

Optimización Heurística de un Pórtico Plano Incorporando Confiabilidad Estructural

Laureen Nicole Carvajal Oyaga y Laura Valentina Niño Sepúlveda

Proyecto de Grado para Optar el Título de Ingeniero Civil

Director de proyecto de grado:

Oscar Javier Begambre Carrillo

Ing. Civil, M.Sc, PhD.

Codirectores

David Sebastián Cotes Prieto

Ing. Civil, M.Sc

Iván Camilo Cotes Prieto

Ing. Civil, M.Sc (C)

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga

2021

Dedicatoria

*A mi madre por su acompañamiento durante todo mi trayecto,
por creer en mis capacidades, motivar mi formación académica y
brindarme consuelo y apoyo, sin los cuales no estaría aquí.*

*A mi familia que por medio de su alegría me motivan a seguir
creciendo, por brindarme su cariño, apoyo y confianza.*

*A mi compañera de tesis por su motivación y perseverancia ante
las dificultades, por compartir conmigo las alegrías y desvelos que nos
permitieron lograr juntos nuestro objetivo.*

Laureen Nicole Carvajal Oyaga

Dedicatoria

A mis padres quienes con su amor, paciencia y apoyo incondicional me han permitido alcanzar y hacer realidad un sueño más.

A mi director y codirectores de proyecto, por su orientación y conocimiento brindado a lo largo de estos meses de mucho trabajo.

A mi compañera de tesis con quien no solo forme un excelente equipo de trabajo sino también una gran amistad, por su perseverancia y dedicación.

A mis amigos con quienes compartí e hicieron de esta etapa universitaria una gran experiencia.

Gracias por hacer esto posible.

Laura Valentina Niño Sepúlveda

Agradecimientos

Expresamos nuestro agradecimiento a los docentes Oscar Begambre y David Cotes e ingeniero Camilo Cotes por su orientación, apoyo y conocimiento brindado durante el desarrollo de este proyecto de investigación. A la Universidad Industrial de Santander, cuerpo docente y al grupo INME por su contribución en nuestra formación profesional. En especial a nuestras familias, por su cariño, paciencia, oportunidades brindadas y apoyo incondicional que nos motiva constantemente para alcanzar nuestras metas.

Tabla de Contenido

Introducción	11
1. Objetivos	14
1.1. Objetivo General	14
1.2. Objetivos Específicos	14
2. Metodología	15
2.1. Descripción de la Estructura	15
2.2. Análisis y Diseño Estructural	16
2.2.1. Análisis de Cargas	16
2.2.1.1. Cargas Gravitacionales.	16
2.2.1.2. Fuerza Sísmica.	17
2.2.2. Derivas.	18
2.2.3. Mayoración de Cargas.	18
2.2.4. Análisis Estructural	19
2.2.5. Cargas de Diseño.	19
2.2.6. Diseño Estructural	19
2.3. Confiabilidad Estructural	20
2.3.1. Método de Superficie de Respuesta	21
2.3.2. Método Simulación de Montecarlo	22

2.3.3. Método Hassofer-Lind y Rackwitz-Fiessler.	22
2.3.4. Estandarización de tercer momento.	24
2.4. Métodos Heurísticos de Optimización.....	24
2.4.1. Función objetivo.	25
2.4.2. Variables de optimización.....	25
2.4.3. Método de penalización.	26
2.4.4. Optimización por enjambre de partículas.	27
2.4.5. Algoritmo genético.	29
2.5. Escenarios de Optimización.....	31
3. Resultados y Discusión.....	33
3.1. Diseño Estructural Convencional	33
3.2. Selección de Parámetro y Función de Penalización	34
3.3 Diseños Estructurales Optimizados	36
4. Conclusiones	44
5. Recomendaciones	46
Referencias Bibliográficas	48

Lista de Tablas

Tabla 1. Cargas gravitacionales transferidas al pórtico.	17
Tabla 2 Variables aleatorias.	21
Tabla 3. Variables de optimización	26
Tabla 4. Escenarios de optimización	32
Tabla 5. Espacio de búsqueda.....	32
Tabla 6. Ejecuciones	38

Lista de Figuras

Figura 1. Pórtico plano.....	16
Figura 2. Diagrama de flujo PSO.....	28
Figura 3. Opciones en la función ‘particleswarm’	29
Figura 4. Tipos de hijos en la nueva generación.....	30
Figura 5. Opciones en la función ‘ga’	30
Figura 6. Diagrama de flujo GA	31
Figura 7. Diagramas de fuerzas internas.....	34
Figura 8. Ejecuciones preliminares.....	35
Figura 9. Curvas de convergencia.....	36
Figura 10. Resultados N°. I, II, III y IV	41

Resumen

Título: Optimización heurística de un pórtico plano incorporando confiabilidad estructural*

