangular existentes en Cuba con alturas comprendidas entre 30 y 60m. Las torres son modelos típicos: modelo Versalles de 31m de altura, modelo GT-33, modelo GT-45 y modelo GT-60, de 33, 45 y 60m de altura respectivamente. Los últimos tres modelos corresponden a las torres utilizadas para la transmisión de las comunicaciones en las líneas de ferrocarril de Cuba. En la tabla 1 se muestran las principales características de las torres objeto de estudio

TABLA 1: CARACTERÍSTICAS DE LAS TORRES EN ESTUDIO.

No*	Modelo	Altura (m)	Ancho de la base (m)	Ancho del extremo superior (m)	Masa (ton)
TT-31	Modelo Versalles	31	3	0,8	3,9
TT-33	GT -33 Ferrocarril	33	3,3	1	4,23
TT-45	GT -45 Ferrocarril	45	4,5	1	7,3
TT-60	GT -60 Ferrocarril	60	6	1	11,8

* La nomenclatura indica la primera letra la T de torre, la segunda letra el tipo de sección transversal: triangular (T), y los números indican la altura de la torre.

Las torres objeto de estudio presentan forma troncopiramidal hasta una determinada altura, donde comienza una torreta de sección transversal constante (denominada torreta en este trabajo). Los principales elementos que conforman las torres autoportadas se observan en la figura 1. Las características de la geometría y los tipos de perfiles de las torres TT-31 y TT-60 se muestran en la figura 2. Las torres TT-33 y TT-45 correspondientes a los modelos para el sistema de ferrocarriles están basados en los mismos tipos de perfiles que la torre TT-60, pero eliminando los primeros 27 y 15m respectivamente. Las cuatro torres presentan antenas ubicadas en la torreta. El peso y la ubicación de las antenas se muestran en la tabla 2.

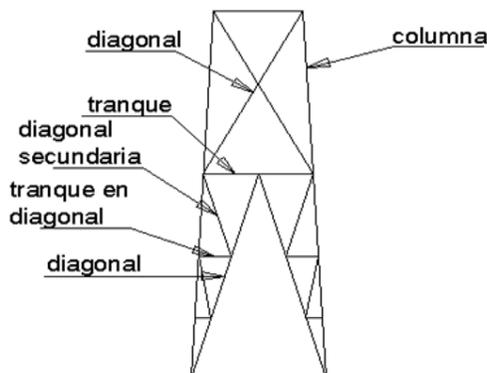
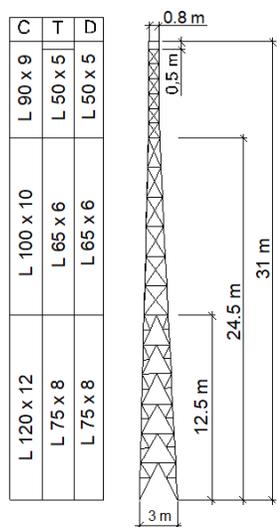


FIGURA 1: ELEMENTOS COMPONENTES DE LAS TORRES AUTOSOPORTADAS.

TABLA 2: CARACTERÍSTICAS DE LAS ANTENAS.

Torre	Cantidad de antenas	Ubicación antenas (m)	Peso (kN) x col
TT-31	1	25,5	0,26
	1	29,5	0,08
TT-33	3	31,00	0,32
	3	25,00	0,31
TT-45	3	43,00	0,32
TT-60	3	58,00	0,32

TT-31 Modelo Versalles



TT-60 Modelo Ferrocarril

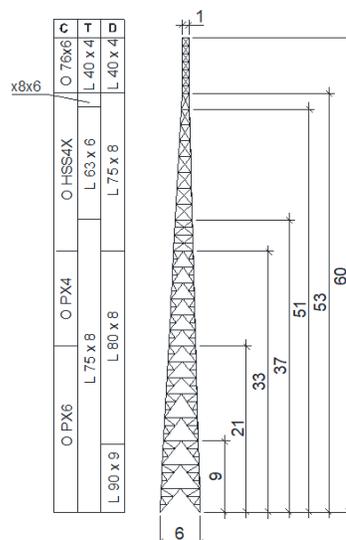


FIGURA 2: CARACTERÍSTICAS DE LAS TORRES AUTOSOPORTADAS TT-31 Y TT-60 (C: COLUMNA, T: TRANQUE, D: DIAGONAL)

La modelación y análisis de las torres se llevó a cabo a través del programa de análisis estructural SAP 2000 (versión 16) basado en el método de elementos finitos. Las torres fueron modeladas como una armadura espacial, reproduciendo de forma detallada cada miembro de la armadura conformando la estructura tridimensional de sección triangular equilátera o cuadrada en dependencia de la torre analizada. La estructura en su conjunto se consideró con seis grados de libertad. Los elementos de la armadura fueron modelados como barras, elementos lineales con dos nudos extremos. Las características de la sección de los elementos de la armadura se introducen en el programa, el cual de forma automática determina las propiedades geométricas (área, inercia, etc).

Las columnas se consideraron continuas en todos los modelos desde la base hasta la cima, porque la unión entre ellas es a tope con doble plancha y seis pernos en el sentido longitudinal que garantizan la transmisión de momentos. Las columnas se encuentran arriostradas por los tranques los cuales disminuyen la longitud de pandeo del elemento y rigidizan la estructura. La unión entre los elementos tranques y columna, se consideró articulada al igual que las diagonales y diagonales secundarias, tranques interiores, tranques y tranques secundarios, debido a que en todos los casos la unión entre estos elementos se realiza mediante uno o dos pernos en dependencia de la torre en cuestión. Las condiciones de apoyo fueron consideradas empotradas debido a que sus patas tienen apoyos independientes empotrados a la cimentación por medio de planchas de acero ancladas con pernos a la masa de hormigón y unidas con pernos a las patas de la torre.

El material que conforma los elementos de todas las torres es acero de calidad A-36 (Tensión de fluencia 250MPa, Tensión de rotura 400 MPa), el módulo de elasticidad del material o módulo de Young (E) es de $2 * 10^5$ MPa; sus propiedades se consideraron linealmente elásticas y constantes en el tiempo. El valor de la resistencia del acero no es significativo en el análisis del estudio realizado.

2.1. Análisis Modal

El análisis modal fue realizado a las cuatro torres objeto de estudio con el objetivo de obtener sus características dinámicas y establecer criterios generales en cuanto a su comportamiento a partir de la comparación de los resultados obtenidos en estudios internacionales. El análisis modal está basado en la rigidez, el amortiguamiento y la masa de la estructura, se basa en el hecho de que las respuestas de las vibraciones de un sistema dinámico invariante en el tiempo pueden ser expresadas como la combinación lineal de un conjunto de movimientos armónicos simples llamados modos naturales de vibración. Los modos naturales de vibración son inherentes a un sistema dinámico y son determinados completamente por sus propiedades físicas (masa, amortiguamiento y rigidez) y su distribución espacial.

El análisis modal fue realizado a las cuatro torres utilizando como herramienta el software de análisis de estructuras SAP-2000 versión 16. Este software proporciona dos métodos para la realización de análisis modal: el método de los vectores propios (Eigenvector) y el Método de Ritz. El método de vectores propios es el utilizado en este trabajo ya que determina la forma de los modos de vibraciones libres sin amortiguamiento (vectores propios) y las frecuencias propias (valores propios) de la estructura. Las masas de cada elemento y de las antenas fueron concentradas en los puntos de intersección de las columnas de la torre con los tranques y las diagonales, para evitar la formación de modos locales que no aportan información de la estructura en su conjunto.

Fueron seleccionados dos aspectos fundamentales que permiten caracterizar el comportamiento dinámico de las torres: períodos de oscilación y por ciento de participación de las masas según cada modo. Los por ciento de participación de la masa están determinados por la importancia relativa de cada modo en la respuesta dinámica de la estructura. Estos valores representan el grado en que la respuesta dinámica es excitada por un modo específico. El factor de participación (L_i) y la masa modal (M_i) se definen según las ecuaciones 1 y 2.

$$L_i = \sum_j^n m_j a_{ij} \quad (1)$$

$$M_i = \sum_j^n m_j a_{ij}^2 \quad (2)$$

Donde:

m_j = masas concentradas

a_{ij} = desplazamiento de la masa j en el modo i

La relación $\frac{L_i^2}{M_i}$ puede entenderse como la cantidad de masa que tiene participación en una respuesta modal específica. La relación de participación de la masa para un modo dado se calcula con la expresión de la ecuación 3.

$$r_i = \frac{L_i^2 / M_i}{M_{total}} \quad (3)$$

Donde M_{total} es la masa total del sistema. Estas relaciones son expresadas en porcentaje.

La herramienta SAP 2000 utilizada para este análisis, permite fijar la cantidad de modos de vibración que se requieran analizar, logrando la obtención de los períodos de oscilación y el por ciento de participación de la masa que involucra cada uno de los modos. El análisis modal de las torres fue considerado hasta el modo número 30.

2.2. Definición de parámetros para estudio de sensibilidad en la colocación de los acelerómetros

En la segunda parte del trabajo se realiza un estudio de sensibilidad para la colocación de acelerómetros utilizando la técnica de los valores AutoMAC en vista de realizar posteriores mediciones a escala real de las cuatro torres autosoportadas objeto de estudio.

La ubicación de los sensores es un aspecto fundamental para el procesamiento de las señales y la identificación de parámetros modales cuando se realiza un ensayo a escala real. Cuando se colocan los sensores en puntos nodales, definiendo estos como puntos donde las formas modales presentan cruces, los datos registrados no proveen información válida para algunos modos, específicamente para los modos donde los nodos coincidieron con la posición de los sensores. Otra razón para elegir adecuadamente la posición de los sensores es que su realización incorrecta puede llevar a obtener modos muy similares debido a la pobre distribución espacial de los sensores. La elección de la posición de los sensores depende de la cantidad de sensores disponibles y la información de las formas modales que se quiere investigar.

La determinación de los valores de AutoMAC está basada en los conceptos de Criterio de Garantía Modal (MAC, siglas en inglés) definida como la forma numérica más usada para cuantificar la correlación entre modos [15, 21]. Se puede emplear para relacionar formas modales medidas $\bar{\phi}_j$ y formas modales obtenidas computacionalmente ϕ_i , como una herramienta en la calibración de modelos.

$$MAC(\phi_i, \bar{\phi}_j) = \frac{|(L\phi_i)^T \bar{\phi}_j|^2}{\|L\phi_i\|_2^2 \|\bar{\phi}_j\|_2^2} \quad (4)$$

En la expresión 4 el vector L se encarga de seleccionar los mismos grados de libertad de las formas modales medidas y las computacionales para poder comparar. Los valores MAC brindan una medida de la consistencia entre dos vectores, es decir ofrecen un criterio de la linealidad entre estos. Sus valores se encuentran entre cero y uno, representando una inconsistente o perfecta consistencia entre los vectores, respectivamente. Por otra parte, los valores AutoMAC permiten verificar si es correcta la elección de la posición de los sensores. Dichos valores relacionan dos posiciones medidas, de ahí el término Auto. La matriz AutoMAC es una matriz simétrica caracterizada por valores iguales a la unidad en su diagonal. Si se seleccionan dos puntos y su valor AutoMAC es cercano a la unidad significa que los puntos seleccionados están captando el mismo modo, lo

cual no es conveniente. De forma inversa, si los valores son cercanos a cero significa que los puntos están captando modos diferentes, siendo esta una buena selección de puntos para la colocación de los acelerómetros. De forma general, se dice que cuando se obtienen valores AutoMAC menores a 0,5 las posiciones son correctas [19]. Este criterio fue adoptado en el trabajo para el estudio de la sensibilidad de sensores en cada una de las torres. El criterio inicial para la colocación de los acelerómetros estuvo basado en la ubicación equidistante de los sensores en función de la altura de las torres y en las formas modales. La obtención de valores de AutoMAC se realizó usando el programa MatLab y su interacción con SAP 2000. El SAP 2000 realiza el análisis modal y el MatLab se encarga de extraer los grados de libertad de interés de las correspondientes posiciones de los sensores y realiza el cálculo de los valores AutoMAC.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados estuvieron basados en dos partes: en la primera se muestra la caracterización dinámica de las torres autosoportadas a partir del análisis modal y la comparación de su comportamiento con la bibliografía referenciada y en la segunda parte se muestran los resultados del estudio de sensibilidad para la colocación de acelerómetros para futuras mediciones a escala real de estas estructuras.

3.1. Caracterización dinámica de las torres autosoportadas objeto de estudio

Existen tres tipos de modos de vibración que se presentan en las torres autosoportadas: modo flexor, torsor y axial. Estos modos surgen de diferentes maneras en las torres y además dependen de la altura de las mismas [1, 7]. En las torres objeto de estudio fueron analizados los primeros 30 modos y se observó que surgen una gran cantidad de modos locales en todas las torres, por esta razón no se observó la presencia de modo axial en los primeros 30 modos. Los resultados mostrados corresponden al análisis de los períodos de oscilación de los tres primeros modos a flexión y el primer modo torsor, así como los por ciento de participación de la masa de los tres primeros modos flectores de las torres sin antenas.

En todos los modelos de torres analizados, los cuatro primeros modos de vibración conforman los dos primeros modos a flexión de la estructura, estos modos son acoplados y cada uno actúa en una de las direcciones x o y . La ubicación del tercer modo a flexión varía para cada una de las torres. En todas las torres, excepto en la TT-33, ocurren los tres primeros modos a flexión en los primeros siete modos y el primer modo a torsión se encuentran en el modo de vibración número cinco, coincidiendo con los resultados de los estudios realizados por Amiri [2]

para torres mayores de 30 m, donde plantea que el primer modo a torsión se encuentra después del segundo modo a flexión y cerca del tercero. En la torre TT-33 no se cumple este comportamiento debido a que presenta modos locales intermedios, el tercer modo flector surge en el modo 12 y el primer modo torsor aparece en el modo 11. En la tabla 3 se muestra a modo de ejemplo un fragmento de los resultados del análisis modal para la torre modelo TT-45, representando el tipo de modo (F: flector, T: torsor) y por ciento de participación de la masa de cada uno de los modos de vibración. Los períodos a flexión en cada dirección principal se encuentran bien separados en todas las torres que corresponde con los resultados obtenidos por Amiri, Barkhordari et al. [7]. Ninguna de las torres analizadas presentó inversión en el primer modo de oscilación, lo verifica el comportamiento de estructura tipo voladizo que caracteriza estas estructuras. En la figura 3 se muestra a modo de ejemplo los gráficos de los modos para la torre TT-31.

TABLA 3: RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL TORRE TT-45.

Tipo de modo	Modo	Período (s)	% Particip.			Suma% Particip.			% Particip.			Sum % Particip.		
			UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1 F	1	0.55	15%	23%	0%	15%	23%	0%	34%	22%	0%	34%	22%	0%
	2	0.55	23%	15%	0%	38%	38%	0%	22%	34%	0%	56%	56%	0%
2F	3	0.17	7%	18%	0%	44%	56%	0%	1%	0%	0%	57%	57%	0%
	4	0.17	18%	7%	0%	62%	62%	0%	0%	1%	0%	57%	57%	0%
1T	5	0.11	0%	0%	0%	62%	62%	0%	0%	0%	62%	57%	57%	62%
3F	6	0.10	1%	2%	0%	63%	64%	0%	1%	0%	0%	58%	58%	62%
	7	0.10	2%	1%	0%	65%	65%	0%	0%	1%	0%	59%	59%	62%

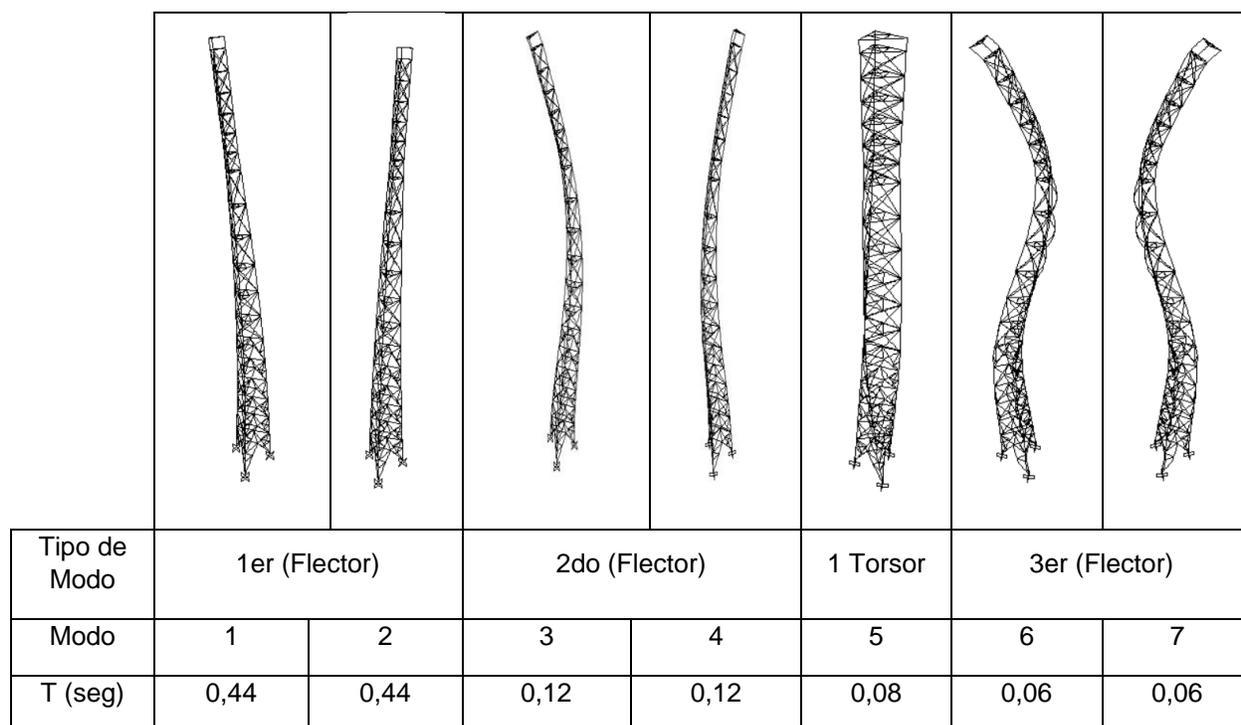


FIGURA 3: MODOS DE OSCILACIÓN DE LA TORRE DE SECCIÓN TRIANGULAR MODELO VERSALLES (TT-31) Y SUS PERÍODOS DE OSCILACIÓN

La figura 4 muestra como con el incremento de la altura de las torres aumenta el período de oscilación del primero, segundo y tercer modo a flexión coincidiendo con los resultados obtenidos por Amiri, Barkhordari et al. [7].

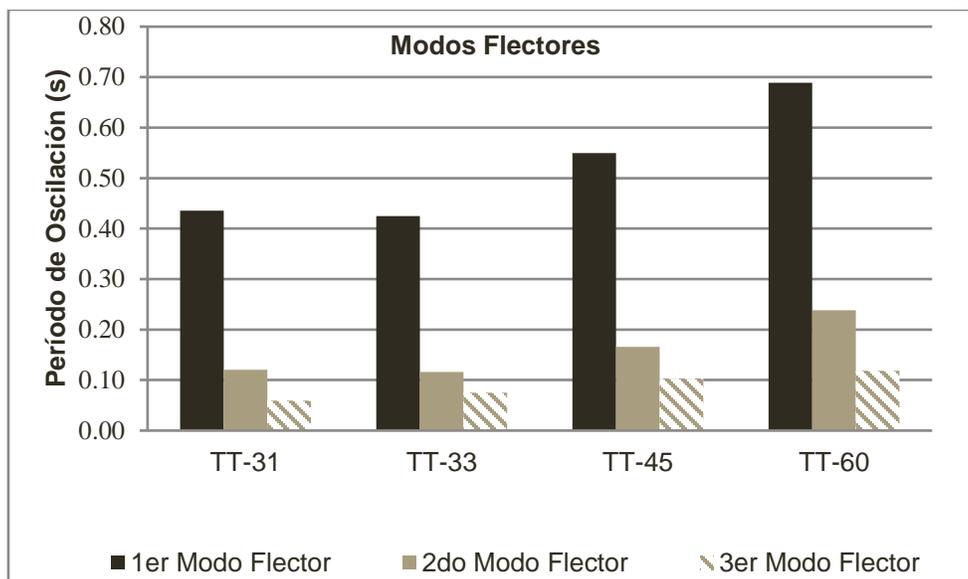


FIGURA 4: GRÁFICO DE LOS VALORES DE LOS PERÍODOS DE OSCILACIÓN EN LOS MODOS FLECTORES

Respecto a los modos torsores, Amiri, Barkhordari et al. [7] exponen que con el incremento de la altura de las torres decrecen los períodos de oscilación, sin embargo en las torres objeto de estudio no se observa ninguna regularidad en este aspecto como se muestra en la figura 5.

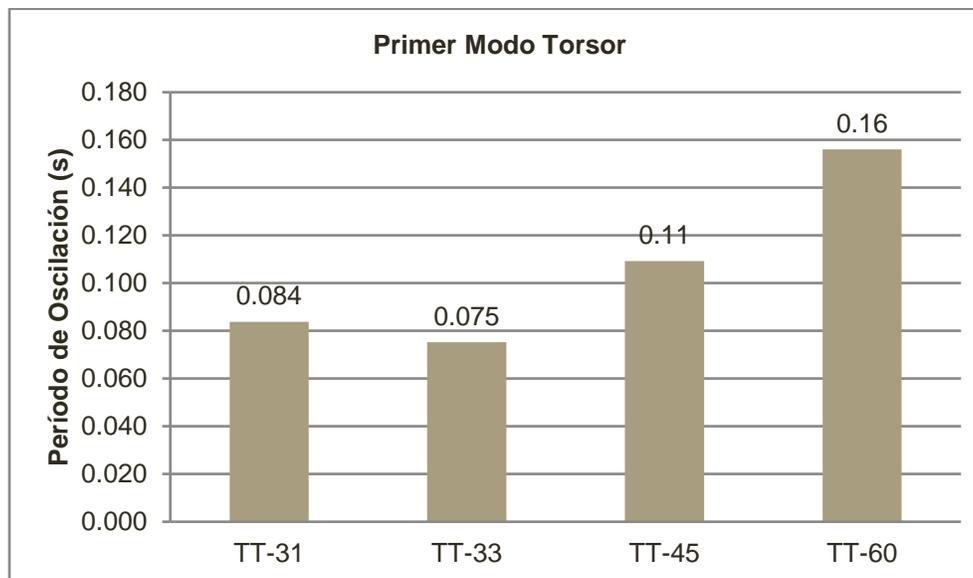


FIGURA 5: GRÁFICO DE LOS PERÍODOS DE OSCILACIÓN DEL PRIMER MODO TORSOR

En todas las torres, el mayor por ciento de participación individual de la masa se encuentra en el primer modo a flexión, que es el modo fundamental. En el primer modo a flexión de cada torre se alcanza menos del 50% de participación de la masa, igual a lo planteado por Amiri y Massah [2]. Aunque, en ninguna de las torres se cumple que los tres primeros modos a flexión alcancen el 90% de participación de la masa como se evidencia en la figura 6.

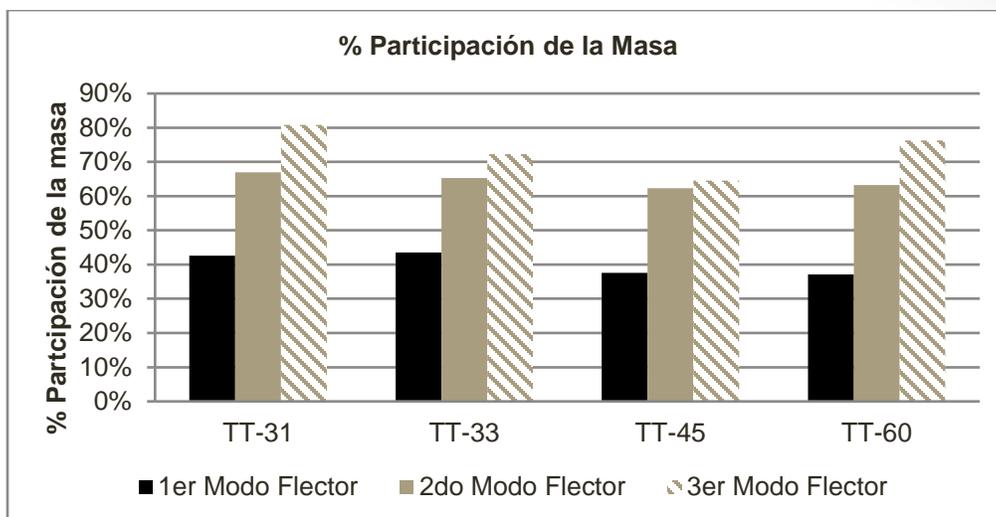


FIGURA 6: GRÁFICO DE POR CIENTOS DE PARTICIPACIÓN DE LA MASA SEGÚN DIFERENTES MODOS FLECTORES DE OSCILACIÓN.

En cuanto a la caracterización dinámica de las torres considerando la presencia de antenas se obtuvo que aumentan los valores de los períodos de oscilación del primer y segundo modo flector, ver tabla 4. Las características de los modos de oscilación en cuanto a su orden de aparición, valores de los períodos de oscilación del tercer modo flector y del modo torsor, así como los valores de los por cientos de participación de la masa son iguales a los obtenidos cuando no se considera la presencia de las antenas. Estos resultados pueden estar dados porque son muy pocas las antenas que presentan las torres casos de estudio. No se pueden llegar a conclusiones definitivas respecto a la modificación del comportamiento dinámico en las torres autosoportadas producto de la presencia de las antenas.

TABLA 4: PERÍODOS DE OSCILACIÓN 1RO Y 2DO MODO FLECTOR CON Y SIN LA PRESENCIA DE ANTENAS

Torres	Sin antenas		Con Antenas	
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
TT-31	0,44	0,120	0,45	0,122
TT-33	0,42	0,116	0,46	0,116
TT-45	0,55	0,166	0,58	0,175
TT-60	0,69	0,238	0,72	0,249

3.2. Estudio de sensibilidad para colocación de acelerómetros

El estudio de sensibilidad se realizó en todas las torres considerando la presencia de las antenas. Para el estudio de sensibilidad se ubicaron tres acelerómetros en cada altura, un acelerómetro mide en la dirección de x y dos miden en la dirección de y , esta cantidad de sensores es suficiente para tener en cuenta los modos torsionales debido a que las torres son de sección triangular. Las alturas escogidas para la posición de los sensores y la cantidad total de puntos de medición para cada torre se muestran en la tabla 5. Con estas posiciones se realizó el análisis de los valores AutoMAC y se validaron las posiciones elegidas. Fueron escogidos siete modos para el estudio en las torres TT-31, TT-45 y TT-60 y cinco modos para la torre TT-33, siendo estos los modos donde aparecen las formas principales de oscilación de las torres (primeros modos a flexión y primer modo torsor, sin presencia de modos locales). La tabla 5 muestra los mayores valores de AutoMAC obtenidos para cada una de las torres con las posiciones iniciales.

TABLA 5: CARACTERÍSTICAS DE LA UBICACIÓN INICIAL DE LOS ACELERÓMETROS Y VALORES DE AUTOMAC.

Torre	Alturas (m)	Cantidad de puntos de medición	Mayores valores de AutoMAC obtenidos
TT-31	31; 20,5; 12,5	9	0,50
TT-33	33; 26; 14	9	0,55
TT-45	45; 38; 28; 14	12	0,68
TT-60	60; 53; 45; 29; 19	15	0,55

La tabla 5 muestra un valor elevado de AutoMAC para la torre modelo TT-45, se procedió a cambiar las posiciones de los sensores hasta obtener valores de AutoMAC inferiores a 0,6. Este estudio arrojó que cuando se mueven los sensores del tope de la torre al nivel inmediato inferior donde se encuentran colocadas las antenas los valores de AutoMAC disminuyen considerablemente. La tabla 6 muestra las posiciones finales de los sensores y sus correspondientes valores de AutoMAC. La figura 7 muestra a modo de ejemplo la distribución final de sensores en la torre TT-31, para el resto de las torres se procedió de forma similar según las alturas escogidas para cada una.

TABLA 6: CARACTERÍSTICAS DE LA UBICACIÓN DE LOS ACELERÓMETROS Y VALORES DE AUTOMAC.