Autores: Laureen Nicole Carvajal Oyaga, Laura Valentina Niño Sepúlveda**

Palabras clave: Estructuras en concreto reforzado, Optimización por enjambre de partículas, Algoritmo genético, Índice de confiabilidad, Método de superficie de respuesta, Método HL-RF, Simulación de Montecarlo

Descripción: En este trabajo de investigación se evalúa la incidencia de la incorporación del análisis de confiabilidad estructural, representado mediante el índice de confiabilidad, β , correspondiente al estado límite de la deriva de entrepiso, en la optimización heurística del diseño estructural de un pórtico plano en concreto reforzado de 5 entrepisos y 3 luces, bajo solicitaciones gravitacionales y sísmicas. Se minimizó el peso del pórtico plano modificando sus secciones transversales, incluyendo el refuerzo longitudinal, empleando optimización por enjambre de partículas y algoritmo genético, considerando en cada caso dos escenarios desarrollados en el software MATLAB® 2019b: (i) incluyendo β mínimo como restricción de diseño (ii) sin incluir β mínimo como restricción de diseño. Para los escenarios (i) se consideraron como variables aleatorias la resistencia a la compresión del concreto y la fuerza sísmica, empleando para el cálculo de β el método de superficie de respuesta, en conjunto con el método Hassofer-Lind y Rackwitz-Fiessler o la simulación de Montecarlo. Los resultados muestran un incremento del peso del pórtico plano cuando se incorpora confiabilidad estructural correspondiente a 11.63% y 16,89% respecto a la optimización sin incluir un β mínimo como restricción de diseño y 4.69% y 9.62% respecto a un diseño estructural sin optimización realizado por los autores. Se concluye que la incorporación del análisis de confiabilidad estructural incide significativamente en el aumento de las áreas transversales del pórtico plano estudiado.

* Proyecto de grado.

** Facultad de Ingeniería Físico-mecánica. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Oscar Javier Begambre Carrillo, PhD. Codirectores: David Sebastián Cotes Prieto, MsC. Iván Camilo Cotes Prieto, MsC (C).

Abstract

Title: Heuristic optimization of a planar frame incorporating structural reliability*

Authors: Laureen Nicole Carvajal Oyaga, Laura Valentina Niño Sepúlveda**

Key words: Reinforced concrete structures, Particle swarm optimization, Genetic algorithm, Reliability index, Response surface method, HL-RF method, Monte Carlo simulation

Description: This research work assess the impact of incorporating structural reliability analysis, represented by the reliability index, β , corresponding to the limit state of the story drift, on the heuristic optimization of the structural design of a planar frame in reinforced concrete of 5 stories and 3 spans, under gravitational and seismic loads. The weight of the planar frame was minimized by modifying its cross-sections, including longitudinal reinforcement, using particle swarm optimization and genetic algorithm, considering in each case two scenarios developed in the software MATLAB® 2019b: (i) including minimum β as a design constrain (ii) without including minimum β as a design constrain. For scenarios (i) compressive strength of concrete and seismic force were considered as the random variables, using for the calculation of β the response surface method, in conjunction with the Hassofer-Lind and Rackwitz-Fiessler method or the Monte Carlo simulation. The results show an increase in the weight of the planar frame when structural reliability is incorporated corresponding to 11.63% and 16.89% with respect to optimization without including a minimum β as a design constrain and 4.69% and 9.62% respect to a structural design without optimization made by the authors. It is concluded that the incorporation of structural reliability analysis significantly affects the increase in the cross-sectional areas of the planar frame studied.

* Degree work

** Faculty of Mechanical Physics Engineering. Civil Engineering School. Director: Oscar Javier Begambre Carrillo, PhD. Codirectors: David Sebastián Cotes Prieto, MsC. Iván Camilo Cotes Prieto, MsC (C).

Introducción

El concreto reforzado es uno de los materiales más utilizados en la industria de la construcción (Aguirre-Guerrero & Mejía de Gutiérrez, 2020), la demanda de este material ha ido amentando con los años siendo su producción anual mundial actual estimada alrededor de 25 mil millones de toneladas (Martinez Molina et al., 2015) impactando negativamente en el medio ambiente, por ello la optimización juega un papel importante en la minimización de la cantidad de material y a su vez en la maximización de la sostenibilidad ambiental de las obras de infraestructura. Históricamente se han empleado métodos clásicos de optimización en diseño de sistemas estructurales simples, entre ellos el método de Newton, pendiente máxima y Levenberg-Marquart (Negrin et al., 2019), sin embargo estos se han limitado al uso académico debido a que no resultan prácticos en estructuras reales las cuales son complejas de resolver. Debido a ello, en los últimos años se han implementado cada vez más métodos heurísticos de optimización (Li & Liu, 2009) como son la optimización por enjambre de partículas, PSO, el algoritmo genético, GA, el recocido simulado, la optimización por colonia de hormigas, entre otros. Dichos métodos generan y usan variables aleatorias mediante técnicas de programación matemática sencilla y una amplia cantidad de escenarios, brindando mejores capacidades de búsqueda en contraste con los métodos clásicos de optimización (Kunche & Reddy, 2016; Li & Liu, 2011).

Los problemas de optimización minimizan o maximizan una función objetivo para obtener una solución viable, donde en problemas de optimización estructural la solución debe cumplir con la normativa de diseño aplicada, de forma que la optimización estructural es un problema de optimización restringido el cual según (Ab. Aziz et al., 2011) cuenta con una o más restricciones a satisfacer. Los métodos de optimización fueron propuestos originalmente para problemas no

restringidos, siendo necesarias metodologías que permitan abarcar problemas restringidos como lo son la conservación de la viabilidad de las soluciones, diferenciación de las soluciones factibles e inviables, métodos híbridos y funciones de penalización, siendo este último uno de los más usados, el cual permite incorporar las restricciones en la función objetivo mediante la penalización de soluciones inviables a partir de una función y parámetro de penalización establecidos (Ab. Aziz et al., 2011).

Por otra parte, un enfoque más realista del proceso de diseño incorpora la incertidumbre estadística asociada a las diferentes variables involucradas, a través del cual es posible estimar la probabilidad de que una estructura exceda algún estado límite, a este procedimiento se le conoce como análisis de confiabilidad (Grubišić et al., 2019). El objetivo principal de la confiabilidad estructural es determinar el índice de confiabilidad, β , el cual se relaciona con la probabilidad de falla, p_f , definida como la probabilidad de que la sollicitación exceda la resistencia. La función de estado límite expresa la relación entre la resistencia y sollicitación, la cual puede ser explícita o implícita respecto a las variables consideradas aleatorias.

En el caso de sistemas reales, como son las edificaciones, la función de estado límite es compleja e implícita, lo que implica altos costos computacionales en el cálculo de la confiabilidad, no obstante es posible aproximar una función explícita a través de procedimientos como el método de superficie de respuesta, RSM por sus siglas en inglés (Tan et al., 2013). El índice de confiabilidad se puede estimar a través de diferentes métodos como son la simulación de Montecarlo, MCS por sus siglas en inglés, y el método de Hassofer-Lind y Rackwitz-Fiessler, HL-RF, dónde la selección del método usualmente depende de la complejidad de la función de estado límite analizada.

Hoy en día la optimización estructural usualmente no incorpora análisis de confiabilidad estructural, lo cual puede llevar a índices de confiabilidad inferiores a los valores actualmente recomendados (Faes & Valdebenito, 2020). De acuerdo con (Kim & Wen, 1990), es favorable realizar diseño estructural mediante procedimientos de optimización que consideren las incertidumbres involucradas, incorporando un análisis de confiabilidad estructural que permita la compensación entre riesgo y beneficio.

Con el fin de determinar la incidencia de la incorporación del análisis de confiabilidad para el estado límite de la deriva de entrepiso en la optimización estructural, este proyecto contrasta optimizaciones desarrolladas mediante PSO y GA, donde se incorpora o se omite un valor de β mínimo como restricción de diseño. La optimización minimiza el peso de un pórtico plano de concreto reforzado modificando sus secciones transversales.

La formulación del problema de optimización, el análisis de confiabilidad estructural y los métodos heurísticos de optimización empleados son descritos en la sección 2, el contraste de las optimizaciones realizadas y el análisis de resultados es presentado en la sección 3, se presentan las observaciones finales y conclusiones en la sección 4, adicionalmente en la sección 5 se realizan recomendaciones para futuras investigaciones.

1. Objetivos

1.1. Objetivo General

Realizar la optimización heurística de un pórtico plano de concreto reforzado incorporando confiabilidad estructural.

1.2. Objetivos Específicos

Realizar el diseño estructural óptimo de un pórtico plano implementando los métodos heurísticos de optimización (GA y PSO).

Efectuar el diseño heurístico óptimo del pórtico incorporando la teoría de confiabilidad

Contrastar las secciones transversales obtenidas mediante diseño estructural convencional, diseño estructural optimizado mediante métodos heurísticos y diseño estructural optimizado mediante métodos heurísticos incorporando confiabilidad