Torre	Alturas (m)	Cantidad de puntos de medición	Mayores valores de AutoMAC obtenidos
TT-31	29,5; 20,5; 12,5	9	0,18
TT-33	31; 26; 14	9	0,35
TT-45	43; 38; 28; 14	12	0,53
TT-60	58; 53; 45; 29; 19	15	0,45

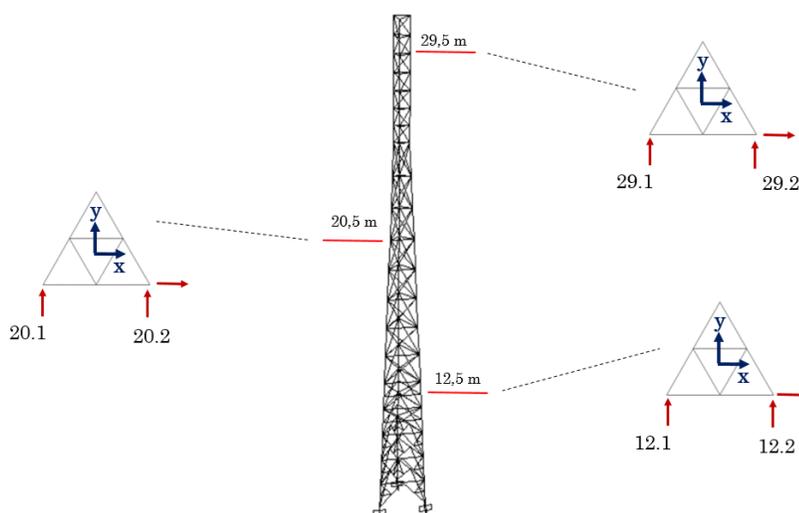


FIGURA 7: DISTRIBUCIÓN DE ACELERÓMETROS EN LA TORRE TT-31. LA NUMERACIÓN IDENTIFICA NIVEL DEL PUNTO Y UBICACIÓN EN SECCIÓN TRANSVERSAL.

Las figuras 8 a 11 muestran la matriz AutoMAC para las alturas seleccionadas en la tabla 6 para cada una de las torres. En las figuras se observa una matriz simétrica con valores igual a la unidad en su diagonal y los restantes valores se encuentran entre 0 y 0,6 aproximadamente. La presencia de valores inferiores a 0,6 significa que las

posiciones de los sensores elegidas son correctas ya que valores cercanos a cero representan que las posiciones captan modos diferentes.

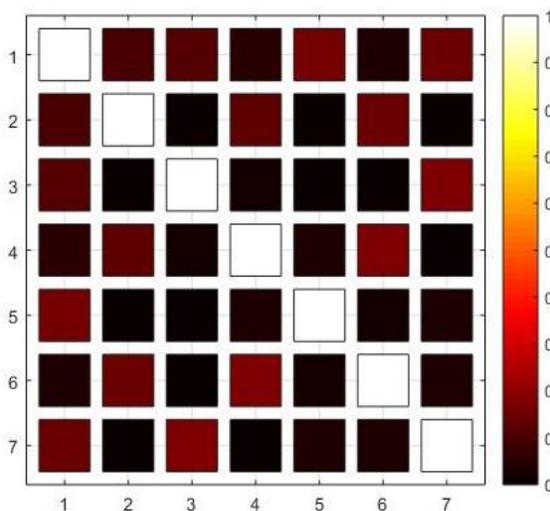


FIGURA 8: MATRIZ AUTOMAC PARA LA TORRE TT-31

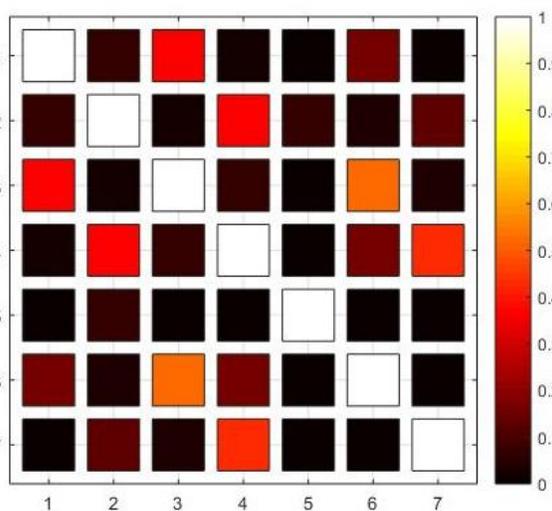


FIGURA 9: MATRIZ AUTOMAC PARA LA TORRE TT-45

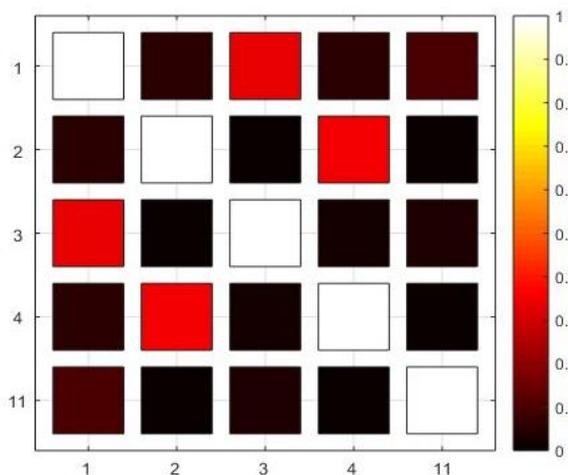


FIGURA 10: MATRIZ AUTOMAC PARA LA TORRE TT-33

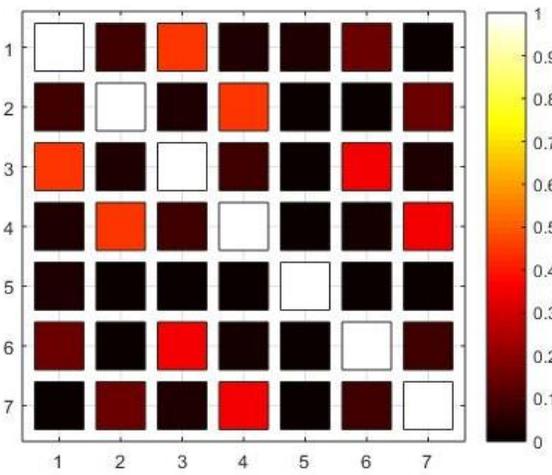


FIGURA 11: MATRIZ AUTOMAC PARA LA TORRE TT-60

4. CONCLUSIONES

El orden de aparición de los modos flectores y torsores en las torres objeto de estudio coinciden con lo especificado en la bibliografía internacional, excepto en la torre TT-33 debido al surgimiento de modos locales.

El comportamiento de los modos flectores de las torres objeto de estudio con respecto a la altura se corresponden con lo descrito en las publicaciones internacionales, sin embargo, no se observaron regularidades en cuanto al comportamiento de los modos torsores.

El estudio de sensibilidad para la colocación de los acelerómetros y posterior realización de ensayos a escala real arrojó en todas las torres que se obtienen menores valores de AutoMAC cuando se utiliza como punto máximo la altura donde se encuentran ubicadas las antenas que cuando son colocados los sensores en el tope de la torre. Se llega a la conclusión que la cantidad de puntos de medición está en dependencia de la altura de la torre y la colocación equidistante de estos puntos.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] V. Sackmann, Prediction of natural frequencies and mode shapes of self-supporting lattice telecommunication towers. Montreal: Dept. of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University. 1996.
- [2] G. Amiri and S. R. Massah, "Seismic response of 4-legged self-supporting telecommunication towers," IJE Transactions B: Applications, vol. 20, no. 2, pp. 107-126, 2007.
- [3] G. Amiri and A. Boosta, "Dynamic Response of Antenna-Supporting Structures", presented at the 4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, Quebec, Canada, 2002.
- [4] A. Pippi, J. K. Junior, and M. A. Silva Pinheiro, "Evaluation of dynamic characteristics in a transmission line latticed steel tower," in X International Conference on Structural Dynamics, EURODY, vol. 199, pp. 122-127, 2017.
- [5] M. A. Khedr and G. McClure, "Earthquake amplification factors for self-supporting telecommunication towers," Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 26, pp. 208-215, 1999.
- [6] J. Da Silva, P. Vellasco, S. de Andrade, and L. de Lima, "Structural Analysis of Guyed Steel Telecommunication Towers for Radio Antennas," Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering vol. 29, no. 2, 2007.
- [7] G. G. Amiri, M. A. Barkhordari, S. R. Massah, and M. R. Vafaei, "Earthquake Amplification Factors for Self-supporting 4-legged Telecommunication Towers. ," World Applied Sciences, vol. 2, no. 6, pp. 635-643, 2007.
- [8] M. Madugula, Dynamic response of lattice towers and guyed masts. Virginia, USA, 2002.
- [9] J. Mikus, "Seismic analysis of self-supporting telecommunications towers," PhD, Dept. of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, 1994.
- [10] R. Rodrigues de Souza, L. Fleck, G. McClure, F. Alminhana, and J. Kaminski, "Reliability assessment of existing transmission line towers considering mechanical model uncertainties.," Engineering Structures, vol. 237, 2021.
- [11] L. He, E. Reynders, V. Zabel, G. Marano, B. Briseghella, and G. De Roeck, "Substructuring-based damage assessment of a steel railway bridge using operationa modal data," in Experimental Vibration Analysis for Civil Structures, pp. 203-209, 2020.
- [12] G. Zini, M. Betti, G. Bartoli, and S. Chiostri, "Frequency vs time domain identification of heritage structures," Procedia Structural Integrity, vol. 11, pp. 460-469, 2018.
- [13] D. Kaoshan, Y. Wang, H. Yichao, Z. Weidong, and Y. Xu, "Development of a midified stochastic subspace identification method for rapid structural assessment of in-service utility-scale wind turbine towers," Wind Energy, vol. 20, 2017.
- [14] A. Kazemi Amiri and C. Bucher, "A procedure for in situ wind load reconstruction from structural response only based on field testing data," Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 167 pp. 75-86, 2017.
- [15] H. Park, Y. Kim, and B. Oh, "A model updating method with strain measurement from impact test for the safety of steel frame structures," Measurement, vol. 102, pp. 220-229, 2017.
- [16] K. Luis García, K. Maes, V. Elena Parnás, and G. Lombaert, "Operational modal analysis of a self-supporting antenna mast," Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 209, 2021.
- [17] J. Zhang, K. Maes, G. De Roeck, and G. Lombaert, "Model updating for a large multi-span quasi-periodic viaduct based on free wave characteristics," Journal of Sound and Vibration, vol. 506, no. 1, 2021.
- [18] A. Altunisik, F. Yesevi Okur, A. fuat Genc, M. Gunaydin, and A. Suleyman, "Automated model updating of historical masonry Structures based on ambient vibration measurements," Journal of Performance of Constructed Facilities, vol. 32, no. 1, 2018.
- [19] K. Maes et al., "Verification of joint input-state estimation for force identification by means of in situ measurements on a footbridge," Mechanical Systems and Signal Processing, vol. 75, pp. 245-260, 2016.
- [20] I. Duvnjak, D. Damjanovic, M. bartolac, and A. Skender, "Mode shape-based damage detection method (MSDI): Experimental validation," Applied Sciences, vol. 11, 2021.
- [21] K. Luis García, V. Elena Parnás, K. Maes, and G. Lombaert, "Mediciones a escala real de torre autosoportada empleando acelerómetros y strain gauges," Ingeniería y Desarrollo. Universidad del Norte, vol. 38, no. 1, pp. 259-278, 2020

Propuesta de metodología para la evaluación constructiva de edificios

Methodology proposal for the constructive evaluation of buildings



Liyen Pérez Quiñones¹, Marietta Llanes Pérez²

¹Ingeniera Civil, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”, Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. La Habana. Cuba. E- mail: liyenpq@civil.cujae.edu.cu

²Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias Técnicas, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”, Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. La Habana. Cuba. E- mail: marietta@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

El estado actual de un gran número de edificios, donde las lesiones se encuentran en la totalidad de los sistemas que lo conforman y las escasas herramientas de estimación en el área de la construcción, conllevó a la conformación de un procedimiento para la valoración de las edificaciones. Se propuso que, a partir de inspecciones realizadas a los edificios para obtener la información necesaria, se aplicaran herramientas de la confiabilidad operacional. Para ello se presentaron tres métodos que darán como resultado el nivel de criticidad de las lesiones identificadas. El estudio para determinar las causas- consecuencias de las fallas se planteó por el Diagrama de Ishikawa y para la tabla resumen de los resultados se sugirió el uso del Análisis de Modos de Fallos y Efecto de su Criticidad (FMECA), concediendo un orden a partir de los valores y niveles de criticidad obtenidos o de la valoración cualitativa de los parámetros analizados. Como últimos puntos se declaró, realizar una propuesta de intervención y las soluciones para la reparación del edificio. Estos procedimientos ofrecen la información suficiente y fundamentada para la toma de decisiones, después de la valoración exhaustiva o no de los sistemas o partes componentes de la edificación.

Palabras claves: crítico, deterioro, evaluación, jerarquización, metodología

ABSTRACT

The current state of many buildings, where injuries are found in all the systems that comprise it and the few estimation tools in the construction area, led to the establishment of a procedure for the assessment of the buildings. It was proposed that, based on inspections made to the buildings to obtain the necessary information, operational reliability tools be applied. For this, three methods were presented that will result in the level of criticality of the identified lesions. The study to determine the causes-consequences of the failures was proposed by the Ishikawa Diagram and for the summary table of the results the use of the Failure Modes Analysis and Effect of Criticality (FMECA) was suggested, granting an order based on of the values and levels of criticality obtained or of the qualitative assessment of the parameters analyzed. As last points it was declared to make a proposal for intervention and solutions for the repair of the building. These procedures offer sufficient and well-founded information for decision-making, after exhaustive evaluation or not of the systems or component parts of the building.

Keywords: critical, deterioration, evaluation, hierarchization, methodology

Nota Editorial: Recibido: agosto 2021; Aceptado: septiembre 2021

1. INTRODUCCIÓN

La aparición y evolución de deterioros en una edificación puede estar sujeta a un sinnúmero de factores, entre los que se encuentran el prolongado uso del inmueble, una vez que culminó con el tiempo de vida útil de proyecto, el cambio de uso con la posible variación de cargas para las cuales fue diseñado, eventos meteorológicos que no fueron tomados en cuenta en su concepción, equivocaciones cometidas en cualquiera de las etapas de proyecto, inadecuada explotación, entre otras. Pero sin dudas, los daños provocados por las causas antes mencionadas y otras pueden ser minimizados, si se lleva a cabo un adecuado mantenimiento. El cual se define como el conjunto de técnicas o tecnologías que aseguran la correcta utilización de las instalaciones y el continuo funcionamiento de un sistema para conseguir, a un costo competitivo, la disponibilidad de este [1,2].

El mantenimiento constructivo, en muchas instituciones que cuentan con personal para acometer estas tareas, se resume en corregir aquellas lesiones que aparecen en la edificación, siendo en muchos casos, acciones tardías que ocultan las verdaderas causas de las fallas, las que llegan a evolucionar hasta una tercera generación provocando grandes afectaciones funcionales o estructurales, que derivan en altos gastos por concepto de reparaciones. Esto ocurre debido a la falta de personal calificado para la inspección, detección y evaluación de los deterioros que aparecen en el edificio.

El primer paso, para acometer una correcta intervención, es realizar un adecuado diagnóstico y evaluación de la edificación. Donde se identifique el total de lesiones en cada uno de los sistemas presentes en el inmueble, así como el análisis de las causas que condujeron a ello. Además, es de suma importancia el reconocimiento de las posibles consecuencias asociadas a dichos deterioros, para los casos donde la intervención no resulta una acción inmediata.

Es necesario contar o contratar personal capacitado para aplicar técnicas de evaluación que garanticen el correcto proceder en el diagnóstico e intervención de la edificación, con las soluciones que mejor se adapten a las condiciones del inmueble. Lo cual conllevaría a un buen manejo desde el punto de vista económico en un plazo conveniente para evitar la desmedida evolución patológica de las lesiones existentes.

La Confiabilidad Operacional generalmente no es utilizada para la evaluación del patrimonio construido, a pesar de contener una serie de procesos de mejora continua, que incorpora en forma sistemática, avanzadas herramientas de diagnóstico, metodologías de análisis y nuevas tecnologías, para optimizar la gestión, planeación, ejecución y control del mantenimiento [3]. Algunas empresas de proyectos en Cuba utilizan estos métodos solo para la evaluación o gestión de riesgos del proyecto en cuestión.

Estas herramientas resultan muy útiles para determinar el estado más o menos crítico de cualquier sistema, incluso pueden ser aplicadas a elementos tan simples como se quiera. Estos métodos son usados generalmente en sistemas complejos asociados a industrias, parques automotores, sistemas de automóviles, etc. Pero no por ello se pueden desestimar para la evaluación de edificios, pues ofrecen valores importantes para la toma de decisiones [1, 2, 4-7].

Las metodologías que más se destacan en la literatura para la evaluación de edificaciones, están dirigidas fundamentalmente a edificios patrimoniales de gran valor histórico o a aquellas construcciones vulnerables a desastres naturales. Siendo en los primeros procedimientos muy específicos para determinados materiales o elementos y en el segundo caso, enfocadas generalmente en la estructura portante del edificio.

De ahí que combinando estas y otras herramientas, se propone una metodología que permita de una manera diferente, evaluar el estado técnico constructivo de cualquier tipo de edificación, siendo aplicable a todos sus sistemas y elementos. Con lo cual se puede obtener una valoración general y un análisis detallado de todas las partes contempladas, tanto pertenecientes al sistema estructural o al no estructural, presentando como últimos puntos las propuestas de intervenciones y soluciones a los sistemas afectados por los deterioros identificados en la edificación.

2. METODOLOGÍA PROPUESTA

A partir de consultas a bibliografía especializada, tanto en la rama de la construcción como en diagnóstico de sistemas y de la aplicación práctica de herramientas de la Confiabilidad Operacional, se propone la siguiente metodología para la evaluación técnico-constructiva de una edificación.

- Inspección preliminar
- Inspección detallada

- Agrupamiento de los deterioros dependiendo del sistema que afectan
- Selección de las herramientas más convenientes para el objeto de estudio
- Aplicación de la herramienta Delphi para la ponderación de los impactos
- Aplicación de las herramientas seleccionadas
- Análisis causa- consecuencia
- Jerarquización de los deterioros según criticidad
- Propuesta de intervención
- Propuesta de soluciones

2.1. Inspección preliminar

En estas inspecciones se debe llevar a cabo la revisión de antecedentes para determinar los datos técnicos de la edificación. Debe quedar registrado el año de construcción, el sistema constructivo, materiales, intervenciones anteriores, etc. Es decir, todas las características y datos que aporten para el conocimiento del edificio [8].

Además, se deben realizar varias inspecciones visuales para la identificación y ubicación de los deterioros que presente el caso de estudio.

2.2. Inspección detallada

Las inspecciones detalladas estarán dirigidas a los elementos de mayor complejidad, tanto estructural como patológica, haciendo un reconocimiento profundo de las características de estos. En estas inspecciones no son suficientes los métodos organolépticos, por lo que es necesaria la realización de ensayos para determinar con mayor certeza el grado de deterioro de cada uno [8].

2.3. Agrupamiento de los deterioros dependiendo del sistema que afectan

Al identificar todos los sistemas de la edificación, entre los que pueden estar sistema de impermeabilización, sistema estructural, sistema de abastecimiento, sistema de evacuación, sistema eléctrico, entre otros, es conveniente asociar los deterioros identificados al sistema que afecta, o lo que es lo mismo, hacer grupos de deterioros que afectan a un mismo sistema.

2.4. Selección de las herramientas más convenientes para el objeto de estudio

Para esta metodología se proponen tres herramientas de la confiabilidad operacional, Análisis de Criticidad, Técnica de Pareto y Método de los Impactos. De forma general con las tres herramientas se obtiene el nivel de criticidad del elemento o sistema analizado.

- Análisis de criticidad

Existen dos vías para la utilización del método, a través de la ecuación o haciendo uso de la matriz. En la aplicación de cualquiera de los métodos es necesario completar la siguiente secuencia [9]:

- Segmentación en sistema de poca complejidad
- Identificación de eventos o peligros (deterioros)
- Estimación de frecuencia de deterioros
- Estimación de consecuencia de deterioros

Cuando se decide realizar el análisis por la ecuación se obtiene el nivel de criticidad de cada deterioro identificado en el sistema [2, 4].

$$C = F * I * D \quad (1)$$

Donde:

C- Nivel de criticidad que presenta el objeto de estudio

F- Frecuencia con que aparece el deterioro

I- Impacto o consecuencia provocada por el deterioro

D- Dificultad de detección de la lesión en cuestión

Si se decide el uso de la matriz criticidad al interpolar la frecuencia de aparición con el impacto, se obtiene el grado de criticidad para el deterioro analizado.

- Técnica de Pareto

Para la aplicación de esta herramienta, también conocida como 80- 20, es necesario identificar el porcentaje de deterioros más críticos, siendo estos los que provocan los mayores impactos. Un diagrama de Pareto es una gráfica que representa en forma ordenada en cuanto a importancia o magnitud, la frecuencia de la ocurrencia de las distintas causas de un problema [7, 10, 11].

- Método de los impactos

Este método se basa en analizar diversos parámetros técnicos- económicos y en función de su importancia se categoriza cada parámetro en A, B o C. Con la observación que cada parámetro se valora individualmente sin pensar en la influencia en los demás, como si él solo decidiera la clasificación. Al final se suman por categoría y se decide cuál es la que le corresponde al deterioro [6].

2.5. Aplicación de la herramienta Delphi para la ponderación de los impactos

El método Delphi, es utilizado para el pronóstico y evaluación, está considerado como uno de los métodos subjetivos más confiables. Constituye un procedimiento para confeccionar un cuadro de la evolución de diferentes situaciones. Con la utilización de tablas estadísticas se procesan las opiniones de expertos en el tema tratado. Este método es capaz de rebasar el marco de las condicionantes actuales más señaladas de un fenómeno y alcanzar una imagen integral y más amplia de su posible evolución [12].

En la aplicación del Análisis de Criticidad se deben definir los campos que son afectados por los deterioros, y a su vez se debe asignar un valor, procurando que la sumatoria de todos los campos sea igual a 5 (valor máximo del impacto establecido en la matriz de criticidad).

Se sugiere la utilización de este método de criterio de expertos para la determinación de estos parámetros, que requieren de especialistas para asegurar un resultado confiable en el análisis y evaluación de la edificación, ya que los campos definidos, así como su importancia, pueden variar dependiendo del programa arquitectónico al que pertenezca el edificio a evaluar.

2.6. Aplicación de las herramientas seleccionadas

Una vez seleccionada la herramienta que más se ajuste a las condiciones e información existente de los deterioros y sistemas del objeto de estudio, se procede a su aplicación.

- Análisis de Criticidad a través de la ecuación

Para desarrollar este análisis, el primer paso es la determinación de la frecuencia de ocurrencia de cada deterioro identificado en el sistema que se quiere evaluar. Para ello se propone el uso de la Tabla 1, teniendo en cuenta que los porcentajes de ocurrencia pueden ser ajustados para cada caso particular de evaluación, pero no cuando se pretenden hacer comparaciones, ya que puede falsear los resultados para la valoración.

TABLA 1: ÍNDICE DE FRECUENCIA

Frecuencia	% de ocurrencia	Valor del deterioro	Descripción
Muy alta	>90	5	Se busca el % del total de veces que aparece un deterioro con respecto al total de los mismos
Alta	75- 90	4	
Media	50- 75	3	
Baja	25- 50	2	
Poco frecuente	<25	1	

A partir de esta tabla patrón (o ajustada) cada deterioro obtiene un valor dependiendo de la cantidad de veces que aparece en el sistema. Hay que tener presente que no siempre se puede efectuar el conteo de deterioros, también hay que tener en cuenta el área afectada por el mismo, en este caso se otorga un porcentaje directamente a partir de mediciones de la zona dañada con respecto a la superficie total donde se encuentra la lesión.

Para determinar el impacto que genera cada deterioro es imprescindible identificar todos los aspectos sobre los cuales puede influir negativamente la existencia del deterioro. En la Tabla 2 se aprecian algunos campos importantes en las construcciones y a partir de ello se otorga un valor a cada uno, teniendo en cuenta las características, condiciones y funcionalidad de la edificación en cuestión.

TABLA 2: ÍNDICE DE IMPACTO

Impacto del deterioro	Peso del deterioro	Campos que afecta el deterioro		Descripción
		Campo	Valor	
Catastrófico	5	Funcionalidad	1,5	El impacto se tendrá en cuenta según la cantidad de campos que afecte un mismo deterioro.
Grandes daños	4	Estructura	1,25	
Daños medios	3	Salud	1	
Daños bajos	2	Confort	0,75	
Perceptibles	1	Estética	0,5	

El índice de impacto entonces quedará determinado por la sumatoria de los valores de los campos definidos y que son afectados por cada deterioro. Para la definición de los campos afectados y su importancia, es que se propone el método de expertos Delphi, haciendo el análisis, para cada programa arquitectónico, de conjunto con especialistas en esa área.

De forma semejante se procede para determinar el valor de la detección, el cual está referido a la dificultad de detectar la presencia de una lesión, para ello se trabaja con la Tabla 3, que otorga un valor dependiendo de dicha dificultad.

TABLA 3: ÍNDICE DE DETECCIÓN

Detección	Peso del deterioro	Descripción
Incierta	5	La detección de ocurrencia de la lesión primaria es solo por medio de tecnología
Baja	4	Hay pocas posibilidades de detectar la aparición de la lesión primaria (opinión de expertos o tecnología)
Mediana	3	La probabilidad de detección de la lesión primaria es moderada (opinión de expertos)
Alta	2	Casi siempre se puede detectar la aparición de la lesión primaria (no es necesario la opinión de expertos)
Casi cierta	1	Por lo general es fácil de detectar la aparición de la lesión primaria (cualquiera puede detectar la aparición)

Una vez obtenidos los valores de Frecuencia, Impacto y Detección de las tablas anteriores, se procederá a calcular el valor de criticidad del deterioro a través de la ecuación (1), para obtener un valor cuantitativo y determinar el grado de criticidad de los deterioros.

- Análisis de Criticidad usando la matriz

Similar al procedimiento anterior se debe realizar el análisis cuando se pretende hacer uso de la Matriz Criticidad (Tabla 4), con la diferencia que no se requiere de la determinación del índice de detección, pues la matriz solo considera la frecuencia de ocurrencia y el impacto o consecuencia de los deterioros [5,13].

Al realizar la interpolación entre estos dos índices y usando la escala de colores se obtiene el grado de criticidad según la localización de los deterioros en la matriz.

TABLA 4: MATRIZ PATRÓN DE CRITICIDAD

Matriz de criticidad		Impacto				
		1	2	3	4	5
Frecuencia	5	MC	AC	AC	MAC	MAC
	4	MC	MC	AC	AC	MAC
	3	BC	MC	MC	AC	MAC
	2	BC	BC	MC	AC	AC
	1	MBC	BC	MC	MC	AC
Escala de colores						
MAC		AC	MC	BC	MBC	
Muy alta criticidad		Alta criticidad	Media criticidad	Baja criticidad	Muy baja criticidad	

- Técnica de Pareto [7, 10]

Esta técnica se basa en un análisis estadístico, en este caso, a partir de las frecuencias que presentan los deterioros identificados en un sistema o en la edificación, con lo que se obtiene la clasificación de estos en clase A, B y C. La clase A estará asociada a los deterioros de mayor criticidad, la clase B, a los de mediana criticidad y clase C a los de menor criticidad. A partir de lo cual se establece la relación de importancia entre los porcentajes obtenidos en cada clase.

En el Diagrama de Pareto se organizan diversas clasificaciones de datos por orden descendente, de izquierda a derecha por medio de barras sencillas después de haber reunido los datos para calificar las causas, de modo, que se pueda asignar un orden de prioridades.

Pasos para determinar los rubros. En este caso se seleccionará el rubro referido a los deterioros críticos.

Paso 1. Determinación de los rubros que se incluirán en el programa

Rubros que se incluirán en el análisis:

1. Los 10 fallos más frecuentes en los sistemas analizados
2. Período analizado
3. Unidad empleada: cantidad de deterioros
4. Localización de la información

Este paso es de vital importancia porque:

1ro – Define qué se va a investigar, en este caso, los deterioros más frecuentes, pero puede ser otro rubro.