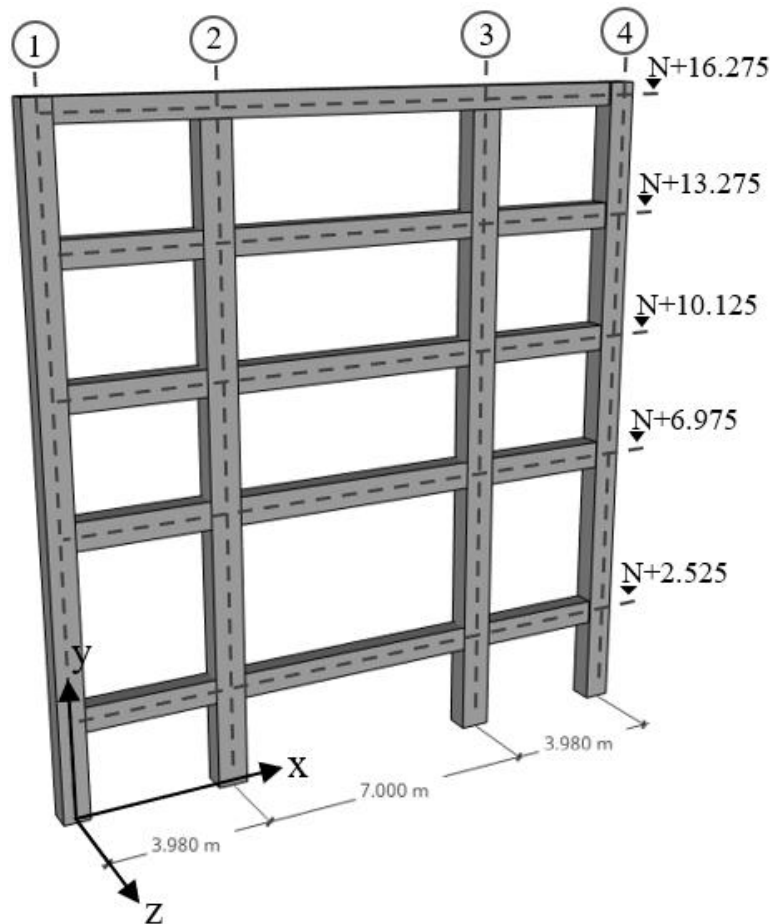
2. Metodología

Los procedimientos descritos a continuación fueron llevados a cabo mediante programaciones desarrolladas por los autores en el software MATLAB® 2019b y la implementación del toolbox para optimización disponible en él. Las optimizaciones fueron ejecutadas en dos computadoras portátiles personales Core i5-8250U, 1.6 GHz, 8 GB RAM y AMD Ryzen 5 3500U, 2.1 GHz, 12 GB RAM.

2.1. Descripción de la Estructura

La estructura analizada, diseñada y optimizada en este proyecto consistió en un pórtico plano de concreto reforzado, el cual hace parte de una edificación real, de 5 niveles de entrepiso y 3 luces conformado por 15 vigas y 20 columnas como se observa en la Figura 1, ubicada en el área metropolitana de Bucaramanga, Colombia.

El análisis y diseño estructural se desarrolló de acuerdo con la metodología propuesta por el reglamento colombiano de construcción sismo resistente, NSR-10 (AIS & Ministerio Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010c). La estructura demanda una capacidad de disipación especial de energía, DES, y se asumió cimentada sobre suelo tipo C. La resistencia última del concreto a compresión, f'_c , fue 21 MPa y el módulo de elasticidad, E_c , correspondió a $4700\sqrt{f'_c}$ según el apartado C.8.5.1 de la NSR-10 para concreto de densidad normal. El esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, f_y , fue 420 MPa correspondiente a un módulo de elasticidad, E_s , igual a 200 GPa. El análisis y diseño estructural se desarrolló en función de las variables de optimización establecidas en cada solución candidata (x), las cuales son descritas en la sección 2.4.2.

Figura 1.*Pórtico plano*

2.2. Análisis y Diseño Estructural

2.2.1. Análisis de Cargas.

En el presente proyecto se consideraron las solicitaciones debidas a cargas muertas, D , cargas vivas, L , y fuerza sísmica F_s en el plano XY (ver Figura 1).

2.2.1.1. Cargas Gravitacionales. La estimación de cargas se realizó según la distribución de una planta tipo de la estructura existente, considerando el ancho aferente para transferencia de carga gravitacional al pórtico plano. La Tabla 1 presenta la estimación de carga muerta transferida, la cual incluyó carga por (i) muros, (ii) afinados, (iii) redes y (iv) el peso propio de los elementos que conforman la planta estructural, a excepción de los elementos pertenecientes al pórtico de

interés. La carga viva transferida se definió según el área usada como (v) balcones o (vi) cuartos privados y corredores. La carga correspondiente al peso propio de los elementos pertenecientes al pórtico de interés varió en cada iteración, según las dimensiones de las secciones transversales generadas en la solución candidata por el método heurístico de optimización.

Tabla 1.

Cargas gravitacionales transferidas al pórtico

Viga intermedia		Vigas exteriores
Carga muerta [kN/m]		
(i)	16.245	16.245
(ii)	8.664	8.664
(iii)	1.083	1.083
(iv)	24.228	29.059
	50.220	55.051
Carga viva [kN/m]		
(v)	6.975	6.975
(vi)	7.236	7.236
	14.211	14.211

2.2.1.2. Fuerza Sísmica. La estimación de fuerza sísmica, F_s , se realizó mediante el método de fuerza horizontal equivalente, FHE, debido a que el pórtico forma parte de las edificaciones estipuladas en la sección A.3.4.2.1 de la NSR-10. El periodo aproximado, T_a , determinado con la ecuación A.4.2-3 de la NSR-10 fue igual a 0.5787 s, por lo cual la máxima aceleración horizontal de diseño en fracción de la gravedad correspondió a $S_a = 2.5A_aF_aI = 0.7188 g$, donde el coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva, A_a , el coeficiente de amplificación, F_a , y el coeficiente importancia asociado a uso residencial, I , fueron 0.25, 1.15, y 1 respectivamente. Para determinar la fuerza horizontal equivalente en cada piso se emplearon las ecuaciones A.4.3-2 y A.4.3-3 de la NSR-10 de acuerdo con el cortante sísmico en la base, V_s , calculado en función de S_a y las cargas muertas actuantes sobre el pórtico.

El cociente entre F_s y el coeficiente de modificación de respuesta, R , representa la fuerza sísmica reducida de diseño, E . El coeficiente R corresponde al producto del coeficiente de disipación de energía básico, R_0 y los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, ϕ_a , planta, ϕ_p , y por ausencia de redundancia, ϕ_r . R_0 se estableció como 7 de acuerdo con la Tabla A.3-3 de la NSR-10, ϕ_p se estableció como 1 debido a que la estructura de interés consiste en un pórtico plano, ϕ_r se estableció como 1 debido a que cumple las condiciones de redundancia descritas en A.3.3.8.2 de la NSR-10 y ϕ_a varió de acuerdo con la solución candidata y los casos descritos en la Tabla A.3-7 de la NSR-10 (AIS & Ministerio Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010a).

2.2.2. Derivas.

El límite para deriva máxima en estructuras de concreto reforzado se establece como el 1% de la altura del piso de acuerdo con la Tabla A.6.4-1 de la NSR-10 correspondiente a análisis lineal con secciones transversales no fisuradas. Con el objetivo de determinar la deriva máxima, $\Delta_{m\acute{a}x}$, se calcularon los desplazamientos de todos los nodos del pórtico bajo la acción de F_s y D, a su vez el porcentaje máximo del desplazamiento relativo respecto a la altura del piso. Este procedimiento se llevó a cabo mediante análisis matricial de rigidez implementando el código de programación descrito en la sección 2.2.4.

2.2.3. Mayoración de Cargas.

El diseño de los elementos estructurales se realizó de acuerdo con las combinaciones de cargas mayoradas, establecidas en la sección B.2.4.2 de la NSR-10, según las siguientes combinaciones:

$$1.4D \quad (1)$$

$$1.2D + 1.6L \quad (2)$$

$$1.2D + L \quad (3)$$

$$1.2D + E + L \quad (4)$$

$$0.9D \quad (5)$$

$$0.9D + E \quad (6)$$

2.2.4. Análisis Estructural.

Las fuerzas internas y desplazamientos de los elementos producidos por las solicitaciones mencionadas anteriormente fueron determinados mediante el método matricial de rigidez, utilizando el modelo de viga de Timoshenko según (Estrada Mejia, 2016) e incluyendo la rigidez axial de los elementos estructurales. El análisis estructural desarrollado por los autores en el software MATLAB® 2019b se validó por medio de la versión de prueba del software SAP2000® v22.

2.2.5. Cargas de Diseño.

Las funciones de fuerza axial, fuerza cortante y momento flector en cada elemento se calcularon de acuerdo con las fuerzas internas obtenidas del análisis estructural para cada combinación de carga evaluada. Las solicitaciones de diseño en vigas (fuerza cortante y momento flector) en las tres secciones transversales de interés (tramo inicial, intermedio y final) correspondieron a una envolvente de las combinaciones de cargas evaluadas. Las solicitaciones de diseño en columnas correspondieron a la fuerza axial, fuerza cortante y momento flector obtenidas del análisis estructural para cada combinación de cargas, sin considerar envolvente debido a la interacción que existe entre fuerza axial y momento flector. Para el momento flector en columnas se tuvo en cuenta el proceso de magnificación descrito en la sección C.10.10 de la NSR-10 cuando no es posible ignorar los efectos de esbeltez.