2do – Es importante declarar bien el período y el mismo tiene que ser coincidente, ya que Pareto es repetitivo, se aplican las acciones propuestas y después se comprueba en los períodos siguientes la efectividad de las medidas tomadas.

3ro – La unidad empleada es la decisión ingenieril más importante, la cual responde a los intereses de la investigación y de la empresa que la está realizando. Cuando se toma cantidad de deterioros de cualquier tipo no tiene en cuenta el valor de cada elemento, las afectaciones a la seguridad o al medio ambiente, etc.

4to – Siempre hay que tomar los datos estadísticos por el mismo método (activo o pasivo) y en el mismo lugar.

Paso 2. Construir la tabla estadística a partir de las sumas totales de las magnitudes observadas y registradas. Al definir en el paso 1 que se tomarán los diez deterioros de mayor frecuencia, entonces el análisis queda enmarcado en estos deterioros.

Existen dos formas de determinar la categoría de los rubros en la tabla estadística:

1- Por el 20% de los rubros:

Categoría A, el 20 % de los rubros

Categoría B, entre el 30 y 40 % de los rubros y

Categoría C, entre el 40 y 50 % de los rubros

2- Por el 80% del valor acumulado

Por el 80 % serán:

(Se recomienda usar en la fiabilidad o sea se busca alrededor del 80 % de los problemas para determinar qué porcentaje lo provoca, por lo tanto, no tiene por qué coincidir con el 20 %)

Categoría A, el 80 % de los rubros

Categoría B, el 15% de los rubros y

Categoría C, el 5% de los rubros

En este caso se propone determinar la categoría por el 80% del valor acumulado. (Tabla 5)

TABLA 5: RESUMEN ESTADÍSTICO DE PARETO [10]

Frecuencia de deterioros	Magnitudes sumadas por cada rubro (frecuencia absoluta)	% acumulado por rubro (frecuencia relativa)	Suma acumulada de las magnitudes	Suma acumulada del % por rubro (frecuencia acumulada)	Clasificación por categorías
1	-	-	-	-	A
2	-	-	-	-	A
3	-	-	-	-	A
4	-	-	-	80	A
5	-	-	-	-	B
...	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	C
Total	-	-	-	-	

Paso 3. Resumen por clases (Tabla 6)

TABLA 6: RESUMEN POR CLASES [10]

Clase	% de rubros dentro de la clase	% acumulado que representa cada clase	Establecer relación	Razón de importancia absoluta	Razón de importancia relativa
A	-	-	-	-	-
B	-	-	-	-	-
C	-	-	-	-	-

Paso 4. Construcción y Análisis del Diagrama de Pareto

En el Método de Pareto generalmente se construye un gráfico de columnas para representar el porcentaje de la frecuencia acumulada de los deterioros en el eje "y" contra los deterioros evaluados en el eje "x", además en el mismo gráfico se construye un histograma de la suma acumulada del porcentaje por deterioro.

- Método de los impactos

El método cuenta con una serie de parámetros que no se ajustan a las condiciones de una edificación por lo que fueron suprimidos, ajustando los seleccionados a las características de los componentes del edificio o a los deterioros que puedan existir. A partir de los parámetros presentados a continuación y las categorías definidas para cada uno, se realiza la clasificación de cada deterioro. Con lo cual se puede interpretar que la categoría A se corresponde a los deteriorados de mayor criticidad, la categoría B a los de mediana criticidad y la categoría C a los de baja criticidad [6].

1. Intercambiabilidad: Consiste en la facilidad de ser sustituido el elemento deteriorado por otro similar.

(A) Un deterioro se denomina "A" si el elemento afectado por dicho deterioro es irremplazable, o su labor no puede realizarse por ningún otro componente.

(B) Se caracterizaría "B" si es reemplazable su función por otro elemento.

(C) Toma categoría "C" si su función puede ser ejecutada por cualquier otro elemento semejante.

2. Régimen de Operación: Se refiere a la posibilidad de que el elemento pueda cumplir su función con presencia del deterioro.

(A) Son aquellos deterioros que impiden el funcionamiento del elemento que afecta.

(B) Asumen esta categoría los deterioros que afectan en alguna medida el funcionamiento del elemento.

(C) Son los deterioros que no afectan el funcionamiento del elemento.

3. Mantenibilidad: Es una de las propiedades de la fiabilidad del elemento y corresponde con la facilidad para ejecutarle el mantenimiento, la accesibilidad a sus partes y componentes, según sus características constructivas.

(A) Se categorizan en este grupo deterioros en elementos de poca mantenibilidad, de difícil acceso a sus partes, es decir, de difícil detectabilidad y reparación.

(B) Son de complejidad media, donde el acceso no es tan difícil a todos los componentes.

(C) Deterioros en elementos de poca complejidad y elevada mantenibilidad, donde el acceso es fácil a casi todos los componentes.

4. Conservabilidad: Es otra propiedad de la fiabilidad del elemento que refleja la sensibilidad de su resistencia al medio que la rodea, es decir los deterioros producidos por la agresividad del medio.

(A) Son categoría "A" aquellos deterioros que aparecen debido a la agresividad del medio en que se encuentra el elemento.

(B) Son los deterioros que aparecen debido a la inadecuada explotación del elemento.

(C) Se refiere a los deterioros que aparecen producto a condiciones normales de explotación y tiempo de uso del elemento.

5. Valor del deterioro: Es el valor en el momento de diagnosticar y reparar un deterioro, está referido a equipos y materiales para su detección, evaluación y reparación.

(A) Los deterioros que requieren de más alto valor se hallan en esta categoría.

(B) Los de valor moderado.

(C) Los de menor valor.

6. Factibilidad de aprovisionamiento: Se refiere a la facilidad que exista para garantizar los suministros de equipos y materiales para el mantenimiento y reparación de un deterioro.

(A) Se categorizan como "A" aquellos con dificultades serias en su aprovisionamiento.

- (B) Los que tienen asegurado el abastecimiento de algunos renglones.
- (C) Los que poseen grandes posibilidades con los suministros de equipos y materiales.
7. Condiciones de explotación: Tiene en cuenta las condiciones que caracterizan la explotación del elemento.
- (A) Son deterioros que imposibilitan la explotación del elemento.
- (B) Deterioros que modifican en alguna medida las condiciones de explotación del elemento.
- (C) Serán los que no interfieren en la explotación del elemento.
8. Protección del medio ambiente: Se refiere a la posible afectación al medio que produce la existencia del deterioro.
- (A) Son los deterioros que afectan directamente al medio ambiente.
- (B) Los que lo afectan en alguna medida, indirectamente.
- (C) Las que no afectan al medio en ningún momento.
9. Comportamiento precedente: Se refiere a la aparición repetida de un deterioro en un mismo elemento.
- (A) Deterioro que aparece periódicamente en el mismo elemento.
- (B) Deterioro que aparece esporádicamente en un elemento.
- (C) Deterioro que aparece por vez primera.
10. Calificación del operario: Está relacionado con el nivel y habilidad del operario que tiene la responsabilidad del mantenimiento y reparación del elemento.
- (A) El operario requiere de gran especialización para acometer la reparación de un deterioro.
- (B) El operario no requiere especialización.
11. Caracterización de los trabajos de reparación: Se refiere a la necesidad de controlar rigurosamente la actividad que realiza el operario en la reparación de un deterioro.
- (A) Máxima exigencia en el control de un trabajo.
- (B) Requiere control moderado.
- (C) No requiere control durante la realización de los trabajos.

2.7. Análisis causa- consecuencia

Es obvio que los diagramas son una herramienta útil y efectiva para representar visualmente un fenómeno determinado, numérico o no. Por ello, la utilización de estos es muy socorrida en casi todos los diseños de experimentación y tácticas de investigación en todos los campos de la ciencia. Para cada campo o para cada problemática analizada, es casi seguro que existe un tipo de diagrama adecuado que, utilizado con propiedad, proporciona ayuda invaluable para la comprensión y entendimiento de los múltiples vértices que por lo general presenta todo fenómeno lo suficientemente interesante para ser investigado [14].

- Diagrama de Ishikawa [15]

El objeto de Ishikawa es obtener un gráfico de fácil interpretación que ponga de manifiesto las relaciones entre un efecto y las causas que lo producen, Figura 1, de manera que queden expuestas visualmente todas las causas que contribuyen a un efecto hasta el nivel deseado; aunque en la mayoría de los casos la intención es llegar hasta la causa raíz.

Paso 1. Definir el efecto cuyas causas han de ser identificadas

Paso 2. Dibujar el eje central y colocar el efecto dentro de un rectángulo al extremo derecho del eje

Paso 3. Identificar las posibles causas que contribuyen al efecto o fenómeno de estudio

Paso 4. Identificar las causas principales e incluirlas en el diagrama

Paso 5. Añadir causas para cada rama principal

Paso 6. Añadir causas subsidiarias para las subcausas anotadas

Paso 7. Comprobar la validez lógica de cada cadena causal y hacer eventuales correcciones

Paso 8. Comprobar la integración del diagrama

Paso 9. Conclusión y resultado

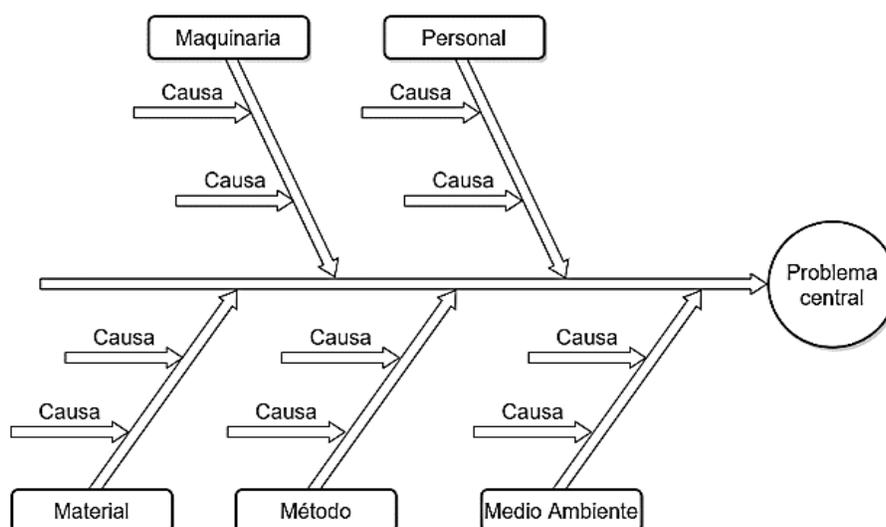


FIGURA 1: DIAGRAMA GENERAL ISHIKAWA [16]

2.8. Jerarquización de los deterioros según criticidad

Obtenidos los niveles o valores de criticidad de cada deterioro estudiado se establece un orden, lo que se denomina jerarquización. Este listado estará encabezado por el deterioro más crítico desde la valoración individual, pues el más crítico puede ser el que más frecuencia presente pero no el de mayor impacto en el sistema. Por ello, a pesar del uso acertado de las herramientas propuestas no se pueden absolutizar los resultados obtenidos, sino que se requiere de un análisis riguroso de las variables de cada situación.

Es conveniente a la hora de realizar la evaluación general de un sistema o de la edificación que la lesión vaya acompañada por su nivel de criticidad y el análisis causa- consecuencia, lo que facilitaría la toma de decisiones a partir de toda la información surgida del análisis de cada uno de los deterioros. Por ello se propone el uso de la Tabla de Análisis de Modos de Fallas y Efectos de su Criticidad (FMECA), Tabla 7 [4].

TABLA 7: FMECA

Sistema	Identificación del deterioro	Descripción del deterioro	Nivel de criticidad	Posibles causas	Consecuencias
-	-	-	-	-	-

2.9. Propuesta de intervención

A partir de la jerarquización de los deterioros se puede elaborar un plan de intervenciones constructivas, tomando en cuenta el nivel de criticidad, pero este no debe ser el único aspecto a valorar, también se impone un análisis

económico y no menos importante será la secuencia de los trabajos a realizar, debido a que en la construcción en muchos casos no se puede acceder a tratar o reparar un deterioro de forma puntual, a veces es necesario afectar zonas en mejor estado para llegar al deterioro o sistema crítico. Como ejemplo a lo antes planteado se tiene el caso de las instalaciones que se encuentran empotradas, que, para lograr su reparación o sustitución, es necesario intervenir losas, muros, pisos, etc.

De ahí que los resultados de los métodos y herramientas anteriormente explicados solo ofrecen información para la toma de decisiones, luego queda por parte de los especialistas hacer las correctas valoraciones de las condiciones particulares a cada sistema o edificación, para establecer un orden de intervención a las zonas dañadas.

2.10. Propuesta de soluciones

Para llevar a cabo una secuencia lógica de trabajo, una vez que esté definido el orden para la intervención al sistema o a la edificación se debe realizar un estudio a las posibles soluciones a cada uno de los defectos identificados y que requieran un tratamiento inmediato. Las soluciones propuestas no solo deben ser efectivas desde el punto de vista constructivo, también tienen que estar avaladas por un análisis económico exhaustivo y un cronograma de trabajo donde el plazo garantice el tiempo requerido para la correcta ejecución de los trabajos pero el justo para evitar, en la medida de lo posible, la aparición de nuevas lesiones o el empeoramiento de los deterioros identificados, que en algún caso pudieran evolucionar hasta provocar el colapso de un elemento o parte de la estructura de la edificación.

3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

La metodología cuenta con 10 apartados que están concebidos para el estudio general y detallado de una edificación cualquiera, para analizar y evaluar cada deterioro que exista en la edificación, sin importar al sistema que afecte. La evaluación se puede realizar a un sistema específico, una parte de la edificación o al inmueble completo. Con lo cual se llegará hasta el anteproyecto ejecutivo al concluir con la propuesta de soluciones.

La aplicación de esta metodología es factible en cualquier programa de arquitectura, solo bastará ajustar las ponderaciones y los campos a analizar a ese tipo de edificación; y para ello se propone la utilización del método de expertos Delphi, lo que garantizará, por parte de los especialistas, los indicadores adecuados para llevar a cabo la evaluación a partir de las herramientas propuestas.

Las tres herramientas planteadas para el análisis de la criticidad de los elementos, componentes o sistemas estudiados pueden ser aplicadas de forma individual, combinadas o a la vez para establecer comparaciones o validar resultados en un área determinada.

La información obtenida a partir de todo el análisis se organizará en la tabla del FMECA, donde se recoge de forma detallada todo lo referido a cada deterioro identificado, lo que resulta de mucha utilidad para la toma de decisiones, aportando valores cuantitativos y cualitativos de forma jerarquizada. Esta tabla tiene como ventaja que puede realizarse para un sistema del edificio, una parte o al total de la edificación.

4. CONCLUSIONES

A partir de la aplicación de esta metodología se obtiene la información necesaria para realizar una adecuada intervención, pues se realiza el análisis completo de cada lesión, pero también se tiene el análisis global, si se evalúa la interrelación de los deterioros identificados y de estos con el resto de la edificación. Esta evaluación puede ser exhaustiva, ya que puede ser aplicada a cualquier sistema componente de la edificación, sea este constructivo, hidráulico, eléctrico, automático, mecánico, de comunicación, etc., siempre que se cuente con especialistas en cada una de las estas áreas. Todo esto servirá como base fundamentada para la toma de decisiones de cómo proceder en el edificio y para la asignación de recursos, dando la prioridad a aquellos elementos, sistemas o áreas de mayor afectación o de suma importancia.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] A. del Castillo, M. Brito and E. Fraga, "Análisis de criticidad personalizados," *Ingeniería Mecánica*, pp. 1-12, 2009.
- [2] A. Díaz, M. Toledo, A. del Castillo and J. Cabrera, "Obtención de un modelo de criticidad para los equipos y sistemas tecnológicos de una termoeléctrica," *Ingeniería Energética*, pp. 217-227, 2016.
- [3] Á. A. Barragán, "Confiabilidad operacional para la ingeniería del mantenimiento," in *8 Congreso Iberoamericano de Ingeniería Mecánica*, Cusco, 2007.
- [4] J. P. Diestra, L. Esquiviel and R. Guevara, "Programa de mantenimiento centrado en la confiabilidad (RCM), para optimizar la disponibilidad operacional de la máquina con mayor criticidad," *Ingeniería: Ciencia, Tecnología e Innovación*, 2017.
- [5] J. L. Martínez, "Análisis de criticidad aplicado a sistemas productivos en la industria," *Notas Técnicas de Prevención, Instituto Nacional de Seguridad e Higiene en el Trabajo*, 2018.
- [6] E. Rodríguez, C. M. Bonet and L. Pérez, "Propuesta de sistema de mantenimiento a los vehículos de transporte urbano y agrícola de una base de transporte de carga," *Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias*, pp. 61-67, 2013.
- [7] E. Rodríguez, C. M. Bonet, O. Castillo and L. Pérez, "Estudio de componentes críticos del sistema de alimentación de vehículos automotores," *Revista Iberoamericana de Ingeniería Mecánica*, pp. 65-74, 2014.
- [8] M. I. Schierloh, R. Souchetti, L. Alza and A. Almeida, "Evaluación del daño en estructuras de hormigón armado y mampostería," Salta, Argentina, 2019.
- [9] J. E. Martínez, A. E. Rivas and R. J. Matthews, "Análisis de criticidad de plataformas," *Asociación Argentina de Materiales*, pp. 29-42, 2011.
- [10] C. M. B. Borjas, "Ley de Pareto aplicada a la fiabilidad," in *12 Convención Científica de Ingeniería y Arquitectura*, La Habana, 2004.
- [11] Á. D. González, A. F. Barajas and A. M. Ardila, "Producción de biomasa y proteínas de *Chlorella vulgaris* Beyerinck (Chlorellales: Chlorellaceae) a través del diseño de medios de cultivo selectivos," pp. 451- 461, 2017.
- [12] M. Cruz and J. A. Rúa, "Surgimiento y desarrollo del Método Delphi: una perspectiva cenciométrica," *Biblios*, pp. 91-107, 2018.
- [13] M. Herrera and Y. Duany, "Validación de procesos con análisis inicial de criticidad aplicado a la obtención del principio activo policosanol (PPG)," *Revista Colombiana de Biotecnología*, pp. 124-132, 2017.
- [14] J. L. Carmona, J. A. Cruz and L. Sánchez, "La actividad agrícola en localidades rurales en procesos conurbatorios: Una aproximación mediante el diagrama de Ishikawa," *Revista Iberoamericana de Contaduría, Economía y Administración*, 2019.
- [15] D. D. Burgasí, D. V. Cobo, K. T. Pérez, R. L. Pilacuan and M. B. Rocha, "El Diagrama de Ishikawa como herramienta de calidad en la educación: una revisión de los últimos 7 años," *TAMBARA*, pp. 1212-1230, 2021.
- [16] J. A. Morillo and M. C. Muñoz, "Justificación de los requisitos de la Norma UNE - EN ISO 9001:2000 mediante análisis de causas por el Diagrama de Ishikawa," *Industrial ICAI*, p. 2, 2004.

Caracterización sísmica del edificio de ocio del Hotel Habana SUNCUBA

Seismic characterization of the leisure building of the Habana SUNCUBA Hotel



Anaily Carbonell Álvarez¹, Annabel Ramos Castillo², Nelson Fundora Sautié³, Janet Otmara Martínez Cid⁴

¹Ingeniero Civil, Empresa de Ingeniería y Proyectos del Petróleo (EIPP). E-mail: anaily231097@gmail.com

²Ingeniero Civil, Empresa de Proyectos de La Habana (EPROB). E-mail: aramos@eprob.cu

³Ingeniero Civil, Doctor en Ciencias Técnicas, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. La Habana. Cuba. E-mail: nelsonfs@civil.cujae.edu.cu

⁴Ingeniero Civil, Doctora en Ciencias Técnicas, Universidad Tecnológica de La Habana "José Antonio Echeverría", Calle 114, #11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. La Habana. Cuba. E-mail: jcid@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

Como parte del desarrollo constructivo actual de Cuba en el sector del turismo, se encuentra el hotel Habana SunCuba, que estará ubicado en el municipio Playa, provincia La Habana. La obra en general está compuesta por varias edificaciones entre las que se destacan los hoteles de ocio y negocios. El trabajo que se presenta se centra en el hotel de ocio cuya tipología estructural consiste en columnas y tímpanos como elementos verticales y dos posibles soluciones como soporte horizontal: losas de hormigón armado con y sin la presencia de vigas. Debido a las tipologías estructurales propuestas, la geometría de la edificación y la categoría ocupacional, se realiza la caracterización sísmica de la misma para la zona sísmica en la que se encuentra según la NC 46:2017. La caracterización sísmica se basa en el análisis de los requisitos de configuración en planta y elevación que establece la NC 46: 2017, la obtención del periodo de oscilación y la verificación del Estado Límite de Servicio en cuanto a deriva y desplazamiento máximo en el tope. Se realiza la modelación de la edificación con el empleo del programa ETABS. Se comparan los resultados de ambas tipologías estructurales. Se concluye que las dos variantes de tipologías propuestas cumplen el Estado Límite de Servicio y pueden ser empleadas como solución estructural de la edificación.

Palabras claves: Análisis sismorresistente, entepiso sin vigas, ETABS.

ABSTRACT

As part of the current construction development in the tourism sector of Cuba, is the Habana SunCuba hotel, which will be located in Playa, in the city of La Habana. The Habana SunCuba hotel project includes a leisure and business hotels. The present paper focuses on the leisure hotel whose structural typology consists of columns and shear wall as vertical structure and two possible solutions as horizontal support: reinforced concrete slabs with and without beams systems (flat slab). Due to structural typologies, the geometry of the building and the occupational category, the seismic characterization of the building is carried out for the seismic zone in which it is located according to NC 46: 2017. The seismic characterization is based on the plan and vertical configuration requirements established in NC 46: 2017, the determination of the oscillation period and the verification of Serviceability requirements in terms of drifts and maximum story displacement of the building. The building is modeled using the ETABS program. The comparison of the two possible solutions of structural typologies is presented. It is concluded that both typologies comply the Serviceability requirements and can be used as a structural solution for the building.

Keywords: ETABS, flat slab, seismic analysis.

Nota Editorial: Recibido: septiembre 2021; Aceptado: septiembre 2021

1. INTRODUCCIÓN

El diseño de estructuras sismorresistentes tiene peculiaridades y requisitos que lo diferencian totalmente del que se realiza para otros tipos de cargas como puede ser la de viento. A diferencia de este último, en el sismo, no puede ser previsto el instante en que va a suceder ni su magnitud. Resulta aún más complejo el hecho de que el sismo es una consecuencia directa del movimiento del suelo, por lo que implica un desequilibrio evidente para la edificación. La Norma Cubana (NC 46:2017) [1] plantea como filosofía básica del diseño de estructuras sismorresistentes: proteger la vida de las personas, asegurar la continuidad de los servicios vitales y minimizar los daños en las construcciones.

Desde hace varios años se vienen desarrollando en la ciudad proyectos variados destinados a hoteles. Uno de estos es el hotel Habana SunCuba ubicado dentro del Polo Turístico " Marina Hemingway" en el municipio Playa, provincia La Habana, que tiene como inversionista principal a la Empresa Mixta Habana SunCuba S.A. La obra en general está compuesta por varias edificaciones entre las que se destacan los hoteles de ocio y negocios.

El presente trabajo se centra en el hotel de ocio. La tipología estructural del edificio objeto de estudio consiste en columnas y tímpanos como elementos verticales. Como soporte horizontal se proponen dos soluciones: losas de hormigón armado con y sin la presencia de vigas.

La tipología estructural mixta presenta columnas y tímpanos como elementos de soporte vertical y losas con vigas como elementos de soporte horizontal. Esta tipología estructural ha tenido amplias recomendaciones de uso en países donde existe un alto riesgo sísmico, producto de las disímiles ventajas que este proporciona, entre ellas: permite realizar edificaciones de pequeña y mediana altura, ya que al presentar tímpanos rígidos el periodo natural es más corto, y por lo tanto los desplazamientos son mucho menores que en edificios con sistemas porticados [2], [3]. Además, minimiza la posibilidad de falla por lo que se conoce como piso blando, debido a que al ser los tímpanos elementos de gran rigidez absorben la mayor parte de la acción sísmica [4] .

Para el caso de la tipología de entrepisos sin vigas, la respuesta frente a cargas sísmicas se caracteriza por un comportamiento desfavorable. La principal limitación de esta solución estructural es que tienen una rigidez lateral muy baja debido al poco peralte de la losa y el reducido ancho de la misma que funciona como viga equivalente sobre la columna. Esto provoca un ínfimo acoplamiento con las columnas generando que estas se flexionen como voladizos y eliminan el punto de inflexión en cada entrepiso, lo que dificulta cumplir con los requisitos de desplazamientos laterales admisibles, excepto en edificios de muy pocos pisos.

Para garantizar una adecuada respuesta de las estructuras ante las cargas sísmicas, se plantean recomendaciones de configuración en planta y elevación. Estas recomendaciones se basan en concebir estructuras regulares en cuanto a geometría y disposición de elementos verticales y horizontales, para lograr un equilibrio de masas y rigideces [1], [5] evitando así posibles torsiones que puedan surgir ante la acción de las cargas alternadas que inducen los sismos a las estructuras [6], [7].

La norma cubana de sismo NC 46:2017 [1] clasifica al municipio Playa como zona sísmica 2, caracterizada por riesgo sísmico bajo que puede ocasionar daños en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en las estructuras y obras en función de la categoría ocupacional de las mismas y el nivel de protección definido según la probabilidad de exceder un sismo de diseño. La categoría ocupacional de la obra es importante y atendiendo a la zona sísmica en la que está enclavada, no se requiere aplicar el diseño sismorresistente a la misma. No obstante, atendiendo a la categoría ocupacional y las tipologías estructurales que se proponen en la edificación, se solicita, por parte de la entidad proyectista, realizar una evaluación de la respuesta estructural de la edificación bajo la acción de la carga sísmica para ambas tipologías. Para ello, se realizó el análisis de las irregularidades existentes en planta y elevación de la edificación, así como la comprobación del Estado Límite de Servicio. Se aplicó el Método Estático Equivalente para la determinación de la carga sísmica y se realizó la modelación de la edificación con el empleo del programa ETABS v17. Los resultados incluyeron la determinación del periodo fundamental de oscilación, el desplazamiento en el tope de la edificación y las derivas. Se verificó que los resultados obtenidos para ambas tipologías cumplieran con los requisitos para el Estado Límite de Servicio establecido en la NC 46: 2017 [1] y se compararon los resultados de ambas tipologías estructurales.

2. METODOLOGÍA

La edificación se ubica en el bloque norte en el Polo Turístico "Marina Hemingway", en la faja litoral de la parte occidental de La Habana, correspondiente a la zona 2 según los requisitos de la NC 46: 2017 [1]. El hotel de ocio objeto de estudio estará destinado en sus dos primeros niveles a salones de reuniones, oficinas y locales de servicio. El resto de los niveles están destinados a las habitaciones. Dado que el área de la parcela se encuentra dominada su emplazamiento por el mar y por la tierra y teniendo en cuenta la experiencia de los efectos del cambio climático a lo largo de 30 años, se considera necesario fijar como $\pm 0,00$ la cota 5,40, la cual representa 2,60m por encima del nivel de inundación máximo [8]. (Figura 1)

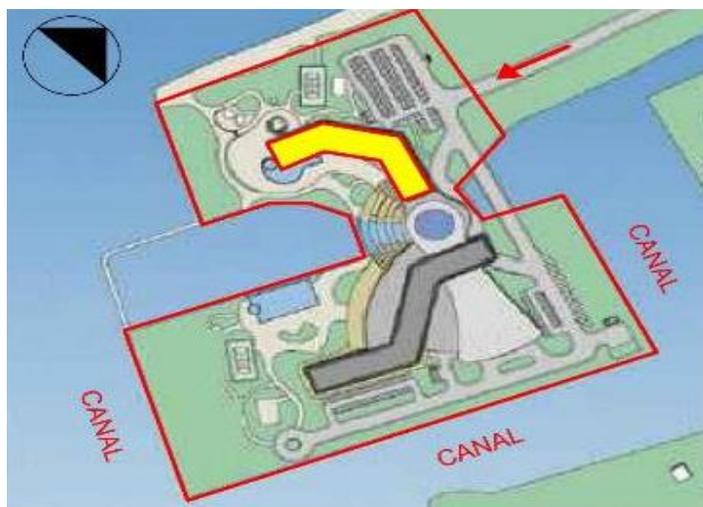


FIGURA 1: MICROLOCALIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN. FUENTE: [8].