2.2.6. Diseño Estructural.

Los elementos estructurales se diseñaron empleando la metodología de diseño por factor de carga y resistencia, LRFD, de tal forma que cualquier sección tuviese una resistencia de diseño

al menos igual a la sollicitación (AIS & Ministerio Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010c). El diseño de refuerzo longitudinal en vigas se realizó mediante un proceso iterativo ascendente de la cantidad de barras, de diámetro generado en la solución candidata y dispuestas en un máximo de tres líneas de acero, para suplir los criterios de diseño. La cantidad de barras se estableció en los rangos [2-8] y [2-14] para momentos flectores de sollicitación positivos y negativos, respectivamente. A su vez el refuerzo longitudinal en columnas, generado en la solución candidata, fue dispuesto procurando separaciones menores a 150 mm para evitar la demanda de estribos adicionales de soporte lateral. El diseño de refuerzo transversal en vigas y columnas se realizó de acuerdo con la metodología de cortante por momentos probables descrita en C.21.5.4 y C.21.6.5 respectivamente, empleando estribos cerrados de diámetro 3/8 pulg. Obteniendo dos separaciones de acuerdo con C21.5.3 y C.21.6.4, la primera en zonas adyacentes a la cara de los nudos o a los puntos donde pueda presentarse fluencia por flexión, zona confinada, y la segunda en las demás zonas del elemento estructural, zona no confinadas.

2.3. Confiabilidad Estructural

La confiabilidad estructural del pórtico plano se representó a través del β , el cual es proporcionalmente inverso a p_f y se encuentran relacionados mediante la expresión $\beta = \Phi^{-1}(1 - p_f)$, donde Φ^{-1} corresponde a la función inversa de densidad de probabilidad acumulada (Tan et al., 2013). La probabilidad de falla corresponde a la probabilidad de que la función de estado limite $g(S, R)$ sea menor o igual a cero. La función de estado limite se establece a partir de la relación entre las variables aleatorias de resistencia, R , y sollicitación, S , descrita en la ecuación 7 para el estado límite de deriva de entrepiso.

$$g(S, R) = R - S = 1\% - \Delta_{m\acute{a}x} \% \quad (7)$$

En el análisis de confiabilidad se consideraron las incertidumbres presentes en F_s y f'_c , este último se relaciona con E_c el cual al ser una medida de rigidez se relaciona directamente con la deriva, asociadas a las funciones de distribución de probabilidad, PDF por sus siglas en inglés, según (Beltran & Troncoso, 2010; Bucher & Bourgund, 1990; Montiel & Ruiz, 2007), descritas en la Tabla 2 donde μ y *c. o. v* corresponden a la media y coeficiente de variación de la variable aleatoria respectivamente. Los valores de media para la variable probabilística F_s corresponden a los valores determinados mediante el método FHE para cada solución candidata.

Preliminarmente se implementó la MCS para determinar β , haciendo uso de la función de estado limite implícita, presentándose altos tiempos de cómputo, por lo cual fue necesario implementar una función de estado limite explícita aproximada, mediante RSM. Utilizando la función de estado limite explícita aproximada se calculó β , a través de los métodos HL-RF y MCS, obteniéndose resultados computacionalmente económicos. Para el proceso de optimización incorporando confiabilidad estructural se restringió β a valores iguales o superiores a 1.75, asociado a $p_f = 4.01\%$, siguiendo las recomendaciones de (Kim & Wen, 1990) y (Kim & Wen, 1987), para el estado límite de deriva de entrepiso.

Tabla 2

Variables aleatorias

Variable aleatoria	PDF	Valores característicos
f'_c	Normal	$\mu = 21MPa$ <i>c. o. v</i> = 0.10
F_s	Log-normal	<i>c. o. v</i> = 0.31

2.3.1. Método de Superficie de Respuesta.

Al depender de los resultados del análisis estructural, la función de estado limite presentada en la ecuación 7 es implícita, por lo tanto, para reducir tiempos de cómputo en el cálculo de β fue

necesario aproximarla a través de una función explícita. Como muestran múltiples autores, (Tan et al., 2013), (Bucher & Bourgund, 1990), y (Hadidi et al., 2017), esta función explícita aproximada se puede hallar a través del RSM, el cual considera que dicha función es un polinomio de segundo orden sin términos cruzados como se presenta en la ecuación 8.

$$\hat{g}(y) = a + \sum_{j=1}^n b_j \cdot y_j + \sum_{j=1}^n c_j \cdot y_j^2 \quad (8)$$

Donde y_j es la variable aleatoria, n el número de variables aleatorias, y a , b_j y c_j son las constantes del polinomio a determinar. Los coeficientes de la superficie de respuesta se determinaron utilizando una muestra de $2n+1$ puntos, requeridos para ajustar el polinomio, los cuales fueron un punto central, y_{0j} , el cual correspondió al valor medio de las variables aleatorias, μ_j , y puntos distanciados de este, tres veces la desviación estándar de la variable aleatoria ($\pm 3\sigma_j$) de acuerdo con (Tan et al., 2013).