El hotel de ocio (Figura 2) posee seis pisos de altura con nivel de cubierta +27,0 m (+29,28 m para la suite presidencial). Según el diseño arquitectónico y las cargas, se adopta una estructura de pórticos de hormigón armado y tímpanos. Este sistema estructural se encuentra determinado en la NC 46:2017 [1] como E3: losas actuando como diafragmas horizontales, sostenida por una combinación de muros estructurales y pórticos. Las cargas horizontales se distribuyen entre los tímpanos y los pórticos en función de sus rigideces en el plano vertical y las vigas tienen función sismorresistente. Los pórticos están compuestos por columnas de diferente sección transversal, atendiendo a sus dimensiones, y el edificio cuenta además con columnas de sección circular en la parte trasera. Los tímpanos, ubicados en las escaleras y ascensores, están concebidos para resistir las acciones de las cargas horizontales. Las columnas, vigas, tímpanos y losas estructurales serán elementos hormigonados in situ.

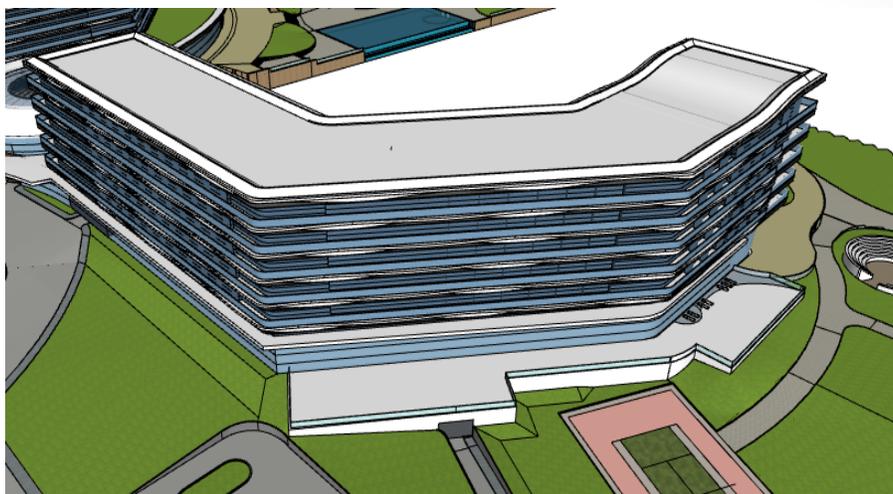


FIGURA 2: BLOQUE NORTE DEL HOTEL HABANA SUNCUBA. HOTEL DE OCIO. FUENTE:[8] .

2.1 Caracterización de la edificación según requisitos de estructuración en planta y elevación

Teniendo en cuenta los criterios de la NC 46: 2017 [1], se llevó a cabo el análisis de la edificación para detallar los requisitos de estructuración en planta y elevación. El análisis se realizó para la variante de entepiso con presencia de vigas. La edificación se dividirá en tres bloques por juntas de dilatación definidas por proyecto.

Los criterios establecidos en la NC 46: 2017 [1] son los siguientes:

El uso de sistemas estructurales que aporten rigidez y resistencia a la estructura en dos direcciones ortogonales entre sí

El hotel de ocio contiene tímpanos con continuidad a lo largo de toda su altura, que constituyen a la vez cajas de ascensores y escaleras y por tanto se encuentran rigidizando la estructura en las dos direcciones y asumen así gran parte de las cargas horizontales (Figura 3).

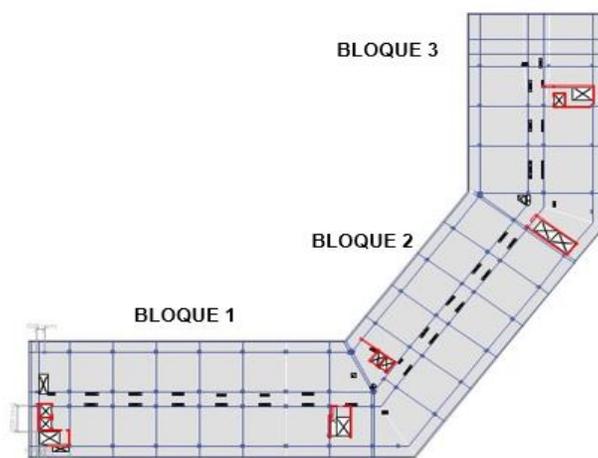


FIGURA 3: DISTRIBUCIÓN DE TÍMPANOS EN CADA BLOQUE.

En los tres bloques existe una distribución asimétrica de los tímpanos. A partir de la determinación de las coordenadas de los centros de masas y rigidez, así como los valores de excentricidad, se demuestra en los tres bloques la existencia de altos valores de excentricidad en las plantas que varían en la altura debido a la poca uniformidad de la rigidez, lo que implica la ocurrencia de torsiones bajo la acción de cargas horizontales, específicamente la carga sísmica. En la tabla 1 se muestran las coordenadas del centro de masa (X_{CM} , Y_{CM}) y

rigidez (X_{CR} , Y_{CR}) y los valores de la excentricidad (e_x , e_y) para el bloque 1.

TABLA 1: COORDENADAS DE LOS CENTROS DE MASAS Y RIGIDEZ DEL BLOQUE 1. VALORES DE EXCENTRICIDAD EN CADA NIVEL.

Nivel	X_{CM} (m)	Y_{CM} (m)	X_{CR} (m)	Y_{CR} (m)	e_x (m)	e_y (m)
Nivel + 27.10	32,02	12,29	35,900	9,55	-3,88	2,74
Nivel + 23.41	31,83	12,01	36,54	9,52	-4,71	2,49
Nivel + 19.80	31,85	12,02	37,22	9,48	-5,37	2,54
Nivel + 16.20	31,85	12,02	37,89	9,41	-6,03	2,61
Nivel + 12.60	31,85	12,02	38,45	9,25	-6,60	2,77
Nivel + 9.00	29,59	11,86	38,83	8,90	-9,23	2,97

Forma regular en elevación

Las fuertes reducciones del tamaño de la planta después de cierto número de pisos provocan amplificaciones locales del movimiento. La concentración de masas importantes a gran altura es poco adecuada, debido a que se incrementan notablemente las fuerzas de inercia y los momentos de volteo.

La NC 46:2017 [1] plantea las siguientes irregularidades:

- Piso suave (V1-A): dado por la reducción de rigidez lateral que experimenta el piso. Se considera como irregularidad cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres niveles superiores.
- Masa irregular verticalmente (V2): El peso sísmico de un piso es más del 150% del peso sísmico de cada piso adyacente.

A partir de la comparación entre niveles de rigidez y masa de los entrepisos se concluye que los tres bloques presentan la irregularidad de piso suave. Los bloques 2 y 3 presentan la irregularidad V2.

Forma regular en planta

En ninguno de los bloques del edificio hay irregularidades en planta por diafragma discontinuo (H3) pues no existe un cambio de rigidez superior al 50% de un piso con relación al siguiente [1].

2.2 Descripción del modelo

Para el análisis, se dividió la edificación en los tres bloques definidos por proyecto (Figura 4), separados por las juntas de expansión de 50mm.

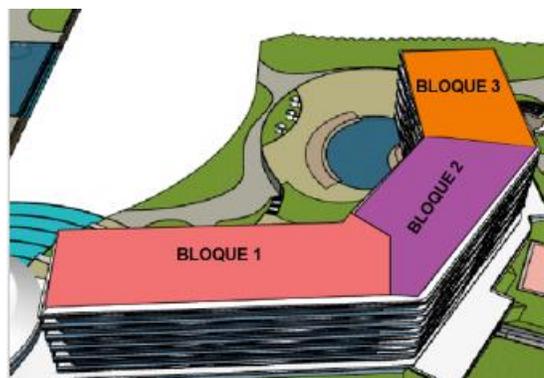


FIGURA 4: VISTA EN 3D DEL HOTEL DE OCIO CON LAS DIVISIONES REALIZADAS PARA EL ANÁLISIS. FUENTE: [8].

Geometría

El bloque 1 tiene 24,70 m de ancho y una inclinación de 00 respecto a la horizontal; el bloque 2, 25,70 m de ancho y una inclinación de 530 respecto a la horizontal y el bloque 3, 26,70 m de ancho y una inclinación de 900 respecto a la horizontal, (Figura 5).

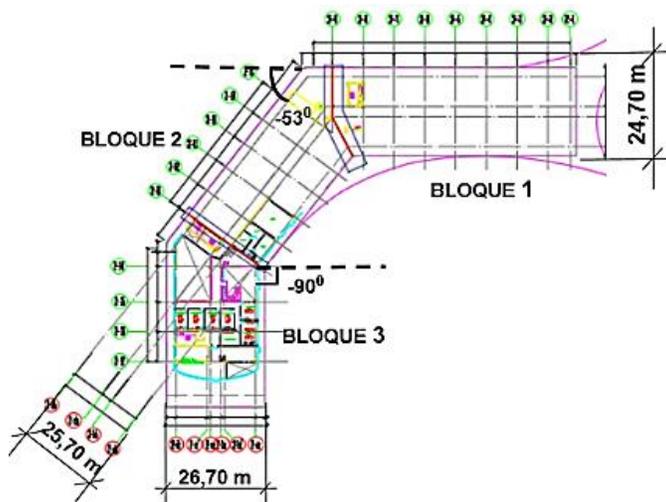


FIGURA 5: VISTA EN PLANTA DEL HOTEL DE OCIO.

En cuanto a la altimetría, la planta baja tiene un puntal de 9 m, el cual es interrumpido parcialmente por un mezzanine a la altura de 4,45 m y un puntal de 4,55 m. Luego están los bloques habitacionales que tienen un puntal de 3,60 m, exceptuando el último piso que tiene un puntal de 3,70 m, y al final del edificio, en la zona de la suite presidencial, el puntal es de 5,88 m, (Figura 6).

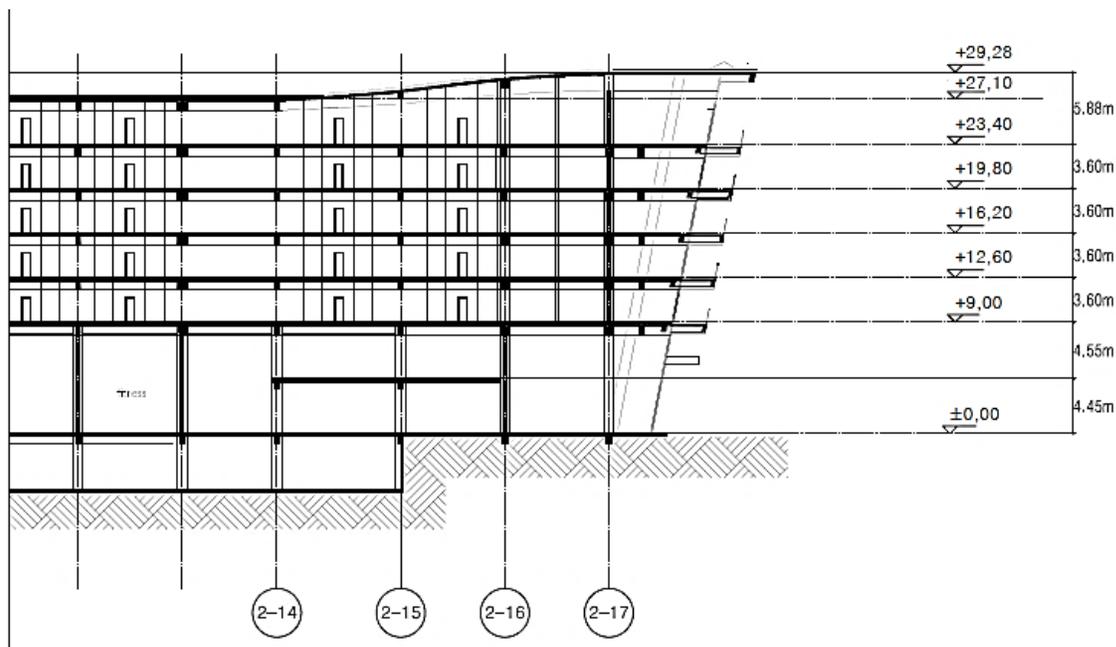


FIGURA 6: SOLUCIÓN ALTIMÉTRICA DEL BLOQUE DE OCIO DEL HOTEL HABANA SUNCUBA. FUENTE: [8]

La estructura posee pórticos de hormigón armado y tímpanos. Existe variedad en las dimensiones y secciones de las columnas y algunos ejes de la planta no se encuentran en toda la altura del edificio. Los tímpanos están localizados en las cajas de escaleras y ascensores. Tienen continuidad en la altura del edificio y 20 cm o 30 cm de espesor. Con relación a las vigas, existen en el edificio varios tipos, atendiendo a su sección transversal.

Las losas presentan peraltos de 15 cm y 20 cm, las cuales se encuentran divididas en paños con diversidad en sus dimensiones debido al funcionamiento de los distintos locales. En algunas hay presencia de huecos destinados, fundamentalmente, al pase de conductos de climatización.

Material

Los elementos vigas, columnas, losas, tímpanos y losa de cimentación, fueron considerados de hormigón armado fundido in situ, con una resistencia característica del hormigón de $f'c = 30 \text{ MPa}$, peso específico de 24 kN/m^3 , módulo de elasticidad $E = 25\,742 \text{ MPa}$ y coeficiente de Poisson $\nu = 0,20$. Las barras de refuerzo estructural a emplear son grado G-40 con una resistencia de 400 MPa y un módulo de deformación de $2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.

Condiciones de borde

Las uniones entre los diferentes elementos estructurales están concebidas de forma tal que la estructura sea capaz de disipar energía ante la acción de cargas horizontales, así como aportar suficiente rigidez a la edificación para resistir el resto de las acciones sin deformarse excesivamente. Se concibe el siguiente esquema de análisis: unión cimiento a elementos de la superestructura: empotrada, se mantiene la continuidad de las losas hormigonadas in situ, las columnas son continuas en toda la altura y la unión viga- columna es continua.

Cargas

Cargas Permanentes

En la Tabla 1 se resumen los valores de carga permanente que le corresponde a cada nivel según la NC 283:2003 [9]. En el caso del peso propio de los elementos, el software ETABS se encarga de calcularlo automáticamente.

TABLA 2: CARGAS PERMANENTES.

Nivel	Material	Carga (kN/m ²)
Entrepisos y Mezzanine	Instalaciones	0,50
	Falso techo	0,24
	Estructura soporte de falso techo	0,02
	Relleno de piso	3,60
	Mortero de colocación	0,40
	Piso	0,52
	Total	5,28
Cubierta	Instalaciones (Paneles solares)	2,00
	Falso techo	0,24
	Estructura soporte de falso techo	0,02
	Impermeabilización (Enrajonado, mortero de colocación, soldadura)	4,04
	Total	6,30

Cargas de uso

En la tabla 3 se resumen los valores de carga de uso dispuestas en cada nivel según lo que establece la NC 284:2003 [10].

TABLA 3: CARGAS DE USO.

Nivel	Material	Carga (kN/m ²)
Nivel +4,45	Gimnasio, sauna	4,0
	Escaleras	4,0
	Almacenamiento	5,0
	Tabiques ligeros	0,5
Niveles +9,00 a +19,80	Cuarto de huéspedes	2,0
	Escaleras	4,0
	Tabiques ligeros	0,5
	Balcones	4,0
	Pasillo interior de acceso a las habitaciones	2,0
	Restaurante	4,0
	Bar	3,0
Niveles +27,10 a +29,28	Cubiertas	2,0

Carga sísmica

Para realizar el análisis de la carga de sismo se tomó como referencia la NC 46:2017 [1]. En el caso de la edificación objeto de estudio, dado que se encuentra en zona sísmica dos y clasifica como tipo ordinaria, no es preciso un diseño sismorresistente atendiendo al Nivel de Protección Sísmica (NPS) A, que establece la NC 46:2017 [1]. Lo anterior justifica la posibilidad de aplicación del Método Estático Equivalente en la determinación de las fuerzas sísmicas.

Perfil de suelo en cuestión: Tipo C. perfiles de suelos muy densos o roca blanda

La tabla 4 muestra los coeficientes de peligro sísmico que responden a la zona en la que se encuentran ubicadas las edificaciones.

TABLA 4: PELIGRO SÍSMICO EN LA ZONA DE UBICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES SEGÚN NC 46:2017 [1].

Provincia	Municipio	So (g)	Ss (g)	S1 (g)	TL (s)	Zona
La Habana	Playa	0,179	0,324	0,076	3,0	2

Donde:

S_0 : Aceleración pico del suelo para $T=0$.

S_s : Ordenada espectral de periodo corto.

S_1 : Ordenada espectral con periodo de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.

TL(s): Periodo de transición del periodo largo.

Ajustes por clase de sitio

Los ajustes por clase de sitio se realizan por las expresiones 1 y 2:

$$S_{CS} = S_S \cdot F_a \quad (1)$$

$$S_{1S} = S_1 \cdot F_v \quad (2)$$

Fa: Coeficiente de sitio para periodos de vibración cortos: 1,20

Fv: Coeficiente de sitio para periodos largos: 1,69

Ajustes por intensidades sísmicas especiales

Los valores de los factores de falla cercana Na y Nv son 1,00 y 1,00 respectivamente ya que las fallas se encuentran a más de 15 km, por lo que no requiere ser ajustado adicionalmente por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración (expresiones 3 y 4).

$$S_{CS} = S_S \cdot F_a \cdot N_a \quad (3)$$

$$S_{1S} = S_1 \cdot F_v \cdot N_v \quad (4)$$

Espectro calibrado al nivel de diseño requerido

El espectro calibrado al nivel de diseño requerido se ajusta por las expresiones 5 y 6:

$$S_{DS} = S_{CS} \cdot K_d \quad (5)$$

$$S_{D1} = S_{1S} \cdot K_d \quad (6)$$

Donde:

S_{DS} : Aceleración espectral de diseño para período corto.

S_{1S} : Aceleración espectral de diseño para periodo largo.

K_d : Factor de escala.

Sismo mínimo: 20% de probabilidad de ser excedido en 50 años; $K_d=0,66$

Periodos de esquina del espectro

Los periodos de esquina del espectro se calculan por las expresiones (7) y (8):

$$T_0 = 0,2 \cdot \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (7)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 5 \cdot T_a \quad (8)$$

La figura 7 muestra los espectros de diseño horizontal y vertical obtenidos.

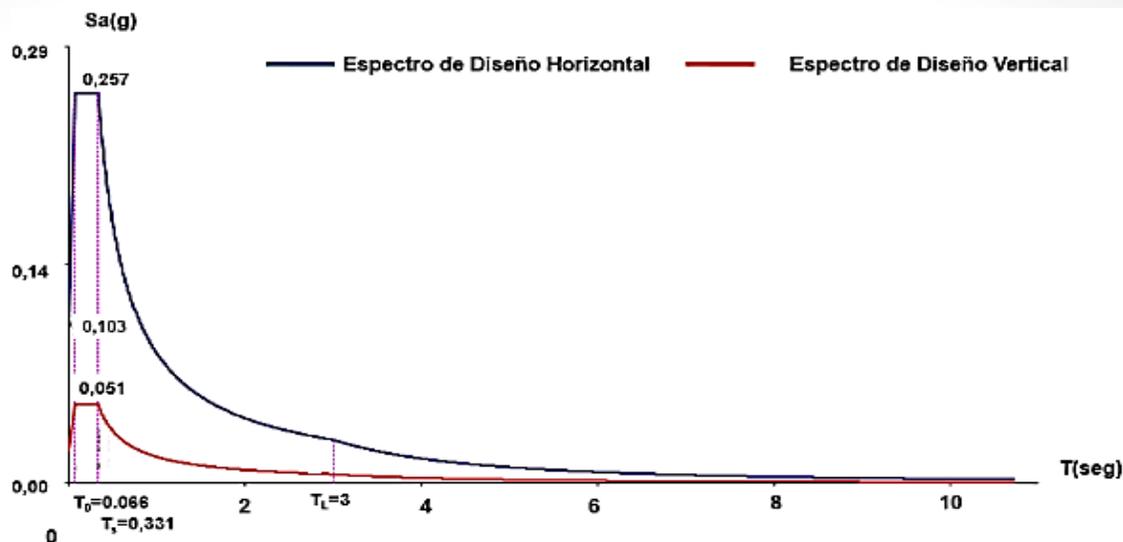


FIGURA 7: ESPECTRO DE DISEÑO VERTICAL Y HORIZONTAL.

Combinaciones de carga

Se emplearon las combinaciones de carga establecidas en la NC 450: 2006 [11] y la NC 46:2017 [1] para analizar el Estado Límite de Servicio.

$$G + Q + Q_c$$

$$G + Q + S_v \pm S_h$$

$$G - S_v \pm S_h$$

Donde:

G: Carga permanente (entrepiso y cubierta).

Q: Carga de uso de entepiso y balcones.

Q_c: Carga de uso de cubierta.

S_v: Componente vertical de la carga de sismo.

S_h: Componente horizontal de la carga de sismo.

En el caso de la componente vertical (S_v), según la NC 46:2017 [1], se calcula por la expresión (9):

$$S_v = 0,20 \cdot S_{DS} \cdot G = 0,05 \cdot G \quad (9)$$

Para los tres bloques S_{DS} = 0,257

Periodo propio de la estructura

El periodo de vibración de las edificaciones se ve determinado por las características propias de dichas estructuras como son la masa y la rigidez. Estudios [19] han demostrado que existe una relación directa entre la masa y el periodo de oscilación e inversamente proporcional entre la rigidez y el periodo.

La tabla 5 muestra los valores de los periodos y la masa obtenidos para los tres bloques en los que se encuentra dividido la obra objeto de estudio. Para esto se tuvo en cuenta la combinación G+0.25Q, donde G es la carga permanente y Q la carga de uso.

TABLA 5: PERIODO DE OSCILACIÓN Y MASA DE LOS BLOQUES DE LA EDIFICACIÓN ANALIZADA PARA LA TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL CON Y SIN VIGAS.

Tipología estructural de entrepiso con vigas						
	Bloque 1		Bloque 2		Bloque 3	
	Tx	Ty	Tx	Ty	Tx	Ty
Periodo de oscilación (s)	0,979	0,756	0,505	0,353	0,819	0,618
Masa (kN)	151916		113333		123930	
Tipología estructural de entrepiso sin vigas						
Periodo de oscilación (s)	1,293	0,881	0,893	0,510	0,952	0,811
Masa (kN)	128247		93798		105363	

Se aprecia que en la variante sin la presencia de vigas se reportan periodos de oscilación mayores que la tipología con vigas. La presencia de vigas aumenta la masa de la edificación pero las mismas aportan rigidez al entrepiso por presentar uniones continuas con las columnas. Cuando el aporte de rigidez a la edificación, ya sea por aumento de sección transversal de las secciones o por la presencia de nuevos elementos estructurales como es este caso, es mayor que el aporte en masa, el periodo de oscilación se reduce [12].

Para ambos casos se observa la no existencia de correlaciones modales que pueden ocasionar la amplificación de las ondas sísmicas, fenómeno que se conoce como resonancia la cual pudiera llevar al colapso o a provocar daños estructurales severos. Las correlaciones modales suceden cuando se observa acoplamiento entre formas propias de oscilación en direcciones ortogonales.

Según la NC 46:2017 [1], el periodo aproximado de la edificación de acuerdo a la tipología estructural E2 y E3, para las que clasifican las variantes analizadas de entrepisos sin vigas y con estas respectivamente, se determina por la expresión (10):

$$T_a = C_T \cdot (h_n)^x \quad (10)$$

De la NC 46:2017 [1] se define que $C_T = 0,047$, $x = 0,85$ para tipología E2 y $C_T = 0,049$ y $x = 0,75$ para tipología E3. La altura $h_n = 29,28$ m. Sustituyendo se obtiene que $T_{a(E2)} = 0,829$ s y $T_{a(E3)} = 0,619$ s.

Los periodos obtenidos como resultado de la modelación deben cumplir la condición $T \leq 1,4 T_a$, siendo $1,4 T_{a(E2)} = 1,161$ s y $1,4 T_{a(E3)} = 0,867$ s.

Se demuestra que en el bloque 1, para las dos variantes analizadas, el periodo de oscilación supera a T_a en un 58,1% y 56,0% con y sin vigas respectivamente. Lo anterior indica la necesidad de incrementar la rigidez del mismo, puesto que lo exigido por la norma es que como máximo el período de la edificación puede superar en un 40% al valor de T_a calculado por la ecuación 9. Soluciones para ello pueden ser la incorporación de nuevos tímpanos o el incremento del espesor de los existentes.

No obstante el resultado alcanzado, a solicitud de la entidad proyectista, se procede a realizar el análisis de los 3 bloques para determinar la respuesta estructural de los mismos con las condiciones de estructuración que fueron concebidos.

Cortante Basal (VB)

El cortante basal se calcula mediante la expresión (11):

$$V_B = C_s \cdot W_s \quad (11)$$

Siendo C_s es el coeficiente sísmico de diseño y W_s el peso sísmico efectivo.

El término C_s se determina por la expresión (12):

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R} \quad (12)$$

Donde $S_a(T)$ es la demanda sísmica de diseño y R es el factor de reducción de respuesta sísmica.

La tabla 6 resume los valores de los coeficientes anteriores y el cortante basal correspondiente a cada bloque de la edificación para las dos tipologías objeto de estudio.

TABLA 6: RESUMEN DE LOS VALORES DE COEFICIENTES Y CORTANTE BASAL DE LOS BLOQUES ANALIZADOS.

Tipología estructural de entepiso con vigas									
	Tx (s)	Ty (s)	Sa (Tx)	Sa (Ty)	R	Csx	Csy	VBx (kN)	VBy (kN)
Bloque 1	0,979	0,756	0,08	0,11	5	0,01	0,02	2532	3342
Bloque 2	0,505	0,353	0,16	0,24	5	0,03	0,04	3790	5422
Bloque 3	0,819	0,618	0,10	0,13	5	0,02	0,02	2552	3399
Tipología estructural de entepiso sin vigas									
Bloque 1	1,293	0,881	0,06	0,09	5	0,01	0,01	1638	2468
Bloque 2	0,893	0,510	0,09	0,16	5	0,01	0,03	1907	3193
Bloque 3	0,952	0,811	0,08	0,10	5	0,02	0,02	1860	2220
Tipología estructural de entepiso con vigas									
	Tx (s)	Ty (s)	Sa (Tx)	Sa (Ty)	R	Csx	Csy	VBx (kN)	VBy (kN)
Bloque 1	0,979	0,756	0,08	0,11	5	0,01	0,02	2532	3342
Bloque 2	0,505	0,353	0,16	0,24	5	0,03	0,04	3790	5422
Bloque 3	0,819	0,618	0,10	0,13	5	0,02	0,02	2552	3399
Tipología estructural de entepiso sin vigas									
Bloque 1	1,293	0,881	0,06	0,09	5	0,01	0,01	1638	2468
Bloque 2	0,893	0,510	0,09	0,16	5	0,01	0,03	1907	3193
Bloque 3	0,952	0,811	0,08	0,10	5	0,02	0,02	1860	2220

Los valores de cortante basal son menores en la tipología de entepisos sin vigas debido a que presenta menor masa, justamente por la no existencia de vigas, y mayores periodos de oscilación que la variante con la presencia de las vigas. El incremento del valor del periodo de oscilación implicó una reducción de los valores de la demanda sísmica de diseño $S_a(T)$ dado el valor de los periodos de esquina del espectro y por tanto del coeficiente sísmico de diseño (C_s), para un mismo factor de reducción de respuesta sísmica (R).

Distribución vertical de las fuerzas sísmicas

Para realizar la distribución de las fuerzas sísmicas se utilizan las expresiones (13) y (14):

$$F_x = C_{VX} \cdot V_B \quad (13)$$

$$C_{VX} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n (W_i \cdot h_i^k)} \quad (14)$$

Donde: F_x es la fuerza horizontal que actúa en el nivel "x" de la edificación, W_x y W_i son el peso sísmico efectivo del nivel "i", h_x y h_i son la altura del nivel "x" sobre la base y n es la cantidad de niveles de la edificación. El mismo

procedimiento se realiza para el eje "y". Los valores de F_x y F_y , obtenidos fueron introducidos al programa para tener en cuenta las solicitaciones que generan las cargas sísmicas.

A los efectos del análisis se considera, atendiendo a la recomendación de la NC 46: 2017 [1], el 100 % en una dirección concurrente con 30 % en la dirección ortogonal y la combinación complementaria.