2.3.2. Método Simulación de Montecarlo.

El MCS es un método que permite estimar la p_f a través de la simulación de N escenarios aleatorios, donde cada escenario considera diferentes valores para las variables aleatorias, generados de forma aleatoria con base en sus respectivas PDF. La p_f se determina como el cociente entre el número de escenarios que no cumplen la función límite, N_f , y N , como muestra la ecuación 9 (Lee & Kim, 2006). En este proyecto de investigación se consideró un valor de $N = 10^5$, obtenido a partir de un análisis de convergencia de p_f para diferentes valores de N .

$$p_f = \frac{N_f}{N} = \frac{N_f}{10^5} \quad (9)$$

2.3.3. Método Hassofer-Lind y Rackwitz-Fiessler.

Con el fin de evaluar una alternativa computacionalmente menos costosa que el MCS, se calculó β a través del método HL-RF implementado en (Grubišić et al., 2019), (Tan et al., 2013)

y (Makhduomi et al., 2017), el cual emplea cálculos iterativos en un espacio normal estándar, siendo necesario normalizar la función de estado límite explícita aproximada y transformar las variables aleatorias con PDF diferente a la normal mediante el método de estandarización de tercer momento. Se normalizó la función de estado límite explícita aproximada obteniéndose la función de estado límite estandarizada mostrada en la ecuación 10.

$$\hat{g}(Z) = a + \sum_{j=1}^n b_j(\mu_j + \sigma_j \cdot Z_j) + \sum_{j=1}^n c_j(\mu_j + \sigma_j \cdot Z_j)^2 \quad (10)$$

Donde Z_j representa la variable aleatoria estandarizada mediante la expresión $Z_j = (y_j - \mu_j)/\sigma_j$, la cual para variables aleatorias normales es igual al punto de diseño, U_j , definido como el punto de la superficie límite en el espacio normalizado más próximo al origen (Celorrio Barragué, 2013). El β y $\mathbb{U}$ de partida se asumieron como $\beta_0 = 1$ y $\mathbb{U}_0 = (0,0,\dots,0)$ y posteriormente sus valores se actualizaron en cada iteración, i , de acuerdo con las ecuaciones 11 y 12, hasta alcanzar la convergencia.

$$U_j = \beta_{i-1} \cdot \alpha_j; \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (11)$$

$$\beta_i = \frac{\hat{g}(\mathbb{U}_i) - \sum_{j=1}^n \frac{\partial \hat{g}(\mathbb{U}_i)}{\partial U_j} U_j}{\sqrt{\sum_{j=1}^n \left[\frac{\partial \hat{g}(\mathbb{U}_i)}{\partial U_j} \right]^2}} \quad (12)$$

$$\alpha_j = - \frac{\frac{\partial \hat{g}(\mathbb{U}_{i-1})}{\partial U_j}}{\sqrt{\sum_{j=1}^n \left[\frac{\partial \hat{g}(\mathbb{U}_{i-1})}{\partial U_j} \right]^2}} \quad (13)$$

Donde α_j es el índice de sensibilidad (Lu et al., 2017).

2.3.4. Estandarización de tercer momento.

Considerando la intervención de variables con PDF distinta a la distribución normal en el cálculo de β , se implementó el método de estandarización de tercer momento propuesto en (Lu et al., 2017) y (Zhao & Ono, 2000), mediante el cual se obtiene un polinomio de aproximación de segundo orden, mostrado en la ecuación 14.

$$Z_j = f(U_j) = z_{1j} + z_{2j} \cdot U_j + z_{3j} \cdot U_j^2 \quad (14)$$

Siendo z_{1j} , z_{2j} y z_{3j} los coeficientes del polinomio de aproximación de segundo orden, determinados según las ecuaciones 15, 16 y 17.

$$z_{3j} = \operatorname{sgn}(\alpha_{3j})\sqrt{2} \cos \left[\frac{\operatorname{sgn}(\alpha_{3j})\theta_j - \pi}{3} \right] \quad (15)$$

$$z_{1j} = -z_{3j} \quad (16)$$

$$z_{2j} = \sqrt{1 - z_{3j}^2} \quad (17)$$

$$\theta_j = \tan^{-1} \left(-\frac{\sqrt{8 - \alpha_{3j}^2}}{\alpha_{3j}} \right) \quad (18)$$

Donde α_{3j} es el tercer momento estadístico (coeficiente de asimetría) de cada variable aleatoria (Lu et al., 2017).

2.4. Métodos Heurísticos de Optimización

Los métodos heurísticos de optimización según (Kunche & Reddy, 2016) y (F.-S. Wang & Chen, 2013), proporcionan un procedimiento computacional que determina una solución óptima que maximiza o minimiza una función objetivo $f(x)$, mejorando iterativamente una solución candidata (x) conformada por las variables de optimización, según una medida de calidad establecida, con un costo computacional razonable realizando ninguna o pocas suposiciones acerca

del problema abarcado. En este proyecto de investigación se realizó la optimización heurística mediante el toolbox del software MATLAB® 2019b en el cual se encuentran las funciones “particleswarm” y “ga”, correspondientes a PSO y GA respectivamente. A continuación, se describen cada una de las funciones, variables, métodos y parámetros involucrados en el proceso de optimización realizado.