3. RESULTADOS

Derivas

La Figuras 8 y 9 muestran los valores de deriva por pisos en ambas direcciones de análisis en los tres bloques para la combinación $G+Q+0,3Shx+Shy+Sv$ para las tipologías estructurales con y sin vigas respectivamente.

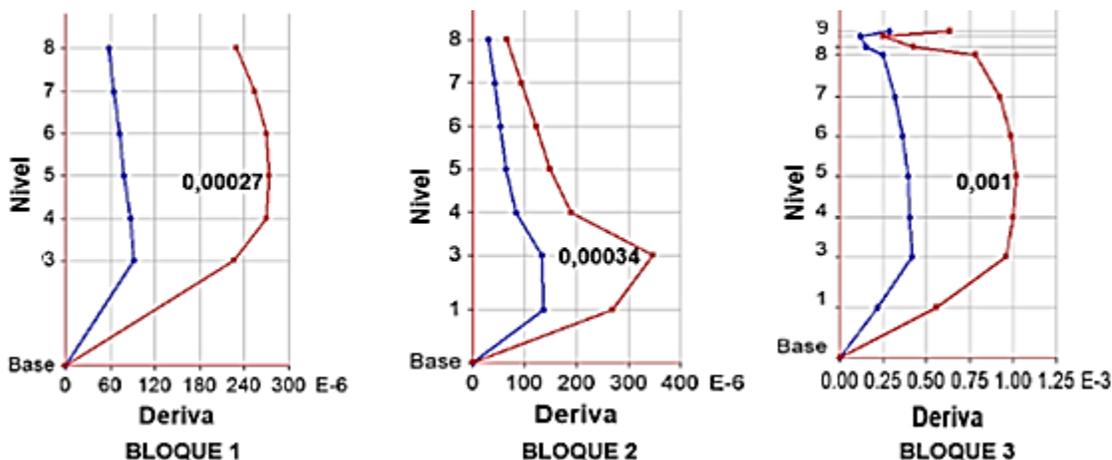


FIGURA 8: DERIVAS PARA LOS TRES BLOQUES, TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL CON VIGAS (COMBINACIÓN $G+Q+0,3SHX+SHY+SV$).

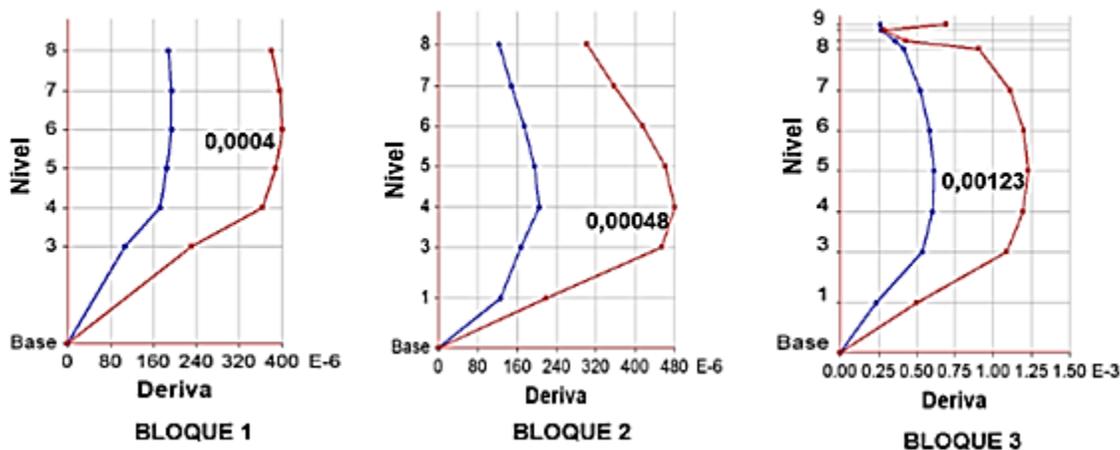


FIGURA 9: DERIVAS PARA LOS TRES BLOQUES, TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL SIN VIGAS (COMBINACIÓN $G+Q+0,3SHX+SHY+SV$).

La tabla 7 resume los valores de derivas máximas obtenidas en cada bloque para las dos tipologías analizadas. En ningún caso se supera el límite definido según la NC 46:2017 [1].

TABLA 7: DERIVAS OBTENIDAS Y PERMISIBLES.

Tipología estructural de entrepiso con vigas				Deriva permisible
	Bloque 1	Bloque 2	Bloque 3	
Deriva	0,00027	0,00034	0,001	0,02
Tipología estructural de entrepiso sin vigas				
Deriva	0,00046	0,00048	0,001	

Independientemente que los valores de derivas reportados sean muy bajos respecto al límite establecido por la norma, se puede apreciar el incremento de los mismos cuando no hay presencia de vigas. Esto se debe a la reducción de la rigidez por piso al no existir vigas.

Desplazamientos en el tope de la edificación

La Tabla 8 muestra los valores de desplazamientos obtenidos así como el permisible que establece la NC 46:2017 [1], que para una altura total de 29,28 metros de altura: $H/600= 4,88$ cm.

TABLA 8: MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS EN EL TOPE DE LA EDIFICACIÓN (COMBINACIÓN $G+Q+0,3SHX+SHY+SV$).

Tipología estructural de entrepiso con vigas						Desplazamiento permisible (cm)	
	Bloque 1		Bloque 2		Bloque 3		
	x	y	x	y	x	y	
Desplazamiento (cm)	0,65	0,38	0,48	0,21	1,90	0,77	4,88
Tipología estructural de entrepiso sin vigas							
Desplazamiento (cm)	1,07	0,55	1,03	0,43	2,35	1,20	

Como se muestra en la tabla 8, en ningún caso se supera el valor máximo permisible. Al igual que en las derivas, los desplazamientos en el tope de la edificación aumentan para la tipología sin vigas. La presencia de vigas con uniones continuas a las columnas aumenta la rigidez de la edificación porque las vigas contribuyen a enfrentar las cargas horizontales.

4. CONCLUSIONES

La caracterización sísmica de la edificación objeto de estudio permitió establecer que la concepción estructural del hotel del ocio presenta irregularidades en elevación según los requisitos de la NC 46:2017 [1]. Los periodos de oscilación que experimenta el bloque 1 de la edificación supera los valores de T_a establecidos por la NC 46:2017 [1] en un 58,1% y 56,0% para variantes con y sin presencia de vigas respectivamente y para las variantes de tipologías estructurales analizadas, los valores de derivas y máxima deformación en el tope de la edificación cumplen con los valores admisibles.

Teniendo en cuenta lo anterior, se puede afirmar que las dos variantes de tipologías propuestas pueden ser empleadas en la edificación del bloque de ocio del hotel Habana SunCuba ya que su concepción estructural

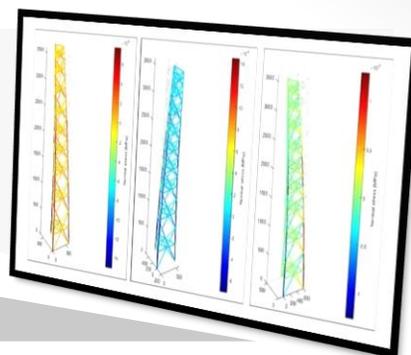
permite el cumplimiento del Estado Límite de Servicio, a pesar de presentar uno de los bloques que la conforman, el periodo de oscilación superior al límite establecido por la NC46:2017 [1].

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] NC-46:2017, "Construcciones sismorresistentes. Requisitos básicos para el diseño y construcción," La Habana, Cuba, 2017.
- [2] E. Ravikumar, M. Tech, and V. College, "Seismic Analysis of Tall Building for Different Earthquake Zones," *International Journal of Emerging Technologies in Engineering Research (IJETER)*, vol. 5, no. 4, pp. 134–138, 2017.
- [3] M. B. Venkatezh and R. D. Deshpande, "Analysis of R. C. building frame with raft foundation considering soil structure interaction," *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, vol. 4, no. 5, pp. 752–760, 2017.
- [4] Z. T. Değer and J. W. Wallace, "Seismic performance of reinforced concrete dual-system buildings designed using two different design methods Seismic performance of reinforced concrete dual-system buildings designed using two different design methods," *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, no. July, 2015. DOI: 10.1002/tal.1227.
- [5] M. A. Eirgash, "A Comparative Study of Seismic Performance of the Building Designed using Four Major Codes," *International Journal of Engineering Research and Technology*, vol. 8, no. 8, pp. 414–420, 2019.
- [6] I. S. Abbood, S. E. Diwan, M. Mahmood, A. N. Hanoon, M. S. Jaafar, M. H. Mussa, and S. Township, "Seismic Response Analysis of Linked Twin Tall Buildings With Structural Coupling," *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*, vol. 9, no. 11, pp. 208–219, 2018.
- [7] S. Malla, S. Karanjit, P. Dangol, and D. Gautam, "Seismic Performance of High-Rise Condominium Building during the 2015 Gorkha Earthquake Sequence," *Buildings*, vol. 9, no. 36, p. 11, 2019.
- [8] EPROB., "Hotel de Habana SunCuba", Reporte MC-01-MC-07, Tongji Architectural Design (Group) Co, LTD, Empresa de Proyectos EPROB. Cuba, 2017.
- [9] NC-283:2003, "Densidad de materiales naturales, artificiales y de elementos de construcción como carga de diseño," La Habana, Cuba, 2003.
- [10] NC-284:2003, *Edificaciones. Carga de uso*. La Habana, Cuba: , 2003, p. 12.
- [11] NC-450:2006, "Edificaciones. Factores de carga o ponderación. Combinaciones.," La Habana, Cuba, 2006.
- [12] S. Bhuskade and S. Sagane, "Effects of Various Parameters of Building on Natural Time Period," *International Journal o Engineering Research & Technology*, vol. 6, no. 04, pp. 557–561, 2017.

Optimización de un modelo de torre auto soportada mediante la técnica heurística de enjambre de partículas

Optimization of a self-supported tower model using particle swarm optimization heuristic technique



Diandra García Labadié¹, Javier Alejandro García Miranda², Juan Carlos Verdecia Somoano³

¹Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad de Matanzas, Carretera Matanzas-Varadero, km 3 1/2, Matanzas, Cuba. email: diandra.garcia@est.umcc.cu

²Profesor Asistente, Departamento de Construcciones, Universidad de Matanzas, Carretera Matanzas-Varadero, km 3 1/2, Matanzas, Cuba. email: javier.garcia@umcc.cu

³Profesor Asistente, Departamento de Construcciones, Universidad de Matanzas, Carretera Matanzas-Varadero, km 3 1/2, Matanzas, Cuba. email: juan.verdecia@umcc.cu

RESUMEN

Unido al auge de las telecomunicaciones en Cuba la demanda de torres ha ido en ascenso. La concepción del diseño de estas estructuras se rige por códigos y normas, donde parte de sus elementos no son aprovechados al límite de su capacidad. La optimización estructural se ha convertido en una tendencia mundial con el fin de aprovechar al máximo la resistencia de los elementos estructurales de las torres de celosía. En las últimas décadas han sido desarrolladas un número considerable de técnicas heurísticas de optimización, siendo Enjambre de Partículas (PSO) una de las más utilizadas en la optimización del diseño de torres. En este marco se desarrolla la presente investigación que tiene como objetivo la optimización de un modelo de torre auto soportada mediante la distribución de las secciones transversales de sus elementos, aplicando la técnica heurística PSO, bajo las condiciones de viento extremo en Cuba. La optimización se realiza a un modelo teórico de torre auto soportada de 36 m de altura de sección triangular. La función objetivo a optimizar es el peso de la torre, la cual fue parametrizada en el software MATLAB mediante el Método de Elementos Finitos (FEM). Como resultado del proceso de optimización se obtuvo un modelo teórico de torre auto soportada con un peso de 34,28 kN, que resiste el estado de carga de viento bajo las condiciones de Cuba.

Palabras claves: optimización estructural, técnicas heurísticas, Enjambre de Partículas, torre auto soportada

ABSTRACT

Due to the telecommunications boom in Cuba, the demand for towers has been on the rise. The conception of the design of these structures is governed by codes and standards, where part of its elements are not used to the limit of their capacity. Structural optimization has become a global trend in order to take full advantage of the strength of the structural elements of lattice towers. In recent decades, a considerable number of heuristic optimization techniques have been developed, with Particle Swarm (PSO) being one of the most used in tower design optimization. In this framework, the present research is developed, which aims to optimize a self-supported tower model by distributing the cross sections of its elements, applying the PSO heuristic technique, under extreme wind conditions in Cuba. The optimization is carried out on a theoretical model of a 36 m high self-supporting tower with a triangular section. The objective function to optimize is the weight of the tower, which was parameterized in the MATLAB software using the Finite Element Method (FEM). As a result of the optimization process, a theoretical model of a self-supporting tower with a weight of 34.28 kN was obtained, which resists the state of wind load under Cuban conditions.

Keywords: structural optimization, heuristics techniques, Particle Swarm Optimization, self-supporting tower

Nota Editorial: Recibido: septiembre 2021; Aceptado: septiembre 2021

1. INTRODUCCIÓN

La optimización estructural constituye una disciplina muy estudiada por numerosos investigadores, sentando sus bases en la programación matemática lineal, la cual dominó durante algunos años el campo de la optimización, esta utilizaba cálculos diferenciales para encontrar las soluciones óptimas para ciertos tipos de problemas y bajo ciertas condiciones. El alto desarrollo tecnológico en la informatización propició el surgimiento de nuevas técnicas de búsqueda estocástica conocidas como heurísticas basadas en la computación evolutiva. Las técnicas heurísticas no garantizan encontrar la solución óptima a varios problemas, pero garantizan la optimización simultánea de las variables de diseño, dificultad que presentaban las técnicas de programación lineal debido a su alinealidad y las restricciones [1].

Las técnicas heurísticas dictaminaron el futuro del campo de la optimización de estructuras y surgen principalmente para ser implementadas en la resolución de problemas complejos, donde su implementación es de fácil programación para garantizar la búsqueda de óptimos globales. En el caso de las estructuras de celosía las técnicas heurísticas buscan la reducción del peso del conjunto estructural definida como la función objetivo a minimizar en un determinado espacio de búsqueda.

Las torres de celosía son un conjunto de elementos lineales entrelazados para formar una estructura que gane en altura y que sea resistente ante las acciones externas, son de vital importancia para el soporte de antenas que transmiten señales televisivas y de telefonía celular. Estas estructuras son complejas y muestran una gran sensibilidad a las acciones del viento, además de contar con un número considerable de variables que influyen en su comportamiento y posteriormente en su diseño estructural. Los diseños de torres están regidos principalmente por códigos internacionales y por la experiencia de los ingenieros estructurales, este último constituye un factor determinante, pues está basado en cálculos de prueba y error. Este método asume un predimensionamiento inicial de los elementos estructurales que conforman el conjunto hasta encontrar el "mejor" diseño que satisfaga determinadas capacidades resistentes de los materiales. En este tipo de diseño no se asegura que las dimensiones de los elementos estructurales sean aprovechados en los límites de su capacidad resistente, y por consiguiente se atenta contra los costos de los diseños estructurales de estos elementos.

Entre las técnicas heurísticas más utilizadas en la optimización estructural de torres autosoportadas se encuentra Enjambre de Partículas (Particle Swarm Optimization-PSO) que se introdujo en los trabajos pioneros de Russell C. Eberhart y James Kennedy [2]. En ese tiempo los algoritmos evolutivos dominaban el campo de la optimización, por lo que motivó a la comunidad científica a investigar sobre algoritmos inspirados en el comportamiento de aves, hormigas y peces que mostraban ciertos aprendizajes grupales en su entorno natural. Esta técnica utiliza un conjunto de partículas distribuidas aleatoriamente. La improvisación se realiza moviendo las partículas alrededor del espacio de búsqueda por medio de un conjunto de expresiones matemáticas simples que modelan algunas comunicaciones entre ellas. Estas expresiones matemáticas, en su forma más simple y básica, sugieren el movimiento de cada partícula hacia una posición con una mejor experiencia y la mejor posición del enjambre, junto con algunas perturbaciones aleatorias.

Luh y Lin [3] proponen una metodología basada en un algoritmo de enjambre de partículas para optimizar el peso de una armadura plana de 39 barras. El proceso de optimización se dividió en dos etapas, la primera se emplea para resolver la configuración topológica óptima mediante el algoritmo Binary Particle Swarm Optimization (BPSO) y la segunda se emplea para la optimización de la sección transversal de los elementos y de la forma del conjunto, donde se utilizó Attractive and Repulsive Particle Swarm Optimization (ARPSO), se tienen en cuenta restricciones de tensión, deflexión y estabilidad cinemática definidas por los diseñadores. Se obtuvieron 15 configuraciones topológicas, en las cuales se disminuye el número de elementos inicialmente concebidos en la armadura y simultáneamente se optimizó el área de la sección de los elementos obteniéndose 3 armaduras que de forma general son más ligeras en un 10% en un menor número de iteraciones.

Gholizadeh [4] emplea una hibridación entre dos algoritmos, Cellular Automata (CA) y Particle Swarm Optimization (PSO), donde se optimiza la función de la velocidad de las partículas del enjambre, obteniéndose un nuevo algoritmo, Sequential Cellular Particle Swarm Optimization (SCPSO). La programación fue implementada en MATLAB, se optimizaron tres armaduras planas y una armadura espacial, todas teniendo como función objetivo el peso, y como restricciones se tomaron las tensiones y los desplazamientos en los elementos.

En el caso de la armadura espacial de 25 barras se optimizó en un 10% el peso total con respecto al algoritmo estándar PSO, aunque en igual número de iteraciones. SCPSO arribó a los óptimos globales en un menor número de iteraciones.

Kaveh, et al. [5] programan un algoritmo conocido como Swallow Swarm Optimization (SSO) hibridado con Particle Swarm Optimization (PSO) donde se logra un nuevo algoritmo conocido como Hybrid Particle Swallow Optimization (HPSSO), que se emplea para la minimización del peso de seis armaduras, y de esta manera evaluar su desempeño contra otras técnicas heurísticas. Se optimizó el área de la sección transversal de los elementos. Se definen para la armadura espacial de 22 barras siete variables y en la torre transmisión de 25 barras ocho variables. En el caso de la armadura de 22 barras el algoritmo Harmony Search (HS) requiere un 40% menos de iteraciones con respecto a (HPSSO) para encontrar la mejor solución, ambos ofrecen diseños más ligeros respecto a los restantes autores. En el caso de la torre de transmisión de 25 barras el algoritmo Self Adaptive Harmony Search (SAHS) fue el más eficiente para encontrar la convergencia en cuanto a velocidad y el peso óptimo, donde (HPSSO) requiere de un 45% más de iteraciones que (SAHS).

Cao, et al. [6] presentan una optimización mejorada del algoritmo enjambre de partículas (EPSO) para la optimización del tamaño y la forma de estructuras de celosía. Utiliza tres ejemplos de estructuras de celosía, previamente investigadas, una armadura plana de 10 barras con 10 variables de diseños [5], una armadura plana de 37 barras con 19 variables de diseño [7] y una torre de 942 barras con 59 variables de diseño [8]. Los autores definen como función objetivo a optimizar el peso para cada una de las estructuras, definen como variables de diseño el área de la sección transversal de los elementos bajo las restricciones de tensiones y pandeo en los elementos. Los autores concluyen que EPSO discrepa en cuanto a la obtención de las mejores soluciones con respecto al resto de los algoritmos propuestos por el resto de los autores, pero con pequeñas diferencias, pero alcanza la obtención de soluciones óptimas en un menor número de análisis estructurales para encontrar la mejor solución.

Tsiptsis, et al. [9] examinan la optimización estructural a través de un optimizador basado en PSO con Non-Uniform Rational B-Spline (NURBS) que se implementa para encontrar topologías de estructuras de tipo curvo. La función objetivo es el peso de una torre, con variables de diseño: el área de la sección transversal de los elementos, y la interconexión entre los nodos del conjunto, bajo las restricciones de tensiones y desplazamientos. La técnica es aplicada a una torre 2D, con 24 elementos de acero, agrupados en ocho grupos. Los resultados de la investigación sugieren que el método PSO con la implementación NURBS puede ser utilizado en la optimización estructural de torres rectas y curvas, pero el número de nodos debe de estar definido en detalle inicialmente en el problema, lo que constituye una desventaja.

A pesar de ser tendencia en el mundo el uso de técnicas de optimización en el diseño de torres autosoportadas según la literatura internacional, en Cuba existen pocas investigaciones que aborden este campo. El presente estudio tiene como objetivo la optimización un modelo de torre autosoportada de 36 metros de altura sometido a cargas de viento extremo. Para el proceso de optimización se empleó la técnica heurística PSO implementada en el software MATLAB. La reducción del peso de la torre fue la función objetivo a optimizar, para ello se definieron siete variables de tipo discreta que constituyen la sección transversal de los elementos estructurales de la torre objeto de estudio.

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Descripción del modelo de torre y función objetivo

El objeto de estudio a optimizar es una torre de celosía tridimensional de 36 m de altura de sección triangular, con un ancho en la base de 6 m y un ancho superior de 2,5 m compuesta por 264 barras y 87 nodos de sección triangular. Su conjunto estructural está formado por tres elementos principales: columnas, diagonales y tranques (Figura 1). El material a emplear es acero A36 con módulo de elasticidad $E = 19\,994,798 \text{ kN/cm}^2$, densidad $\rho = 7,8 \cdot 10^{-5} \text{ kN/cm}^3$, resistencia en el límite de fluencia $F_y = 24,82 \text{ kN/cm}^2$.

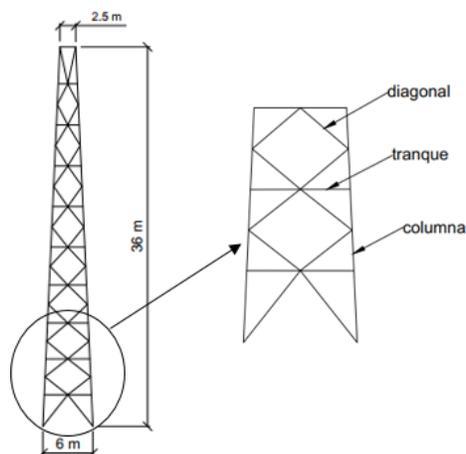


FIGURA 1: CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TORRE.

La parametrización de la función fue implementada en el software MATLAB, mediante el Método de Elementos Finitos (FEM). El problema de optimización es mono-objetivo, y la función objetivo a optimizar es el peso de la torre, descrita en la ecuación (1).

$$\Phi = \min(W) = \min\left(\sum_{i=1}^{N_m} \rho_i L_i A_i\right) \quad (1)$$

Donde:

W es el peso de la torre compuesta por miembros, ρ_i es la densidad del material de cada miembro i , L_i es la longitud de cada miembro i , A_i el área de cada miembro i .

2.2. Variables de diseño

El tipo de optimización es del tamaño de la estructura, no se decide modificar la interconexión entre sus nodos (topología) ni la forma de la estructura, por lo tanto, la variable de diseño a optimizar es el área de la sección transversal de los elementos estructurales. Para ello se define un total de siete variables de tipo discretas, distribuidas en la altura de la torre (Figura 2). A1, A2 y A3 son las variables asignadas a los perfiles de las columnas de la torre, perfiles que serán de sección tubular con áreas de 1,56 cm² a 30,22 cm². A4 y A5 son las variables que corresponden a las diagonales, A6 y A7 que corresponden a los tranques, ambas variables para estos elementos estructurales serán angulares de alas iguales con áreas de 1,42 cm² a 133 cm².

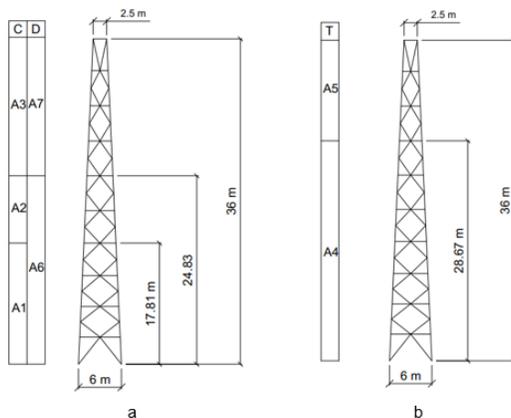


FIGURA 2: DISTRIBUCIÓN DE LAS VARIABLES DE DISEÑO DE LA TORRE A. COLUMNAS Y DIAGONALES B. TRANQUES.

2.3. Restricciones

Los miembros de las torres autoportadas deben ser diseñados para resistir tensiones y cumplir con los límites de esbeltez según el código normativo a utilizar. El código AISC 360-16 [10] fue el utilizado en esta investigación para el cumplimiento de las restricciones en cuanto a tensiones por tracción y por análisis de pandeo de los elementos comprimidos.

Para el manejo de las restricciones se definió una función constante de penalización [11], donde aumenta el peso de los elementos cuando estos no cumplan con los criterios de resistencia, y así disminuye la probabilidad de ser seleccionados durante el proceso de optimización. Este valor constante de penalización se decide que vaya en aumento en dependencia de la cantidad de elementos que violen las restricciones de resistencia. De no fallar ningún elemento, el factor de penalización será igual a 0, por cada elemento que falle en la torre su peso será incrementado en 100 kN.

2.4. Sistemas de cargas

En el diseño de torres de celosía de sección triangular, las principales cargas a analizar son: la carga permanente, la carga de viento actuando en tres direcciones: 0°, 60° y 90° (Figura 3) y la carga producto de la presencia de las antenas. La investigación está orientada a la optimización de un diseño preliminar de torre sometido a cargas de viento extremo, por lo que no se consideró la carga producto de las antenas en la programación. La carga ecológica analizada en el proceso de optimización fue la carga de viento en la dirección 0° para la combinación 1,2CP + 1,4CV encontrada en la NC 450:2006 [12], donde CP y CV representan la carga permanente de los elementos estructurales y CV la carga de viento que actúa sobre la torre, respectivamente. Para la dirección y combinación definida se obtienen las mayores solicitaciones para el caso de las torres autoportadas de sección triangular. Posterior a la optimización, se chequearon las restantes direcciones de viento y la combinación 0,9CP + 1,4CV [12]. La metodología de cálculo de la carga de viento fue programada según lo planteado en la nueva Propuesta de Norma Cubana: "Carga de viento. Método de cálculo". No se consideró en el análisis las cargas de uso ni la carga de viento no extremo, por ser la primera poco frecuente y la segunda no generar la peor condición de trabajo de la estructura.

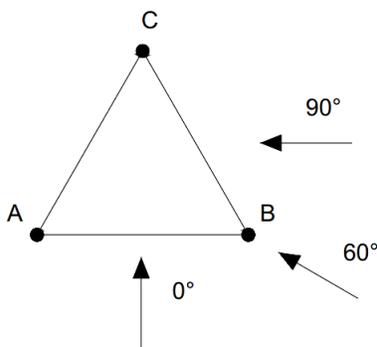


FIGURA 3: DIRECCIONES DE LA CARGA DE VIENTO.

La fuerza del viento $F_{V(z_e)}$ que actúa sobre una estructura puede determinarse directamente utilizando la ecuación:

$$F_{V(z_e)} = q_{p(z_e)} C_f C_D A \quad (2)$$

Donde $q_{p(z_e)}$ es la presión pico (N/m²), C_f es el coeficiente de fuerza, C_D es el coeficiente dinámico, A es el área de referencia de la estructura o del elemento estructural (m²) y z_e es la altura de referencia. La presión pico se calcula de la siguiente forma:

$$q_{p(z_e)} = q_{10} C_t C_h C_r \quad (3)$$

Donde q_{10} es la presión básica de viento (N/m^2), C_t es el coeficiente de recurrencia, C_h es el coeficiente de altura y C_r es el coeficiente de ráfaga. Las velocidades básicas que se muestran en la Figura 5 fueron obtenidas para un intervalo de promediación de 10 min y un período de retorno de 50 años. Las velocidades básicas se obtuvieron de un proceso estadístico a partir del análisis de datos primarios con velocidades medidas a 10 m de altura en un terreno llano y abierto (Categoría III). La torre objeto de estudio se decidió emplazarla en la región 1, donde le corresponde una presión básica $q_{10} = 0,93 \text{ kN/m}^2$. Se definió un coeficiente de recurrencia $C_t = 1$, para un período de retorno de 50 años. La Tabla 1 muestra los coeficientes de altura (C_h) para cada uno de los niveles de trancque donde incide la carga de viento, los valores son obtenidos mediante la ecuación:

$$C_h = (C_{e(z)} C_{a(z)})^2 \quad (4)$$

Donde $C_{o(z)} = 1$ es el coeficiente de topografía que refleja el cambio que se produce en la velocidad media del viento cuando este pasa en ángulo recto sobre crestas o colinas, la torre objeto de estudio se encuentra en un terreno llano ($C_{o(z)} = 1$). $C_{e(z)}$ es el coeficiente de exposición, que define la variación del perfil vertical de la velocidad del viento en función de la altura según las categorías de terreno y se determina:

$$C_{e(z)} = 1.7 \left(\frac{z}{Z_G} \right)^\alpha \quad \text{para} \quad Z_b < z < Z_G \quad (5)$$

Donde z es la altura sobre el terreno (m). Para el cálculo de las fuerzas y presiones de viento se utiliza la altura de referencia z_e . Z_G y α son los parámetros que determinan el perfil vertical de la velocidad del viento en su forma potencial, se consideró la torre ubicada en una categoría de terreno III: $Z_b = 5 \text{ m}$ y $\alpha = 0.15$.

TABLA 1: COEFICIENTE DE ALTURA.

Altura (m)	C_h
3,15	0,90
9,16	0,97
14,08	1,10
17,81	1,18
21,32	1,25
24,83	1,31
28,67	1,36
32,17	1,41
34,85	1,45
36	1,46

El coeficiente de ráfaga se determina mediante la ecuación:

$$C_r = 1 + 2gI_z \quad (6)$$

Donde g es el factor pico de la velocidad del viento y toma valor de 3,5 y I_z es la intensidad de turbulencia definida mediante:

$$I_{(z)} = I_{rz} C_{of} \quad (7)$$

C_{ot} es el coeficiente de topografía para la intensidad de turbulencia, para este estudio $C_{ot} = 1$, por estar ubicada la torre en un terreno llano y I_{rz} es la intensidad de turbulencia a la altura z en función de las categorías de terreno, definida como:

$$I_{rz} = 0.1 \left(\frac{z}{Z_G} \right)^{-\alpha-0.05} \quad \text{para} \quad Z_b < z < Z_G \quad (8)$$

Para una altura de referencia igual al 60% de la altura total de la torre $C_r = 2.2$.

El coeficiente de fuerza de viento total en la dirección del viento sobre una sección de la estructura debe tomarse como:

$$C_f = C_{f,S} + C_{f,A} \quad (9)$$

$C_{f,A}$ es el coeficiente de fuerza del viento de los accesorios y $C_{f,S}$ es el coeficiente de fuerza del viento de la sección de estructura sin accesorio, usando la relación de solidez ϕ , correspondiente para la estructura sin accesorios, se obtienen de la siguiente forma:

$$C_{f,S} = K_\theta C_{f,S,0} \quad (10)$$

$C_{f,S,0}$ es el coeficiente de fuerza general en la dirección normal (presión) de una sección j sin efectos finales (longitud infinita) y K_θ factor de incidencia del viento, que para torres de secciones triangulares se calcula de la siguiente forma:

$$K_\theta = \frac{A_{c,sub} + A_{c,sup}}{A_s} + \frac{A_f}{A_s} (1 - 0.1 \sin^2 1.5\theta) \quad (11)$$

θ es el ángulo de incidencia del viento con respecto a la dirección de 0° . A_s es el área proyectada total igual a la ecuación:

$$A_s = A_f + A_{c,sub} + A_{c,sup} \quad (12)$$

A_f es el área proyectada total de los elementos de sección plana (perfiles angulares, planchas, etc.) de una cara en la dirección normal al viento. $A_{c,sub}$ es el área proyectada total de los elementos de sección circular en régimen subcrítico de una cara en la dirección normal al viento. $A_{c,sup}$ es el área proyectada total de los elementos de sección circular en régimen supercrítico de una cara en la dirección normal al viento. Una sección circular se encuentra en un régimen subcrítico cuando el número de Reynold ($R_e \leq 4 \cdot 10^5$) y se asume que están en un régimen supercrítico cuando ($R_e > 4 \cdot 10^5$). Para cálculos de la fuerza del viento, se puede suponer conservadoramente que los elementos de sección circular en régimen supercrítico se encuentran en régimen subcrítico. El valor de Re se obtiene de la ecuación:

$$R_e = \frac{b \cdot V_{(z_e)}}{\nu} \quad (13)$$

ν es la viscosidad cinemática del aire ($\nu = 15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$). b es el diámetro de la sección. $V_{(z_e)}$ es la velocidad pico para la altura de referencia, se obtiene por la siguiente expresión:

$$V_{(z_r)} = \left(\frac{2q_{p,(z_r)}}{\rho} \right)^{0.5} \quad (14)$$

$q_{p,(z_r)}$ es la presión pico en la altura de referencia. ρ es la densidad del aire ($\rho = 1,184 \text{ kg/m}^3$). Para las direcciones de viento 0° , 60° y 90° , el factor de incidencia K_θ es 0, 0,95 y 0,97 respectivamente. Los valores del coeficiente de fuerza general normal a la dirección del viento $C_{f,S,0}$ para un tramo de una torre de sección transversal en planta, triangular equilátera, compuesta de elementos de sección plana y de sección circular, deben calcularse por la ecuación:

$$C_{f,S,0,j} = C_{f,0,f} \frac{A_f}{A_s} + C_{f,0,c,sub} \frac{A_{c,sub}}{A_s} + C_{f,0,c,sup} \frac{A_{c,sup}}{A_s} \quad (15)$$

$C_{f,0,f}$, $C_{f,0,c,sub}$ y $C_{f,0,c,sup}$ son los coeficientes de fuerza para secciones compuestas por elementos de sección plana (perfiles y planchas), sección circular en régimen subcrítico y sección circular en régimen supercrítico, respectivamente. Sus valores vienen dados por:

$$C_{f,0,f} = 1.76C_1 [1 - C_2\varphi + \varphi^2] \quad (16)$$

$$C_{f,0,c,sub} = C_1(1 - C_2\varphi) + \varphi^2(C_1 + 0.875) \quad (17)$$

$$C_{f,0,c,sup} = 1.9 - \sqrt{(1 - \varphi)(2.8 - 1.14C_1 + \varphi)} \quad (18)$$

C_1 y C_2 son iguales a 1,9 y 1,4, respectivamente, para torres triangulares. φ es la relación de solidez y se determina $\varphi = \frac{A_s}{A_c}$, donde A_s es el área proyectada y A_c es el área de contorno o área bruta.

La componente dinámica del viento debe ser tomada en consideración a través del coeficiente dinámico C_D . Solo se realiza un análisis estático, por lo tanto $C_D = 1$. Después de calcular la carga de viento, esta se distribuyó en cada uno de los niveles de tranque de la torre.

2.5. Parámetros de Enjambre de Partículas

Las expresiones matemáticas que dominan cada una de las iteraciones del algoritmo PSO son:

$$v_{i,j}^{k+1} = \omega v_{i,j}^k + c_1 r_1 (xlbest_{i,j}^k - x_{i,j}^k) + c_2 r_2 (xgbest_j^k - x_{i,j}^k) \quad (19)$$

$$x_{i,j}^{k+1} = x_{i,j}^k + v_{i,j}^{k+1} \quad (20)$$

Donde ω se conoce como peso inercial, Shi y Eberhart [14] plantean que este parámetro puede ser constante o una función del tiempo lineal o no lineal. Los valores positivos comprendidos entre un valor máximo y mínimo ($\omega_{\min} = 0,4$ y $\omega_{\max} = 0,9$) fueron definidos en esta investigación [6, 9, 15]. Los vectores $v_{i,j}^k$ y $x_{i,j}^k$ representan la velocidad y posición de las partículas respectivamente en un número de iteraciones k ; mientras r_1 y r_2 son dos números aleatorios uniformemente distribuidos en el rango (0,1). En el caso de $xlbest_{i,j}^k$ y $xgbest$ indican las mejores posiciones tanto locales como globales experimentadas por la i -ésima partícula en todo el enjambre; y c_1 y c_2 son dos parámetros que representan la confianza de la partícula en sí misma (cognición) y en el enjambre (comportamiento social). Estos dos parámetros controlan la exploración de las partículas. Un valor relativamente

alto de c_1 animará a las partículas a moverse hacia sus mejores experiencias locales, mientras valores más altos de c_2 resultarán en una convergencia más rápida hacia la mejor posición global. Para este estudio se adoptó $c_1 = c_2 = 2$ [6, 9, 15].

Se adoptó la metodología que plantea Cheng, et al. [16] para el algoritmo PSO (Figura 4):

1. [Inicialización]: Inicia la velocidad y la posición de forma aleatoria para cada partícula en cada dimensión.
2. [mientras] no encuentre la "buena" solución o no llegue al máximo de iteraciones hacer...
3. Calcule el valor de aptitud de cada partícula.
4. Compare el valor de aptitud entre el valor actual y la mejor posición en el historial. Si el valor de aptitud de la posición actual $x_{i,j}^k$ es mejor que $x_{gbest,j}^k$ para cada partícula, actualice $x_{i,j}^k$ como posición actual.
5. Selección de una partícula que tenga el mejor valor de aptitud de vecindad de la partícula actual, esta partícula se llama mejor vecindario ($nbest$).
6. [para] cada partícula hacer...
7. Actualizar la velocidad de la partícula según la ecuación (19)
8. Actualizar la posición de la partícula según la ecuación [12]

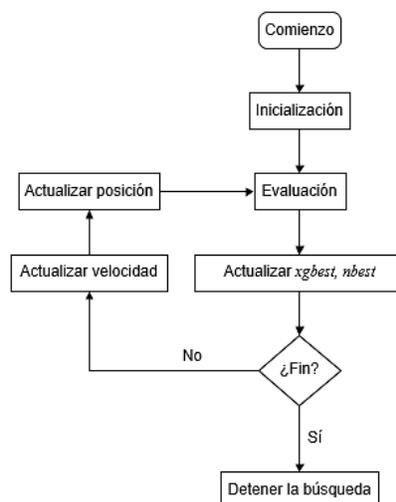


FIGURA 4: DIAGRAMA DE FLUJO DE PSO [16].

Para el proceso de optimización el máximo de iteraciones será igual a 1000, mientras que el número de partículas se iniciará con un valor de 20, incrementándose en intervalos de 10 hasta llegar a 100 partículas [6]. Se adoptó un criterio de parada para el algoritmo de 100 generaciones de bloqueo, se detendrá el proceso cuando el algoritmo supere las 100 iteraciones sin mejoras en el resultado de la función objetivo.

Es necesario realizar un análisis de sensibilidad en los resultados debido a la variabilidad en cuanto a los resultados que puede ofrecer el algoritmo PSO. Se realizaron 10 corridas para el parámetro cantidad de partículas, además se aplicó una técnica de hibridación implementada en MATLAB [17], conocida como Patrones de Búsqueda (Pattern Search-PS) [18], que encuentra el mínimo de una función mediante una búsqueda de patrón, a partir de un valor de solución que arroje el algoritmo busca la presencia de un posible valor menor que el arrojado, que pasaría a ser el nuevo óptimo. Los valores de las siete variables de diseño (áreas de las secciones transversales) se obtienen para el peso de la torre una vez hecha la hibridación. El proceso de optimización se ejecutó en una computadora personal con un procesador Intel Core i7-5500-2,4 GHz y 6 GB RAM operando bajo Microsoft Windows 10.

3. RESULTADOS

En el epígrafe se muestran los principales resultados obtenidos del proceso de optimización. La Figura 5 muestra las curvas de convergencia de diez corridas para las cantidades de 20 y 100 partículas en el enjambre. El comportamiento de las curvas inicialmente no muestra una convergencia hacia un valor óptimo del peso de la torre. Como se observa en la Figura 5b la capacidad de convergencia del algoritmo aumenta con el aumento del número de partículas en el enjambre.

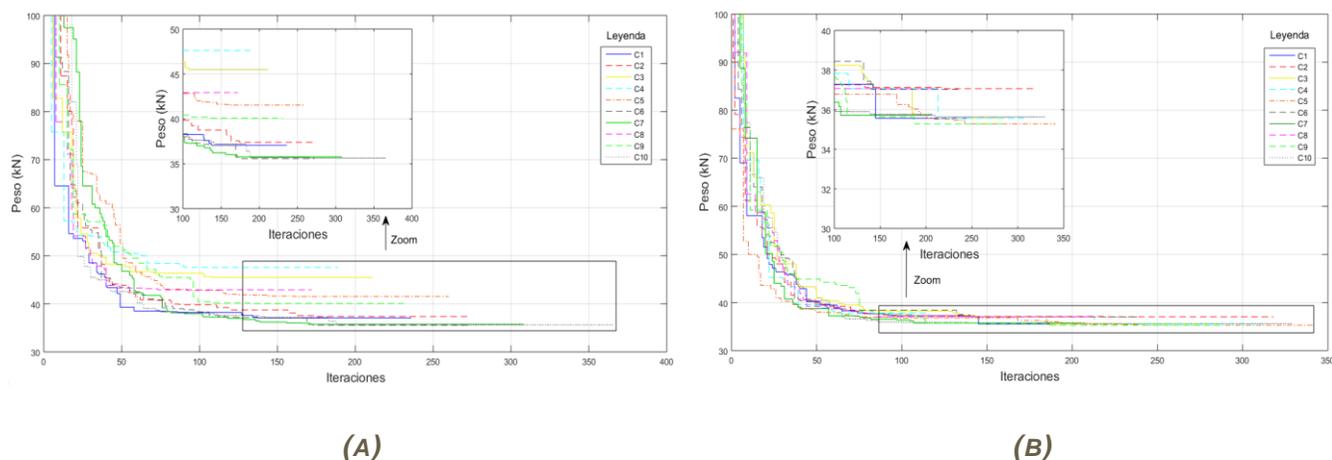


FIGURA 5: CANTIDAD DE PARTÍCULAS VS ITERACIONES

(A). CANTIDAD DE PARTÍCULAS-20

(B). CANTIDAD DE PARTÍCULAS-100.

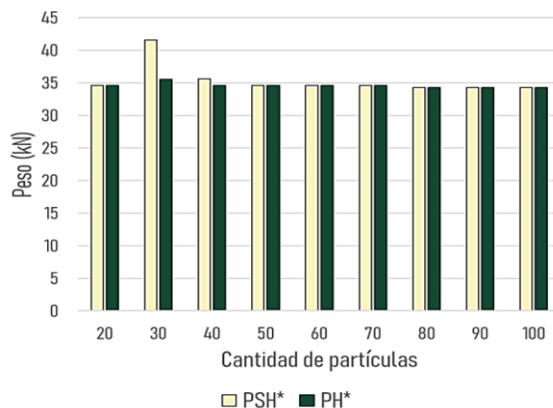
La Tabla 2 muestra los resultados de las mejores corridas para las cantidades de partículas definidas para PSO. Los mejores resultados se obtienen para 80, 90 y 100 partículas, con un valor $\Phi = 34,28$ kN. En el caso de las variables, las mayores variaciones se corresponden con las variables A1-A3-A4, el resto no experimentó variación alguna a medida que se aumentó la cantidad de partículas. Con respecto a la cantidad de partículas de 20 (valor mínimo) el peso de la torre disminuyó en un 0,8%, estabilizándose a partir de 80.

TABLA 2: RESULTADOS OBTENIDOS PARA LAS MEJORES CORRIDAS.

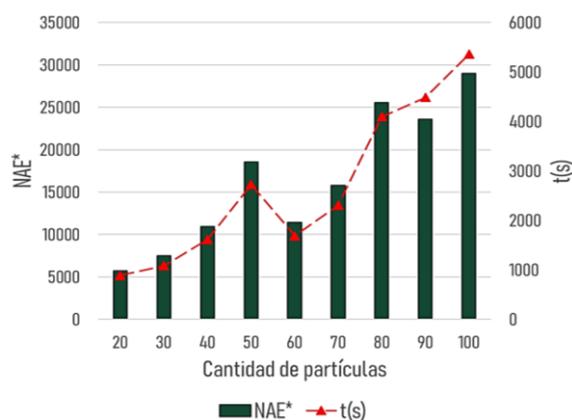
cm ²	20	30	40	50	60	70	80	90	100
A1	14,70	19,16	14,70	14,70	14,70	14,70	16,21	16,21	16,21
A2	6,26	6,26	6,26	6,26	6,26	6,26	6,26	6,26	6,26
A3	5,57	3,66	5,57	5,57	5,57	5,57	3,66	3,66	3,66
A4	3,08	2,67	3,08	3,08	3,08	3,08	2,67	2,67	2,67
A5	1,42	1,42	1,42	1,42	1,42	1,42	1,42	1,42	1,42
A6	11,40	11,40	11,40	11,40	11,40	11,40	11,40	11,40	11,40
A7	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90	3,90
Peso (kN)	34,56	35,51	34,56	34,56	34,56	34,56	34,28	34,28	34,28

La Figura 6a muestra que PSO no experimenta una sensibilidad marcada en cuanto a sus resultados una vez aplicada la hibridación con la técnica PS. Se observa que en siete de las nueve cantidades de partículas definidas, el valor del peso con o sin hibridación es el mismo. En la Figura 6b se observa que con 80 partículas el algoritmo alcanzó el valor óptimo con menos recursos computacionales con respecto a las cantidades de 90 y 100. Ninguna de las corridas empleó el número máximo de iteraciones. Con respecto a la cantidad de partículas de 20 se

incrementó el número de análisis estructurales y el tiempo de cómputo entre un 311-405% y 359-501% respectivamente.



(A)



(B)

**FIGURA 6: CANTIDAD DE PARTÍCULAS VS ITERACIONES A. CANTIDAD DE PARTÍCULAS-20
B. CANTIDAD DE PARTÍCULAS-100.**

En la Tabla 3 y la Figura 7 se muestran los resultados de las variables de diseño para el menor peso obtenido por PSO.

TABLA 3: RESULTADOS OBTENIDOS POR PSO.

(cm ²)	Áreas	Perfiles
A1	16,21	O133x4
A2	6,26	O101,6x2
A3	3,66	O60,3x2
A4	2,67	L35x35x4
A5	1,42	L25x25x3
A6	11,40	L75x75x8
A7	3,90	L45x45x4,5
Peso (kN)	34,28	-

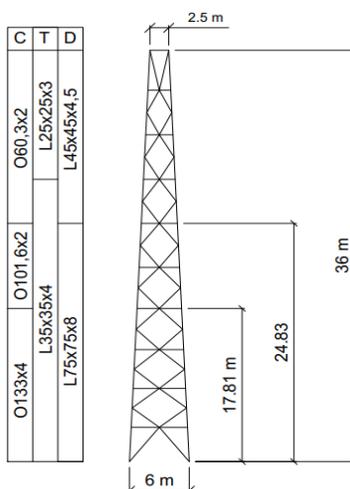


FIGURA 7: DISEÑO DE LA TORRE OBTENIDO POR PSO.

Evaluación del diseño de la torre

Obtenido el diseño de la torre, se decide evaluar para cada una de las combinaciones y direcciones de viento definidas. Se determina el coeficiente ratio (relación entre la demanda/capacidad) que les corresponde a los elementos estructurales (columnas, tranques y diagonales) más solicitados, para verificar que este no sea mayor que uno. El diseño obtenido no es el definitivo, es un diseño inicial que debe ser evaluado bajo otras consideraciones principalmente constructivas que permitan obtener el diseño final.

TABLA 3: VALORES MÁXIMOS DEL COEFICIENTE RATIO EN LOS ELEMENTOS DE LA TORRE.

Elemento	Tipo de esfuerzo	Combinación					
		1,2CP + 1,4CV			0,9CP + 1,4CV		
		0°	60°	90°	0°	60°	90°
Columna	Tracción	0,3709	0,7255	0,6257	0,3779	0,7335	0,6327
	Compresión	0,9543	0,4522	0,8049	0,9443	0,4422	0,7959
Tranque	Tracción	-	-	-	-	-	-
	Compresión	0,9196	0,4391	0,7815	0,9266	0,4481	0,7821
Diagonal	Tracción	0,1298	0,1330	0,1096	0,1302	0,1320	0,1102
	Compresión	0,8610	0,7456	0,9047	0,8570	0,7346	0,9047

Como se puede observar en la Tabla 3 ninguno de los valores del coeficiente ratio en los elementos más solicitados de la torre supera el valor de la unidad, por lo tanto, ninguno se encuentra en falla. La dirección 0° es la que domina el diseño de las columnas y tranques sometidos a compresión, en el caso de las diagonales dominó la dirección de 90°. Para los elementos sometidos a tracción la dirección que predominó fue la de 60°. Los tranques están sometidos tanto a esfuerzos de tracción como de compresión, donde predomina esta última en el diseño de los mismos.

4. CONCLUSIONES

Las estructuras de celosía cuentan con un número considerable de variables influyentes en su diseño, es por ello que el empleo de algoritmos metaheurísticos ha sido generalizado por varios investigadores en el campo de la optimización estructural para encontrar diseños más óptimos. Según la literatura científica entre las técnicas más utilizadas en la optimización de torres autosoportadas se encuentra PSO. La optimización de tamaño mediante la técnica heurística PSO en un modelo teórico de torre, arrojó un peso mínimo de 34,28 kN, con una cantidad de partículas igual a 80. El proceso de optimización empleó 25 555 análisis estructurales, en un tiempo de 4 094 segundos, donde no fue necesario emplear el número máximo de partículas [13] para obtener el mismo peso para la torre objeto de estudio. El empleo de la función de hibridación Pattern Search con el objetivo de mejorar los valores finales de las corridas no influyó en los resultados finales del peso. El diseño optimizado obtenido con la

dirección de viento a 0° para las dos combinaciones definidas resistió satisfactoriamente el estado de carga, al igual que las restantes direcciones de 60° y 90° posteriormente chequeadas.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] A. Kaveh and A. Dadras, "Introduction," in *Metaheuristic Optimization Algorithms in Civil Engineering: New Applications* Cham: Springer International Publishing, 2020, pp. 1-7. https://doi.org/10.1007/978-3-030-45473-9_1
- [2] R. Eberhart and J. Kennedy, "A new optimizer using particle swarm theory," in *MHS'95. Proceedings of the Sixth International Symposium on Micro Machine and Human Science*, 1995, pp. 39-43. <https://doi.org/10.1109/MHS.1995.494215>
- [3] G.-C. Luh and C.-Y. Lin, "Optimal design of truss-structures using particle swarm optimization," *Computers & Structures*, vol. 89, no. 23, pp. 2221-2232, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2011.08.013>
- [4] S. Gholizadeh, "Layout optimization of truss structures by hybridizing cellular automata and particle swarm optimization," *Computers & Structures*, vol. 125, pp. 86-99, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2013.04.024>
- [5] A. Kaveh, T. Bakhshpoori, and E. Afshari, "An efficient hybrid Particle Swarm and Swallow Swarm Optimization algorithm," *Computers & Structures*, vol. 143, pp. 40-59, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2014.07.012>
- [6] H. Cao *et al.*, "Enhanced particle swarm optimization for size and shape optimization of truss structures," *Engineering Optimization*, vol. 49, no. 11, pp. 1939-1956, 2017. <https://doi.org/10.1080/0305215X.2016.1273912>
- [7] A. Kaveh and S. M. Javadi, "Shape and size optimization of trusses with multiple frequency constraints using harmony search and ray optimizer for enhancing the particle swarm optimization algorithm," *Acta Mechanica*, vol. 225, no. 6, pp. 1595-1605, 2014. <https://doi.org/10.1007/s00707-013-1006-z>
- [8] A. Nickabadi, M. M. Ebadzadeh, and R. Safabakhsh, "A novel particle swarm optimization algorithm with adaptive inertia weight," *Applied Soft Computing*, vol. 11, no. 4, pp. 3658-3670, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.asoc.2011.01.037>
- [9] I. N. Tsipstsis *et al.*, "Structural optimization employing isogeometric tools in Particle Swarm Optimizer," *Journal of Building Engineering*, vol. 24, p. 100761, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.100761>
- [10] *ANSI/AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings*, 2016.
- [11] N. Gutiérrez, "Algoritmos genéticos aplicados al diseño estructural de armaduras en tres dimensiones," *Disertación de Doctorado, Dpto. de Ingeniería, U. Autónoma de Querétaro, Ciudad universitaria Querétaro, México*, 2010. <https://www.researchgate.net/publication/263692067>
- [12] *NC 450 : 2006 Edificaciones-Factores de Carga o Ponderación-Combinaciones*, 2006.
- [13] *UNE-EN 10056-1. Angulares de lados iguales y desiguales de acero estructural* 2017.
- [14] Y. Shi and R. Eberhart, "A modified particle swarm optimizer," in *1998 IEEE International Conference on Evolutionary Computation Proceedings. IEEE World Congress on Computational Intelligence (Cat. No.98TH8360)*, 1998, pp. 69-73. <https://doi.org/10.1109/ICEC.1998.699146>
- [15] M. Sonmez, "Performance Comparison of Metaheuristic Algorithms for the Optimal Design of Space Trusses," *Arabian Journal for Science and Engineering*, vol. 43, no. 10, pp. 5265-5281, 2018. <https://doi.org/10.1007/s13369-018-3080-y>
- [16] S. Cheng *et al.*, "A quarter century of particle swarm optimization," *Complex & Intelligent Systems*, vol. 4, no. 3, pp. 227-239, 2018. <https://doi.org/10.1007/s40747-018-0071-2>
- [17] Matlab, MathWorks, Ed., R2015a ed. Natick, MA, USA, 2019.
- [18] N. Guo *et al.*, "Dynamic model updating based on strain mode shape and natural frequency using hybrid pattern search technique," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 422, pp. 112-130, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.jsv.2018.02.013>

Artículos de Revisión

Evaluación crítica del empleo de barras de polímeros reforzadas con fibras en situación de incendios

Critical evaluation of the use of polymer bars reinforced with fibers in a fire situation



Michael Roberto Mackchaser Vedey¹, Isel del Carmen Díaz Pérez²

¹Ing. Civil, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”, Calle 114, # 11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. CP 11500, La Habana, Cuba E-mail: mrobmackv@civil.cujae.edu.cu

²Msc. Ing. Civil, Universidad Tecnológica de La Habana “José Antonio Echeverría”, Calle 114, # 11901, e/ Ciclovía y Rotonda, Marianao. CP 11500, La Habana, Cuba, E-mail: iselcarmen@civil.cujae.edu.cu

RESUMEN

Las barras de polímeros reforzados con fibras (PRF) se utilizan cada vez más en la industria de la construcción como una alternativa potencial al acero gracias a las ventajas que presentan sus propiedades físico-mecánicas, su alta resistencia a la corrosión y su elevada relación resistencia/peso, en comparación con el refuerzo ordinario. No obstante, aspectos como su escasa ductilidad, su bajo módulo de elasticidad y la baja resistencia a las elevadas temperaturas, constituyen reales preocupaciones que están obstaculizando la aceptación general del material en la actualidad. Para ello, el presente artículo brinda una revisión de las investigaciones existentes hasta la fecha, que estudian el comportamiento y las propiedades tanto del PRF en sí, como del refuerzo integrado al hormigón, en elementos en situación de incendio. También se presentan los resultados de estudios experimentales y numéricos realizados por varios investigadores para elementos de hormigón armado con PRF (vigas, columnas, losas) a temperaturas elevadas. Finalmente se discuten las pautas para el diseño disponibles en las literaturas. En el trabajo se evidencia que tanto la resistencia como la rigidez de las barras sufren una disminución significativa cuando la temperatura alcanza valores superiores a la temperatura de transición vítrea (T_g) del material, la cual oscila entre los 93 a 120 °C para las resinas utilizadas en la mayoría de las barras de PRF que se emplean como refuerzo del hormigón.

Palabras claves: PRFV, PRFA, PRFC, hormigón, exposición al fuego

ABSTRACT

Fiber-reinforced polymer (FRP) bars are increasingly used in the construction industry as a potential alternative to steel thanks to the advantages of their physical-mechanical properties, their high resistance to corrosion and their high strength ratio/weight, compared to ordinary reinforcement. However, aspects such as its low ductility, its low modulus of elasticity and its low resistance to high temperatures, are real concerns that are hampering the general acceptance of the material today. To this end, this article provides a review of existing research to date, which studies the behavior and properties of both the FRP itself, and the reinforcement integrated into the concrete, in elements in a fire situation. The results of experimental and numerical studies carried out by several researchers for elements of reinforced concrete with FRP (beams, columns, slabs) at elevated temperatures are also presented. Finally, the design guidelines available in the literatures are discussed. In the work it is evidenced that both the resistance and the rigidity of the bars suffer a significant decrease when the temperature reaches values higher than the glass transition temperature (T_g) of the material, which ranges between 93 to 120 °C for resins used in most of the FRP bars that are used as reinforcement of concrete.

Keywords: GFRP, AFRP, CFRP, Concrete, Fire Exposure

Nota Editorial: Recibido: agosto 2021; Aceptado: septiembre 2021

1. INTRODUCCIÓN

En el mundo de la construcción, el uso de refuerzos de barras de polímeros reforzados con fibras (PRF) como refuerzo del hormigón toma auge a principios de los años 90 [1, 2] y desde entonces se ha mostrado gran interés en su fabricación debido a sus ventajas sobre el acero.

El refuerzo de PRF puede llegar a resultar económicamente competitivo ya que tiene alta resistencia a la corrosión; posee una elevada relación resistencia- peso (la décima parte de su peso), presenta transparencia magnética, puede doblar su resistencia a tracción respecto a la del acero, tiene baja conductividad térmica y eléctrica, alta resistencia a la fatiga, y permite reducir los costos de mantenimiento en más del 80% a largo plazo. El empleo de barras de PRF como refuerzo en el hormigón incrementa el tiempo de servicio de las edificaciones en dos o tres veces, en comparación con aquellas que emplean armaduras metálicas, especialmente cuando actúan en un ambiente agresivo, en particular los que contienen sales, álcalis y ácidos [1-6].

En cuanto a sus desventajas pueden citarse que no alcanza a fluir antes de la ruptura (colapso frágil), presenta bajo módulo de elasticidad y es un material anisotrópico, lo cual conlleva a que tenga mucha menor resistencia a tracción que a compresión y que el módulo de elasticidad a compresión sea menor que el de tracción. Otra limitación del refuerzo es su baja resistencia a las elevadas temperaturas debido en gran medida a la composición de sus materiales [1, 7, 8].

La resistencia al fuego de elementos de hormigón armado con barras de PRF es un área extremadamente importante que debe investigarse antes de implementar el uso de estos en edificaciones. Aunque se ha demostrado que el comportamiento de las estructuras de hormigón reforzado con PRF a temperatura ambiente es satisfactorio, todavía falta información sobre el comportamiento de estos a altas temperaturas, aun cuando se conoce que resiste mucho menos que el acero en esta situación [9-11].

Las armaduras de PRF se emplean con índices competitivos ventajosos en construcciones industriales, civiles, viales y agrícolas de hormigón, lo mismo ligeros que de peso normal. Han demostrado su aptitud en edificios de mampostería reforzados (incluyendo, cimentaciones, vigas zapatas, vigas de cerramiento), obras marítimas y portuarias, canalizaciones, mejoramiento del terreno y drenajes (como recubrimiento de canales y taludes), en pavimentos rígidos de hormigón armado y defensa de los viales, entre otras aplicaciones [12-14].

Otras aplicaciones, como construcciones costeras, el refuerzo de losas de tableros de puentes, diversas construcciones prefabricadas y adiciones a las salas de resonancia magnética de hospitales, también son cada vez más frecuentes [1, 13, 15].

El uso de refuerzos de PRFV en Europa comenzó en Alemania con la construcción de un puente de autopista de PRFV pretensado en 1986. Desde la construcción de este puente, se han implementado programas para aumentar la investigación y el uso de refuerzos en PRF de manera general en Europa [16].

En Canadá, hubo un aumento notable en el uso de barras PRF, hasta finales de la primera década del 2000 se habían construido con éxito más de 200 estructuras de puentes, las cuales han estado en servicio durante más de 10 años sin signos de deterioro del refuerzo [17].

En Estados Unidos algunos de los proyectos más relevantes incluyen el Edificio Gonda en la Clínica Mayo en Rochester; el Instituto Nacional de Salud en Bethesda, para aplicaciones de resonancia magnética; el puente en RM 1061 en Sierrita de la Cruz Creek en el condado de Potter y el puente en 53rd Avenue en Bettendorf, para aplicaciones de refuerzo de cubierta [16].

En Cuba, se han empleado en la construcción del edificio de imagenología del hospital CIMEQ y la piscina del hotel Royaltón en Varadero, y en la reconstrucción de la termoeléctrica Antonio Guiteras en Matanzas.

Por otro lado, el impulso dado a estas construcciones ha promovido el desarrollo de múltiples actividades e investigaciones dirigidas a la implementación de códigos o directrices para el diseño de elementos de hormigón armado con barras de PRF. En la actualidad son varios los países que cuentan con guías oficiales para esta tipología de refuerzo (CAN/CSA [18], ACI 440.1R [1], Código egipcio [19]). Sin embargo, a pesar de que todas comentan la susceptibilidad de los PRF al fuego, solo la CAN/CSA [18] proporciona una orientación real al diseñador, refiriéndose solo al diseño de losas, mientras que el ACI 440.1R [1] recomienda que el armado no se utilice en estructuras donde la resistencia a fuego sea esencial para mantener la integridad estructural.

Teniendo en cuenta lo antes expuesto, la presente revisión tiene como objetivo realizar una evaluación crítica de las investigaciones existentes referidas al comportamiento de los PRF en situación de incendio, profundizando

en las propiedades mecánicas y térmicas de las barras cuando son sometidas a elevadas temperaturas.

2. Propiedades de Polímeros Reforzados con Fibras (PRF) a elevadas temperaturas

2.1. Propiedades mecánicas

La reducción en las propiedades mecánicas de PRF debido a las altas temperaturas depende principalmente de la composición específica y las propiedades de la matriz y las fibras de refuerzo [11, 20]. Cuando la barra de PRF llega a una temperatura superior a la temperatura de transición vítrea (T_g), definida como la temperatura a partir de la cual las propiedades del compuesto dejan de permanecer estables, comienza a perder sus propiedades mecánicas [1, 2]. La temperatura de transición del polímero varía en función del tipo de resina y el proceso de fabricación, por lo que es prácticamente imposible hacer generalizaciones con respecto a los rangos de temperatura seguros para los PRF actualmente disponibles para aplicaciones estructurales [21]. El ACI-440 [1] refiere para las resinas utilizadas en la mayoría de las barras de PRF que se emplean como refuerzo del hormigón, valores de temperatura de transición vítrea en el rango de 93 a 120°C. Una vez que se supera esta temperatura, la adherencia química entre la resina y la fibra se pierde, dando lugar a la formación de micro fisuras en el elemento [13].

El tipo de fibra también influye en el desempeño frente al fuego de los elementos reforzados con PRF; todos los materiales de PRF experimentarán reducciones significativamente diferentes en las propiedades mecánicas y de adherencia a temperaturas elevadas [22]. Los tres tipos de fibra comúnmente utilizados (vidrio, carbón y aramida) tienen propiedades mecánicas drásticamente diferentes a elevadas temperaturas. En el caso de las fibras de aramida, la degradación se inicia aproximadamente a 510 °C, por la descomposición térmica de sus ligaduras, alcanzándose la degradación térmica completa cerca de los 575 °C. Las fibras de vidrio por su parte tienen una temperatura de servicio recomendada de aproximadamente 300°C, más se mantienen resistentes y rígidas hasta aproximadamente los 600°C, mientras que las fibras de carbono pueden resistir fácilmente temperaturas por encima de 1000°C [7, 13, 23].

Hasta la fecha se han llevado a cabo numerosos estudios con el objetivo de determinar las propiedades mecánicas de los PRF a elevadas temperaturas [24]. La generalidad de ellos concluye que, a elevadas temperaturas, la reducción en la resistencia a la tracción que experimentan las barras es prácticamente lineal. (Figura 1)

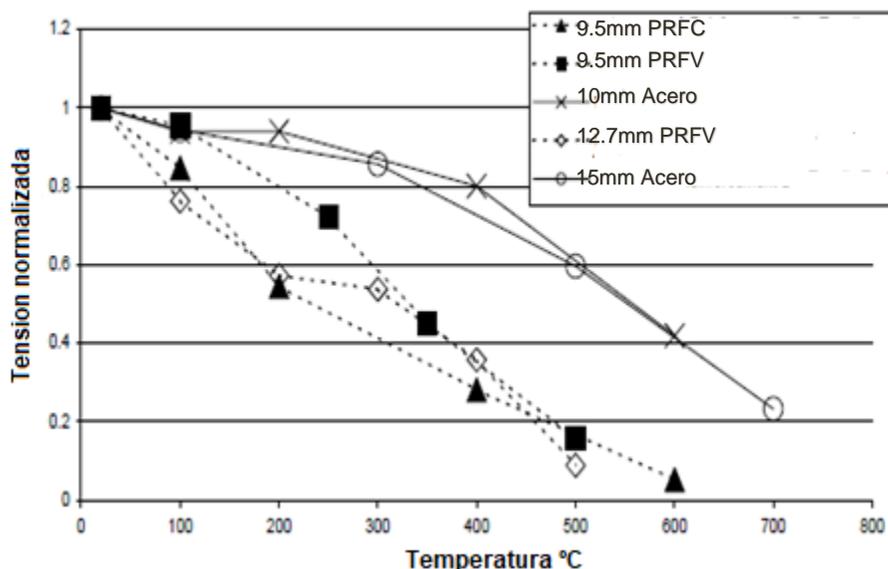


FIGURA 1: VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA A TRACCIÓN EN BARRAS DE REFUERZO DE ACERO, PRFC Y PRFV [25]

Saafi [26] y Bisby [27], sobre la base de los resultados experimentales de Blontrock, presentan una expresión (ecuación 1) que permite determinar los valores de resistencia a la tracción final minorada de las barras de

refuerzo PRF debido a la temperatura:

$$f_{fuT} = k_f(\theta) \cdot f_{fu20} \quad (1)$$

Siendo:

$k_f(\theta)$: Factor de reducción de la resistencia a la tracción de la barra de PRF para una temperatura (θ) bajo las condiciones de resistencia al fuego.

La variación del factor de reducción de la resistencia a la tracción del PRF a elevadas temperaturas $k_f(\theta)$ en función de las temperaturas, se muestra en la figura 2.

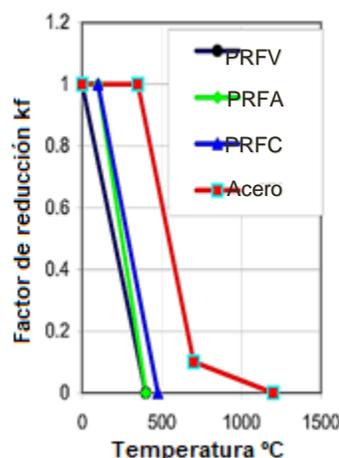


FIGURA 2: FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA A LA TRACCIÓN A ELEVADAS TEMPERATURAS. PRF Y ACERO [28]

Los valores de reducción de la resistencia en función de la temperatura (K_f), pueden obtenerse mediante las siguientes expresiones (ecuación 2-9), en función del tipo de fibra analizada:

Para barras de refuerzo PRFV:

$$K_f = (1 - 0,0025T) \quad \text{para } 0^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \quad (2)$$

$$K_f = 0 \quad \text{para } 400^\circ\text{C} \leq T \quad (3)$$

Para barras de refuerzo PRFA:

$$K_f = 1 \quad \text{para } 0^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \quad (4)$$

$$K_f = (1,333 - 0,00333T) \quad \text{para } 100^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \quad (5)$$

$$K_f = 0 \quad \text{para } 400^\circ\text{C} \leq T \quad (6)$$

Para barras de refuerzo PRFC:

$$K_f = 1 \quad \text{para } 0^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \quad (7)$$

$$K_f = (1,267 - 0,00267T) \quad \text{para } 100^\circ\text{C} \leq T \leq 475^\circ\text{C} \quad (8)$$

$$K_f = 0 \quad \text{para } 475^\circ\text{C} \leq T \quad (9)$$

De igual manera, proponen valores de degradación del módulo de elasticidad de las barras de refuerzo PRF debido a las elevadas temperaturas, pudiendo obtenerse a partir de la siguiente ecuación (ecuación 10):

$$E_{fT} = k_E \cdot E_{f20} \quad (10)$$

Donde:

E_{f20} y E_{fT} son los módulos de elasticidad del PRF a 20 °C y a la temperatura T °C respectivamente y k_E representa el factor de reducción del módulo de elasticidad. En la figura 3 se muestra como varía el factor de reducción K_E a medida que aumenta la temperatura.

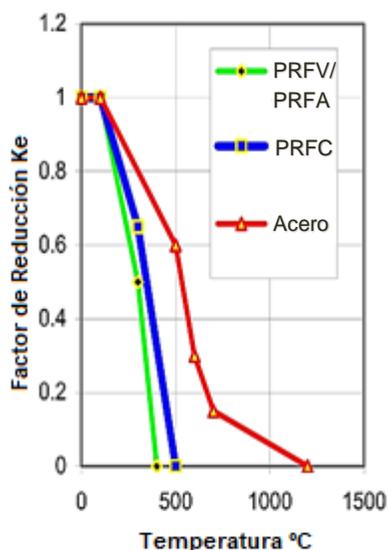


FIGURA 3: FACTOR DE REDUCCIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD A ELEVADAS TEMPERATURAS. PRF Y ACERO [28]

Los factores de reducción $k_E(\theta)$ podrán calcularse según las expresiones (ecuación 11-18), en función del tipo de fibra:

Para barras de refuerzo PRFA y PRFV:

$$K_E = 1 \quad \text{para } 0^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \quad (11)$$

$$K_E = (1,25 - 0,0025T) \quad \text{para } 100^\circ\text{C} \leq T \leq 300^\circ\text{C} \quad (12)$$

$$K_E = (2,0 - 0,005T) \quad \text{para } 300^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \quad (13)$$

$$K_E = 0 \quad \text{para } 400^\circ\text{C} \leq T \quad (14)$$

Para barras de refuerzo PRFC:

$$K_E = 1 \quad \text{para } 0^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \quad (15)$$

$$K_E = (1,175 - 0,00175T) \quad \text{para } 100^\circ\text{C} \leq T \leq 300^\circ\text{C} \quad (16)$$

$$K_E = (1,625 - 0,00325T) \quad \text{para } 300^\circ\text{C} \leq T \leq 500^\circ\text{C} \quad (17)$$

$$K_E = 0$$

$$\text{para } 500^{\circ}\text{C} \leq T$$

$$(18)$$

Estudios realizados por Ashrafi et al. [7], Hamad et al. [20], Y.C Wang et al.[29] demuestran que el comportamiento de las barras de PRF a elevadas temperaturas, al igual que a temperatura ambiente, es casi lineal hasta la rotura. Las figuras 4 y 5 muestran ejemplos de relaciones tensión-deformación para las barras de refuerzo de PRFV y PRFC, respectivamente.

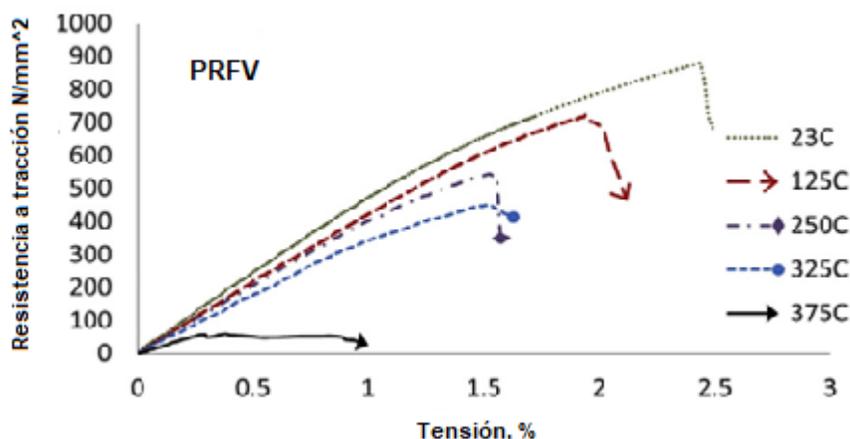


FIGURA 4: RELACIÓN TENSIÓN-DEFORMACIÓN DE BARRAS DE PRFV PARA DIFERENTES TEMPERATURAS [20]

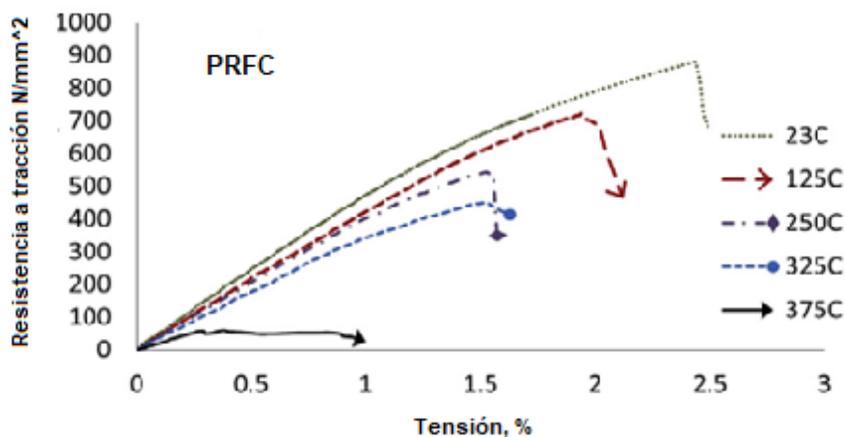


FIGURA 5: RELACIÓN TENSIÓN-DEFORMACIÓN DE BARRAS DE PRFC PARA DIFERENTES TEMPERATURAS [20]

2.2 Propiedades térmicas

Hasta el momento, las principales razones para usar PRF en aplicaciones estructurales se han relacionado con sus altas propiedades mecánicas, así como con su bajo peso en comparación con el acero. Sin embargo, la baja conductividad térmica hace que el PRF también sea buen candidato para aplicaciones de fachada y elementos que requieran esta propiedad [30].

Como consecuencia del carácter anisotrópico del este material, el coeficiente de expansión térmica (CET) es

diferente en la dirección longitudinal de la transversal y también mayor que la expansión térmica del hormigón endurecido. Los polímeros reforzados con fibras tienen una expansión térmica en la dirección transversal mucho mayor que en la dirección longitudinal (ver tablas 1). En particular, el CET longitudinal, controlado por fibras, es bajo e incluso negativo (como en el caso de las fibras de aramida y carbono), mientras que el CET transversal, controlado por la resina, es de tres a seis veces mayor al del hormigón (el efecto de la temperatura es mayor en las resinas que en las fibras, debido a que las resinas contienen grandes cantidades de carbono e hidrógeno, que son inflamables) [31]. La diferencia entre el coeficiente transversal de expansión térmica de las barras de PRF y el hormigón puede causar grietas dentro del hormigón al aumentar la temperatura y, en última instancia, falla del recubrimiento del hormigón si la acción de confinamiento del hormigón es insuficiente [32].

TABLA 1: COEFICIENTES TÍPICOS DE EXPANSIÓN TÉRMICA DE LAS BARRAS DE REFUERZO [1]

Dirección	CTE, ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)				
	Acero	PRFV	PRFC	PRFA	Hormigón
Longitudinal, α_L	11,7	6,0 a 10,0	-9,0 a 0	-6 a -2	7,2 a 10,8
Transversal, α_T	11,7	21,0 a 23,0	74,0 a 104,0	60,0 a 80,0	7,2 a 10,8

Nota: un coeficiente negativo de expansión térmica indica que el material se contrae con el aumento de la temperatura y se expande con la disminución de esta.

La conductividad térmica de todos los polímeros es baja (ver tabla 2), lo que significa que los PRF son buenos aislantes del calor. Estas propiedades favorables de los materiales compuestos de PRF se deben fundamentalmente a la baja densidad de la matriz de resina utilizada y la alta resistencia de las fibras incrustadas. Además, la alta durabilidad de los PRF garantiza que estos tengan un comportamiento mucho más estable en términos de conductividad térmica y no sufran envejecimiento ni intemperismo [30, 33].

TABLA 2: PROPIEDADES DE LOS PRF [31]

Propiedades	Hormigón	PRFV	PRFC
Conductividad térmica (W/mm K)	$2,7 \times 10^{-3}$	$4,0 \times 10^{-5}$	$4,0 \times 10^{-5}$
Calor específico (J/kg K)	722,8	1 310	1 310
Densidad (kg /mm ³)	$2,32 \times 10^{-6}$	$1,6 \times 10^{-6}$	$1,4 \times 10^{-6}$

La velocidad de transferencia de calor a través de un PRF depende en gran medida de su calor específico (c_f). Debido a las complejas reacciones químicas que tienen lugar en estos materiales a elevadas temperaturas, es extremadamente difícil determinar la variabilidad del calor específico con la temperatura [27]. En la tabla 2 se muestran valores de calor específico para los polímeros reforzados con fibras de vidrio y carbono.

3. Hormigón armado con barras de PRF en situación de incendio

Los elementos de hormigón armado exhiben buena resistencia a las elevadas temperaturas, lo cual es atribuido fundamentalmente a la baja conductividad térmica, así como la lenta degradación de la resistencia y la rigidez de este material [34]. Cuando se emplean barras de polímeros reforzados con fibras (PRF) como refuerzo del hormigón, la degradación que sufren estas en resistencia y rigidez es menor a la que experimentan de manera individual, ya que el hormigón actúa como protector de las mismas, evitando que las llamas y el oxígeno lleguen a ellas; en ausencia de abundante oxígeno, la fase de ignición de los materiales PRF es menos probable de alcanzar [13].

La resistencia al fuego de un elemento o conjunto estructural particular puede ser determinada completamente a través de ensayos. El procedimiento experimental consiste en someter un elemento estructural a gran escala, bajo una carga de servicio sin factorizar y sostenida, a un incendio estándar en un horno de prueba especializado. El horno está diseñado para reproducir con la mayor precisión posible el fuego estándar, que está representado por una curva de tiempo-temperatura (figura 6) desarrollada específicamente para pruebas de resistencia al fuego y destinada a ser una reproducción conservadora de un incendio severo en edificios [35]. Sin embargo, estos

métodos consumen mucho tiempo y son costosos. Es por ello por lo que, con el uso avanzado de programas computacionales se han desarrollado procedimientos numéricos que pueden predecir con precisión el comportamiento de los elementos estructurales durante un incendio. Estos procedimientos numéricos utilizan información detallada sobre las propiedades térmicas y mecánicas de los materiales constituyentes de los elementos, y tienen el potencial de reducir sustancialmente tanto el tiempo como el gasto de la evaluación de resistencia al fuego.

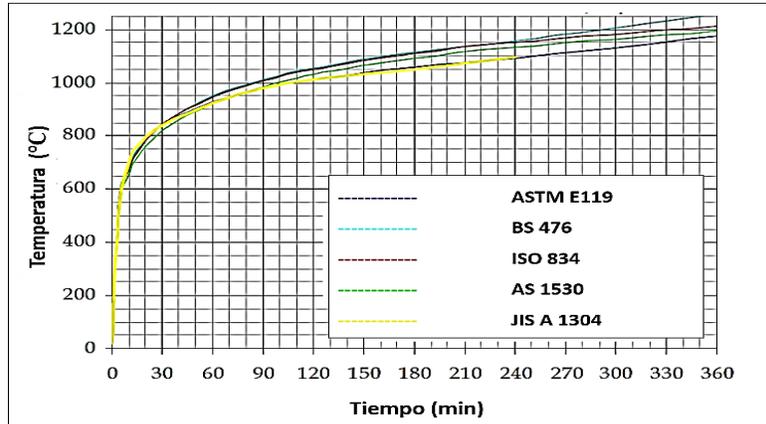


FIGURA 6: CURVAS ESTÁNDAR PARA INCENDIO DE MATERIALES CELULÓSICOS MÁS USADAS EN EL MEDIO TÉCNICO INTERNACIONAL [35]

3.1 Métodos experimentales para el estudio del comportamiento de elementos de hormigón armado con refuerzo de PRF

Los estudios realizados para investigar el comportamiento térmico y estructural de los elementos de hormigón armado con PRF hasta la fecha no son suficientes. Los resultados de los ensayos que se han presentado en la literatura están asociados elementos con geometrías, materiales y cuantías de refuerzo de PRF específicos, y generalmente no son aplicables a muchos elementos diferentes de hormigón armado con PRF [27].

Sakashita M [36], investigó el efecto del fuego en vigas de hormigón armado con barras de PRF de carbono, vidrio y aramida con diferentes texturas superficiales y orientaciones de fibras (trenzadas, en espiral o rectas). El comportamiento de estas vigas es comparado con el de una viga de hormigón armado convencional durante el ensayo de fuego. Todas las muestras se calentaron a 100°C durante tres horas sin carga y luego se calentaron a 1000°C bajo la acción de carga mecánica durante 180 minutos. El estudio concluye que a una temperatura del horno de 350°C, las muestras de PRFA experimentan un aumento repentino de la flecha, produciéndose el fallo a una temperatura del horno de 500°C. Sin embargo, las vigas armadas con PRFV y PRFC, o acero convencional, completan la prueba de 180 minutos sin que se produzca el fallo. Se observa, además, que las deformaciones en el centro de las vigas armadas con PRF y la temperatura promedio en la cara inferior asociadas a estas, son inferiores a las obtenidas para armaduras convencionales.

Abbasi and Hogg [37], llevaron a cabo un ensayo a escala real con el objetivo de evaluar la resistencia al fuego de vigas de hormigón armado con barras de PRFV y comparar con una viga de hormigón convencional. Los resultados de los ensayos mostraron que las vigas de hormigón reforzadas con las barras de refuerzo PRFV cumplen los requisitos de diseño de incendios para los tiempos mínimos de resistencia al fuego bajo la acción de cargas, y recomiendan un recubrimiento de hormigón mínimo de 70 mm para el diseño futuro de barras de refuerzo de vigas reforzadas con PRFV en condiciones de incendio.

Bisby et al. [38], estudiaron el efecto de las elevadas temperaturas en las propiedades de adherencia de las barras de PRF en el hormigón a altas temperaturas realizando pruebas de extracción con seis tipos diferentes de texturas superficiales. Ellos encontraron que, hasta temperaturas de 100 °C, no hay una caída notable de la tensión de adherencia, pero por encima de los 100 °C, la tensión de adherencia cae rápidamente.

En el 2007, Rafi, Nadjai y Ali [39] llevaron a cabo un estudio experimental, con el objetivo de investigar el comportamiento de vigas de hormigón armado con barras de PRFC en situación de incendio y comparar la respuesta con una viga armada con acero. Las vigas se instrumentaron para medir temperatura y deformación en el centro de la luz. Las muestras se sometieron a calor por tres caras, estando el grado de calor en

concordancia con la curva estándar ISO 834 y se les aplica la carga hasta la rotura del hormigón en el tope de estas. Durante el ensayo se observó que la matriz polimérica de las barras de refuerzo prácticamente se evapora, dejando expuesta las fibras, las cuales no tienen indicios de quema, por lo que se considera que continúan contribuyendo a la resistencia de la viga. De igual manera, permite concluir que la resistencia de las barras no se ve seriamente afectada por debajo de los 300°C, y el fallo de estas se alcanza a temperaturas mayores de 400°C (más de 60% de degradación de la resistencia).

Özkal et al. [40] llevaron a cabo un estudio experimental con vigas de hormigón armado con acero y PRFV respectivamente para evaluar y comparar la fuerza de adherencia de ambos tipos de refuerzo con el hormigón. Según el estudio, la fuerza de adherencia que experimentan ambos tipos de barras a elevadas temperaturas revela curvas similares y casi lineales. Los autores afirmaron que el rendimiento de las barras de PRFV en esta propiedad es cercano al de las barras de acero en condiciones normales, y sugieren que este material presenta un comportamiento mejor que lo esperado, ante la acción de un incendio.

Hajiloo, et al. [41], evalúan experimentalmente a través de una prueba de fuego estándar a gran escala, la resistencia al fuego de dos losas de hormigón reforzadas completamente con barras de dos tipos de polímeros reforzados con fibra de vidrio (PRFV). Se aplicaron las cargas uniformemente distribuidas provocando un momento de flexión de 45 kNm, que fue el 55% del momento último de resistencia de las losas a temperatura ambiente, y se mantuvo durante toda la prueba de fuego. Ambas losas cargadas soportaron más de tres horas de exposición al fuego estándar ASTM-E119. Además, se estudia la tensión de adherencia, concluyéndose que la mayor parte de esta se pierde a temperaturas en el rango de la temperatura de transición vítrea de las barras y que una longitud de anclaje de 200 mm en las zonas no expuestas (apoyos) es suficiente para garantizar un buen anclaje de las barras.

Más recientemente, Petr D. [42], llevó a cabo un estudio experimental con el objetivo de determinar la influencia del recubrimiento (25, 35 y 45 mm) en el comportamiento de vigas de hormigón armado con barras de PRFV sometidas a las elevadas temperaturas. Como resultado se aprecia que para recubrimientos menores (25 mm) las vigas experimentan una reducción mayor en la capacidad de carga (70%), asociada con una temperatura promedio de 573 °C, mientras que las vigas con mayor recubrimiento (45 mm) se calentaron a una temperatura máxima promedio de 493 °C, con una disminución promedio en la capacidad de carga del 48%.

Para evaluar el comportamiento a la fatiga de vigas de hormigón armado PRF expuestas a elevadas temperaturas Zhao, et al. [43], llevaron a cabo una investigación empleando barras de PRFV y PRFC. El fuego fue controlado mediante la curva estándar ISO 834. Los resultados mostraron que hasta los 400 °C (tiempo de exposición de 2 h) la resistencia de ambas vigas ante cargas cíclicas se ve ligeramente afectada, aunque aquella armada con PRFV experimenta una mayor reducción (0,12 Pu) que la viga reforzada con PRFC (0,10 Pu). Sin embargo, la capacidad de carga de ambas vigas se perdió a 600 °C. Se pone de manifiesto que el incremento de temperatura trae consigo un aumento del ancho de grietas y la flecha en las vigas.

Prokeš, et al. [44], también evaluaron la capacidad de carga de vigas de hormigón armado con PRF después de la exposición a temperaturas elevadas. Los resultados se compararon con una muestra de hormigón armado con acero. Para el ensayo emplearon barras de refuerzo de PRF de vidrio (PRFV) y PRF de carbono (PRFC) producidas comercialmente con tratamientos superficiales de revestimiento de arena. Los resultados mostraron que después de 2h de exposición al fuego las vigas reforzadas con barras de PRFV sufren una mayor degradación de su resistencia (46%) con respecto a las reforzadas con barras de PRFC (66%) y a las de acero (90%). De igual forma, concluyeron que el tiempo de resistencia al fuego de las vigas reforzadas con PRF puede alcanzar al menos los 60 minutos.

Hassan, et al. [45], realizaron un estudio experimental y teórico para evaluar la resistencia al fuego de vigas de hormigón armado con refuerzo híbrido de polímeros reforzados con fibras de basalto PRFB y acero, procurando establecer criterios en cuanto a las relaciones entre las cuantías de ambos refuerzos. Consideraron para las barras de PRFB valores de cuantías del 100%, 67% y 33% del área total del refuerzo en tracción. Los resultados experimentales se compararon con cálculos teóricos según el código ACI y con resultados numéricos obtenidos mediante el programa de elementos finitos ANSYS. Los resultados mostraron que cuanto mayor es la relación de barras de PRFB con respecto al número total de barras, mayor es el agrietamiento y la correspondiente deflexión, debido a su menor módulo de elasticidad. Las vigas con un alto porcentaje de barras de BFRP indicaron alto grado de ductilidad; la viga de acero a 25 °C y 500 °C registró una ductilidad que fue menor en 52,27% y 50,50% respectivamente en comparación con la viga reforzada solo con PRFV, lo cual indica una mayor eficiencia de estas barras cuando son sometidas a fuego. También se concluye que al emplear una combinación híbrida de

ambos refuerzos en la misma viga se observa una mejora en el patrón de grietas y en la rigidez del elemento.

3.2 Métodos numéricos para el estudio del comportamiento de elementos de hormigón armado con refuerzo de PRF

Para simular el comportamiento térmico y mecánico de elementos de hormigón armado expuestos al fuego se han presentado varios modelos numéricos. En ellos, el análisis de transferencia de calor se realiza principalmente utilizando el método de elementos finitos. El enfoque de los estudios existentes se ha centrado en la predicción confiable de la degradación de la resistencia y el incremento en la deformación.

En el año 2010, Lin and Zhang [46] desarrollaron un elemento viga unidimensional simple compuesto por capas de dos nodos, para modelar con precisión el comportamiento estructural de vigas de hormigón armado con polímero reforzado con fibra o acero, bajo la combinación de una carga mecánica y carga térmica en condiciones de fuego. Se realiza un análisis de elementos finitos no lineales basado en la teoría de transferencia de calor para determinar la distribución de temperatura a través de la sección transversal de la viga. El elemento propuesto y los procedimientos de análisis de elementos finitos no lineales para vigas de hormigón armado bajo la combinación de la carga mecánica y la carga de fuego se validan con los datos experimentales disponibles y los resultados de análisis numéricos. Una vez validado, el modelo de elementos finitos se usa para investigar los efectos de una serie de parámetros, como el espesor del recubrimiento del hormigón (10 mm, 20 mm y 40 mm), el tipo de refuerzos que incluyen PRFV, PRFC y PRFA, y la relación de la carga aplicada con respecto a la carga última, sobre el comportamiento estructural de las vigas de hormigón armado con PRF en condiciones de incendio. Como resultado de la modelación se concluye que el incremento del recubrimiento trae consigo un incremento de la resistencia al fuego del elemento y que el tipo de fibra tiene una influencia significativa, siendo las barras de PRFC las que tienen menores deformaciones, tanto a temperatura ambiente como a elevadas temperaturas.

Yu and Kódur [47, 48], desarrollaron un modelo numérico para evaluar la respuesta al fuego de una viga de hormigón reforzada con barras de PRFV y PRFC. El modelo se basa en el enfoque de elementos finitos macroscópicos y tiene en cuenta las propiedades a altas temperaturas de los materiales constitutivos, las condiciones de carga y restricciones, así como la degradación de la adherencia en la interfaz PRF- hormigón. La validez del modelo se establece comparando las predicciones del mismo con los datos de los ensayos de fuego realizados por Abbasi and Hogg [37] y Rafi [39]. El modelo fue realizado inicialmente para vigas reforzadas con acero y extendido al refuerzo de PRFC y PRFV. Los resultados del estudio numérico indican que la viga de hormigón convencional con refuerzo de acero logra una mayor resistencia al fuego que la viga con barras de refuerzo de PRF. Además, la viga de hormigón reforzada con barras de refuerzo de PRFC alcanza una mayor resistencia al fuego (falla a los 85 min) que la armada con barras de refuerzo de PRFV (falla a los 70 min). También se muestra que un recubrimiento adecuado (en el orden de los 70 mm) puede aumentar significativamente la resistencia al fuego de vigas de hormigón con refuerzo de PRF.

Para estudiar el comportamiento de una viga reforzada con PRF, Nasreen [31], desarrolló un modelo en el software ANSYS. El análisis se realiza para vigas reforzadas con acero (viga de control), barras de PRFV y PRFC y para diámetros de barra disponibles comercialmente. El estudio tiene como objetivo obtener el recubrimiento mínimo requerido por las barras de refuerzo de PRF para resistir hasta el límite de resistencia al fuego, con una deformación controlada. El estudio analítico se realiza en base a un estudio experimental realizado por Abbasi y Hogg (2005). El modelo desarrollado se sometió a dos etapas, análisis estructural térmico y estático transitorio. La temperatura es aplicada según la curva de fuego ISO 834. Los resultados arrojan que la temperatura crítica obtenida para la barra de PRFV está entre 330 y 350°C y para la barra de PRFC la temperatura crítica se obtiene entre 600-650°C. El recubrimiento mínimo requerido para las barras de PRFV para resistir el fuego es de 60 mm, y para el refuerzo de PRFC se requieren 40mm. También se demuestra que con el aumento del recubrimiento, la deformación de la viga disminuye.

En el 2018, Kodur and Bhatt [49] desarrollaron un modelo numérico para evaluar el desempeño de losas de hormigón armado reforzado con barras de polímero reforzado con fibra (PRF) en condiciones de incendio. El modelo numérico utiliza un enfoque macroscópico basado en elementos finitos para investigar la respuesta termomecánica de losas desde la etapa elástica lineal hasta el colapso en condiciones de incendio. El modelo tiene en cuenta las propiedades dependientes de la temperatura de los materiales, así como la degradación inducida por la temperatura de la adherencia entre el hormigón y el PRF. El modelo se valida comparando la respuesta prevista de losas reforzadas con FRP con las temperaturas y las deflexiones medidas en las pruebas de fuego realizadas por Blontrock, et al. [50]. Además, se comprobó que la degradación de la adherencia inducida

por la temperatura influye significativamente en el comportamiento frente al fuego de una losa de hormigón reforzada con PRF y de no considerarse en los modelos puede llevar a una estimación no conservadora de la resistencia al fuego.

Hajiloo and Green [51] llevaron a cabo la modelación de losas de hormigón armado (con barras de PRFV mediante el método de elementos finitos (MEF). El modelo estuvo validado contra dos ensayos de fuego a gran escala de losas de hormigón armadas con PRFV y acero [41], y fue empleado como parámetro de control la deformación en el centro de la viga. El modelo predice con éxito la distribución de la temperatura dentro de los elementos, así como las rápidas deflexiones térmicas debido al gradiente de temperatura dentro de la profundidad de las losas. Los resultados mostraron que la tensión en las barras de refuerzo de PRFV aumenta rápidamente al comienzo del fuego (primeros 30 minutos) y se estabiliza después de eso.

4. Métodos de diseño de elementos de hormigón armado con PRF en situación de incendio

El diseño en situación de incendio de elementos de hormigón armado con PRF deberá realizarse teniendo en cuenta los factores de ponderación de las cargas y disminución de la resistencia de los materiales, tal como establecen las normas para el diseño de elementos de hormigón armado con acero convencional [52], así como los criterios de servicio de ancho de grieta y deformación utilizados durante el proceso de diseño a temperatura ambiente de los elementos de hormigón armado con barras de PRF [26]. Las diferencias en la filosofía de diseño entre guías y códigos para hormigón reforzado con acero (que generalmente está controlado por la resistencia), en comparación con las del hormigón reforzado con PRF (que a menudo está controlado por criterios de servicio), conllevan a que cuando se somete a un caso de incendio, la capacidad de flexión de los elementos reforzados con PRF puede tener una reserva de resistencia mucho mayor que los reforzados con acero [22].

Un diseño racional de los elementos de hormigón armado con PRF para la seguridad contra incendios debe realizarse con una comprensión clara de los criterios apropiados de resistencia estructural al fuego, aplicables a los edificios en los que se proponen. El diseñador debe tener en cuenta aspectos como la reducción en la resistencia y la rigidez de las barras, dadas por el tipo de matriz y tipo de fibra que las componen; las reducciones inducidas por la temperatura en la adherencia entre las barras de PRF y el hormigón, provocadas fundamentalmente por el reblandecimiento y degradación de la matriz polimérica (ACI 440- 1R 2015) y el desprendimiento del hormigón circundante a las barras producto de la diferencia en el coeficiente de expansión transversal (CET) entre el PRF y el hormigón; y el incremento en los valores de recubrimiento para garantizar los requerimientos de tiempo de resistencia al fuego de las edificaciones.

En la actualidad no existen normas o regulaciones que especifiquen procedimientos para el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado con barras de PRF en situación de incendio [53]. Aun cuando se reconoce que la filosofía es similar a la de aquellos que emplean armadura convencional de acero [26, 54], son pocos los trabajos dirigidos a establecer pautas o guías para el diseño con este tipo de refuerzo a elevadas temperaturas.

Saafi [26], brinda metodologías para el cálculo de la capacidad resistente a flexión y cortante de vigas de hormigón armado con PRF, las cuales no están respaldadas por ninguna investigación experimental. Para el hormigón considera una disminución tanto en la sección resistente como en la resistencia a compresión (f_{cT}). El ancho de la sección reducida (b_r) es obtenido al ignorar el hormigón cuya temperatura supera los 700°C, mientras que el factor de degradación de la resistencia a compresión se determina en función de la temperatura promedio de la sección, calculada considerando la temperatura media de cada faja en la que se discretiza la misma (el área fuera de los 700 °C se incluye como cero). La degradación de la resistencia del PRF se calcula a partir de la temperatura en cada barra que conforma el refuerzo longitudinal y la temperatura promedio para el estribo.

Nigro, et al. [54], proponen una guía para el cálculo solamente del momento flector resistente de losas y vigas de hormigón armado con PRF, tomando como referencia los métodos simplificados propuestos en el EN-1991-1-2 [52] para secciones transversales armadas con acero. Este se fundamentan en el equilibrio de fuerzas en la sección y la evaluación de la reducción de las resistencias iniciales del hormigón y el refuerzo debido a la exposición al fuego, a partir de considerar la sección reducida ("Método de la isoterma 500" [52]) y la temperatura en cada barra.

Ambos autores concuerdan en que la resistencia de un elemento expuesto al fuego puede ser evaluada a partir de las metodologías existentes para el diseño a temperatura ambiente, pudiendo considerarse la reducción en la resistencia de los materiales y/o en el área efectiva de la sección transversal por efecto de las altas temperaturas. El trabajo desarrollado por Díaz, et al. [55] demuestra que para evaluar la resistencia a cortante en vigas de

hormigón armado con PRF en situación de incendio, la propuesta de Nigro, et al. [54], con base a lo que establece el EN-1991-1-2 [52], resulta ser la más conservadora, recomendándose el empleo de la misma.

5. Conclusiones

El análisis de las fuentes bibliográficas consultadas permite arribar a las siguientes conclusiones:

1. Del estudio de los polímeros reforzados con fibras:

El impacto mundial que han generado los materiales compuestos en la ingeniería civil está dado principalmente por las grandes ventajas que presenta su empleo como material novedoso en la construcción como: la alta resistencia a tracción, no corrosión, resistencia a la acción de sustancias químicas y a la fatiga, además de su baja densidad, conductividad térmica y costos.

Entre las principales limitaciones que reducen su aplicación en este campo están su escasa o nula ductilidad, su menor módulo de elasticidad en comparación al acero, baja resistencia a compresión y a cortante y su menor resistencia al fuego dada fundamentalmente por la resina que lo compone.

2. Del estudio del comportamiento de las barras de PRF y de los elementos de hormigón armado en situación de incendio

Los estudios experimentales realizados para evaluar la degradación de las propiedades mecánicas de las barras de PRF demuestran que tanto la resistencia como la rigidez de estas sufren una disminución significativa cuando la temperatura en la barra alcanza valores superiores a la temperatura de transición vítrea (T_g), la cual oscila entre los 93 a 120°C para las resinas utilizadas en la mayoría de las barras de PRF que se emplean como refuerzo del hormigón. En el caso de las fibras, estas son capaces de soportar temperaturas entre 600 y 1000 °C, en función del tipo de fibra empleado.

La “novedad” del material, unido al elevado costo y lo complejo de la realización de ensayos físicos a elevadas temperaturas de elementos de hormigón armado con barras de PRF, han limitado las investigaciones para predecir el comportamiento térmico y estructural de dichos elementos, lo que ha conducido a emplear procedimientos de modelación numérica tanto bidimensional como tridimensional para complementar la información experimental disponible.

Las investigaciones realizadas hasta la fecha reconocen la influencia de diversos factores en la respuesta del material a elevadas temperaturas, tales como la geometría de la sección, las cuantías y tipo de refuerzo y el recubrimiento del hormigón, identificándose este último como el parámetro de mayor influencia a considerar en el diseño, en función de las exigencias de resistencia al fuego.

3. Del diseño de elementos de hormigón armado con PRF en situación de incendio.

Los modelos analíticos para el diseño de elementos estructurales de hormigón armado con PRF están bien documentados en el contexto normativo, sin embargo, no existen en la actualidad normas o regulaciones que especifiquen procedimientos para el diseño de estos elementos en situación de incendio.

Los trabajos desarrollados por Saafi [26] y Nigro [54] constituyen las primeras aproximaciones al diseño de elementos de hormigón armado con barras de PRF en situación de incendio. Ambos coinciden en que la capacidad de estos elementos expuestos al fuego puede ser evaluada bajo la misma filosofía que se emplea cuando se refuerza con acero, partiendo de las metodologías existentes para el diseño a temperatura ambiente, y considerándose la reducción en la fuerza resistente de los materiales y/o en el área efectiva de la sección transversal por efecto de las altas temperaturas.

6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ACI-440.1R, "Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforcing with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars," vol. 1, ed. Farmington Hills. EUA.: American Concrete Institute, 2015, p. 88.
- [2] M. Bazli, A. Jafari, H. Ashrafi, X.-L. Zhao, Y. Bai, and R. S. Raman, "Effects of UV radiation, moisture and elevated temperature on mechanical properties of GFRP pultruded profiles," *Construction and Building Materials*, vol. 231, p. 117137, 2020.

- [3] H.-y. Zhang, X. Hao, and W. Fan, "Experimental study on high temperature properties of carbon fiber sheets strengthened concrete cylinders using geopolymer as adhesive," *Procedia Engineering*, vol. 135, pp. 47-55, 2016.
- [4] M. Shekarchi, E. M. Farahani, M. Yekrangnia, and T. Ozbakkaloglu, "Mechanical strength of CFRP and GFRP composites filled with APP fire retardant powder exposed to elevated temperature," *Fire Safety Journal*, vol. 115, p. 40, 2020.
- [5] A. Younis, U. Ebead, A. Nanni, and P. Suraneni, "STRENGTH, SHRINKAGE, AND PERMEABILITY PERFORMANCE OF SEAWATER CONCRETE," *Structural Engineering and Construction Management*, p. 7, 2019.
- [6] C. Bywalski, M. Drzazga, M. Kaźmierowski, and M. Kamiński, "Shear Behavior of Concrete Beams Reinforced with a New Type of Glass Fiber Reinforced Polymer Reinforcement: Experimental Study," *Materials*, vol. 13, p. 1159, 2020.
- [7] H. Ashrafi, M. Bazli, E. P. Najafabadi, and A. V. Oskouei, "The effect of mechanical and thermal properties of FRP bars on their tensile performance under elevated temperatures," *Construction and Building Materials*, vol. 157, pp. 1001-1010, 2017.
- [8] Z. Lu, G. Xian, and H. Li, "Effects of elevated temperatures on the mechanical properties of basalt fibers and BFRP plates," *Construction and Building materials*, vol. 127, pp. 1029-1036, 2016.
- [9] A. Bilotta, A. Compagnone, L. Esposito, and E. Nigro, "Structural behaviour of FRP reinforced concrete slabs in fire," *Engineering Structures*, vol. 221, p. 111058, 2020.
- [10] T. B. Carlos, J. P. C. Rodrigues, R. C. de Lima, and D. Dhima, "Experimental analysis on flexural behaviour of RC beams strengthened with CFRP laminates and under fire conditions," *Composite Structures*, vol. 189, pp. 516-528, 2018.
- [11] H. Hajiloo, M. F. Green, and J. Gales, "Mechanical properties of GFRP reinforcing bars at high temperatures," *Construction and Building Materials*, vol. 162, pp. 142-154, 2018.
- [12] H. R. Wainstok, J. A. Hernández, and I. Díaz. *Calidad y durabilidad de las Construcciones. El uso de los PRF como refuerzo del hormigón armado y el ferrocemento*. Valencia, España, 2017.
- [13] E. P. Najafabadi, M. H. Khaneghahi, H. A. Amiri, H. E. Estekanchi, and T. Ozbakkaloglu, "Experimental investigation and probabilistic models for residual mechanical properties of GFRP pultruded profiles exposed to elevated temperatures," *Composite Structures*, vol. 211, pp. 610-629, 2019.
- [14] P. S. C. Vieira, F. S. de Souza, D. C. T. Cardoso, J. D. Vieira, and F. de Andrade Silva, "Influence of moderate/high temperatures on the residual flexural behavior of pultruded GFRP," *Composites Part B: Engineering*, vol. 200, p. 108335, 2020.
- [15] I. S. K. Wijayawardane, H. Mutsuyoshi, H. Nguyen, and A. Manalo, "Flexural behaviour of glass fibre-reinforced polymer and ultra-high-strength fibre-reinforced concrete composite beams subjected to elevated temperature," *Advances in Structural Engineering*, vol. 20, pp. 1357-1374, 2017.
- [16] A. Nanni, A. de Luca, and H. Jawaheri Zadeh, *Reinforced Concrete with FRP Bars*. Estados Unidos, 2014.
- [17] ISIS Canada Corporation, *Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers*, 2 ed. vol. 3 Canadá: ISIS Canada Corporation, 2007.
- [18] CAN/CSA-S806-12, "Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers," vol. S806-12, ed. Mississauga, Ontario. Canadá: Canadian Standards Association, 2017, p. 198.
- [19] ESCC, "Egyptian code of practice for the use of fiber reinforced polymer (FRP) in the construction fields," in *The use of fiber reinforced polymer (FRP) in the construction fields* vol. Code No. ECP 208-2005 ed. Egypt, 2005, p. 166.
- [20] R. J. Hamad, M. M. Johari, and R. H. Haddad, "Mechanical properties and bond characteristics of different fiber reinforced polymer rebars at elevated temperatures," *Construction and Building Materials*, vol. 142, pp. 521-535, 2017.
- [21] M. Bazli, "Mechanical and microstructural properties of different FRP composites under various environmental conditions," Ph. D. Thesis, Monash University, Melbourne, VI, Australia, 2020.
- [22] V. Kodur, L. Bisby, and M. Green, "Preliminary guidance for the design of FRP-strengthened concrete members exposed to fire," *Journal of Fire Protection Engineering*, vol. 17, pp. 5-26, 2007.
- [23] Y. Yang, Y. Jiang, H. Liang, X. Yin, and Y. Huang, "Study on tensile properties of CFRP plates under elevated temperature exposure," *Materials*, vol. 12, p. 1995, 2019.
- [24] G. A. Kashwani and A. K. Al-Tamimi, "Evaluation of FRP bars performance under high temperature," *Physics Procedia*, vol. 55, p. 5, 2014.

- [25] Y. C. Wang, P. M. H. Wong, and V. K. R. Kodur, "Mechanical properties of fibre reinforced polymer reinforcing bars at elevated temperatures.," p. 11, 2003.
- [26] M. Saafi, "Effect of fire on FRP reinforced concrete members," www.elsevier.com/locate/comstruct, vol. 58, p. 10, 2002.
- [27] L. A. Bisby, "Fire behaviour of fibre-reinforced polymer (FRP) reinforced or confined concrete," Doctor, Department of Civil Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada 2003.
- [28] D. T. Ali Nadjai, Faris Ali, "Fire performance of concrete beams reinforced with FRP bars," FireSERT vol. 27, pp. 401-410, 1/1/2005 2005.
- [29] Y. C. Wang, P. M. H. Wong, and V. K. R. Kodur, "An experimental study of the mechanical properties of fibre reinforced polymer (FRP) and steel reinforcing bars at elevated temperatures," www.elsevier.com/locate/comstruct, vol. 80, p. 10, 2007.
- [30] K. Devendra and T. Rangaswamy, "Thermal conductivity and thermal expansion coefficient of GFRP composite laminates with fillers.," p. 6, 2013.
- [31] M. K. Nasreen, "Numerical Study of FRP Reinforced Concrete under Fire Exposure," International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology, vol. Vol. 5, p. 10, 2016.
- [32] A. Z. Hizia Bellakejal, Radhouane Masmoudi, Mohamed Bouhicha, "Behavior of FRP Bars-Reinforced Concrete Slabs under Temperature and Sustained Load Effects.," Polymers, vol. 6, p. 17, 2014.
- [33] U. Berardi and N. Dembsey, "Thermal and Fire Characteristics of FRP Composites for Architectural Applications," p. 14, 2015.
- [34] Q. Xing, J. Liao, Z. Chen, and W. Huang, "Shear behaviour of fire-damaged reinforced-concrete beams," Magazine of Concrete Research, vol. 72, pp. 357-364, 2020.
- [35] Y. Larrua, "Comportamiento termo-estructural y diseño de vigas compuestas de acero y hormigón en situación de incendio.," Tesis de Doctorado, Departamento de Construcciones, Universidad Central "Marta Abreu" de las Villas, 2016.
- [36] M. Sakashita, "Deflection of continuous fiber reinforced concrete beams subjected to loaded heating.," in Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures, 1997, pp. 51-58.
- [37] A. Abbasi and P. J. Hogg, "Fire testing of concrete beams with fibre reinforced plastic rebar.," Composite Structures, vol. 37, p. 9, 2005.
- [38] L. A. Bisby, M. F. Green, and V. K. Kodur, "Response to fire of concrete structures that incorporate FRP," Progress in Structural Engineering and Materials, vol. 7, pp. 136-149, 2005.
- [39] M. M. Rafi, A. Nadjai, and F. Ali, "Fire resistance of carbon FRP reinforced-concrete beams," Magazine of Concrete Research vol. 59, p. 11, 2007.
- [40] F. M. Özkal, M. Polat, M. Yağan, and M. O. Öztürk, "Mechanical properties and bond strength degradation of GFRP and steel rebars at elevated temperatures," Construction and Building Materials, vol. 184, pp. 45-57, 2018.
- [41] H. Hajiloo, M. F. Green, M. Noël, N. Bénichou, and M. Sultan, "Fire tests on full-scale FRP reinforced concrete slabs," Composite Structures, vol. 179, pp. 705-719, 2017.
- [42] I. R. Petr D., Ondřej K., "Experimental Study of Concrete Beams Reinforced with GFRP Rebars Exposed to High Temperatures," Key Engineering Materials, vol. 808, pp. 177-182, 2019.
- [43] J. Zhao, G. Li, Z. Wang, and X.-L. Zhao, "Fatigue behavior of concrete beams reinforced with glass-and carbon-fiber reinforced polymer (GFRP/CFRP) bars after exposure to elevated temperatures," Composite Structures, vol. 229, p. 111427, 2019.
- [44] J. Prokeš, I. Rozsypalová, F. Girgle, P. Daněk, and P. Štěpánek, "Effects of elevated temperature on the behaviour of concrete beams reinforced with fiber reinforced polymers," in IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2021, p. 012008.
- [45] A. Hassan, F. Khairallah, H. Elsayed, A. Salman, and H. Mamdouh, "Behaviour of concrete beams reinforced using basalt and steel bars under fire exposure," Engineering Structures, vol. 238, p. 112251, 2021.
- [46] X. Lin and Y. X. Zhang, "Nonlinear finite element analyses of steel/FRP-reinforced concrete beams in fire conditions," Composite Structures, vol. 97, pp. 277-285, 2010.
- [47] B. Yu and V. Kódur, "Factors governing the fire response of concrete beams reinforced with FRP rebars," Composite Structures, vol. 100, pp. 257-269, 2013.
- [48] B. Yu and V. Kódur, "Evaluating fire response of concrete beam reinforced with FRP rebars.," p. 9, 2012.
- [49] V. Kodur and P. Bhatt, "A numerical approach for modeling response of fiber reinforced polymer strengthened concrete slabs exposed to fire," Composite Structures, vol. 187, pp. 226-240, 2018.

- [50] H. Blontrock, L. Taerwe, and P. Vandeveld, "Fire testing of concrete slabs strengthened with fibre composite laminates," in FRPRCS-5: Fibre-reinforced plastics for reinforced concrete structures Volume 1: Proceedings of the fifth international conference on fibre-reinforced plastics for reinforced concrete structures, Cambridge, UK, 16–18 July 2001, 2001, pp. 547-556.
- [51] H. Hajiloo and M. F. Green, "GFRP reinforced concrete slabs in fire: Finite element modelling," *Engineering Structures*, vol. 183, pp. 1109-1120, 2019.
- [52] EN-1991-1-2, "Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions Actions on structures exposed to fire," ed, 2002.
- [53] M. Diab, "Shear capacity of reinforced concrete beams at elevated temperatures," Master of Engineering Science, Civil and Environmental Engineering, University of Western Ontario, Western Ontario, Canadá, 2014.
- [54] E. Nigro, G. Cefarelli, A. Bilotta, G. Manfredi, and E. Cosenza, "Guidelines for flexural resistance of FRP reinforced concrete slabs and beams in fire," *Composites: Part B*, vol. 58, p. 10, 2014.
- [55] I. Díaz, R. Larrúa, H. Wainshtok, and M. Mackchaser, "Simplified methods to determine shear strength in reinforced concrete beams with fiber-reinforced polymers exposed to fire," *Revista Ingeniería de Construcción*, vol. 36, pp. 97-106, 2021.
- 