2.4.1. Función objetivo.

La función objetivo correspondió al peso del pórtico plano, conformado por concreto simple, $\rho_c = 2300 \text{ kg/m}^3$, y acero de refuerzo longitudinal, $\rho_s = 7800 \text{ kg/m}^3$ (AIS & Ministerio Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010b). Las restricciones se incorporaron en la función objetivo mediante el método de penalización, adicionando un término a la función objetivo que corresponda al producto entre el parámetro, μ , y la función, $p(x)$, de penalización como se describe en la sección 2.4.3 de acuerdo con (Masuda et al., 2010). La ecuación 19 presenta la función objetivo empleada, donde V_{Concreto} y V_{Acero} corresponden al volumen de concreto y acero respectivamente.

$$f(x) = V_{\text{Concreto}} \cdot 2300 \text{ kg/m}^3 + V_{\text{Acero}} \cdot 7800 \text{ kg/m}^3 + \mu_p \cdot p(x) \quad (19)$$

2.4.2. Variables de optimización.

Las variables de optimización, VO, correspondieron a las dimensiones y refuerzo de las secciones transversales, asociadas como se observa en la Tabla 3. Las secciones transversales, de los elementos estructurales del pórtico presentado en la Figura 1, consideradas en la minimización del peso, fueron el tramo inicial, intermedio y final en vigas y un único tramo en columnas. Se emplearon 66 variables de optimización, adicionalmente, según disponibilidad comercial y criterios constructivos se redondearon las dimensiones de las secciones transversales a múltiplos de 5 mm, los diámetros a 1/8 pulg y cantidad de barras de refuerzo a enteros, teniendo en cuenta que los métodos heurísticos de optimización operan en un espacio continuo.

Tabla 3.*Variables de optimización*

VO	Nº. VO	Descripción
1	5	Dimensiones “eje y” de vigas, base, asociadas por entrepiso [mm].
2	5	Relaciones de dimensiones “ejes y/z” de vigas, relación base/altura, asociadas por entrepiso.
3	30	Diámetros de barras de refuerzo positivo-negativo en vigas [1/8 pulg].
4	2	Dimensiones “eje y” de columnas, base, asociadas por ejes externos e internos (1-4 y 2-3) [mm].
5	2	Dimensiones “eje x” de columnas, altura, asociadas por ejes externos e internos (1-4 y 2-3) [mm].
6	2	Diámetros de barras de refuerzo de columnas asociadas por ejes externos e internos (1-4 y 2-3) [1/8 pulg].
7	20	Cantidad de barras de refuerzo en columnas.

2.4.3. Método de penalización.

El método de penalización permitió desarrollar el problema de optimización restringido (ecuación 20) desde un enfoque de optimización no restringida (ecuación 21) mediante la incorporación de un parámetro y función de penalización (Masuda et al., 2010), los cuales son equivalentes cuando se satisfacen todas las restricciones y a su vez se obtienen penalizaciones nulas.

$$\min_{x \in D} f(x) \quad (20)$$

Sujeto a $g_m(x) \leq 0, m = 1, \dots, M$

Donde g_m representa las restricciones de diseño asociadas a las variables de optimización, (x) , siendo M el número de restricciones.

$$P(\mu) = \min_{x \in D} \phi(x, \mu) = f(x) + \mu_p \cdot p(x) \quad (21)$$

Donde μ_p y $p(x)$ son el parámetro y la función de penalización respectivamente.

En este proyecto se consideraron dos alternativas para $p(x)$ mostradas en las ecuaciones 22 y 23, siendo esta continua, igual a cero si $x \in S$ o mayor a cero si $x \notin S$ donde $S = \{x | g_m(x) \leq 0, m = 1, \dots, M\}$ (Masuda et al., 2010).

$$p_1(x) = \sum_{m=1}^M \max\{0, g_m(x)\} \quad (22)$$

$$p_2(x) = \frac{1}{2} \sum_{m=1}^M \max\{0, g_m(x)\}^2 \quad (23)$$

Las restricciones incorporadas contemplaron lo dispuesto en las secciones A, B y C de la NSR-10 que compete al diseño de estructuras de concreto reforzado, incluyendo el control de la resistencia en el nudo según C.21.6.2.2 para prevenir un mecanismo de falla de columnas que pueda conducir al colapso, la deriva de entrepiso y β asociada a ella. Finalmente, para seleccionar los valores de μ_p y la función $p(x)$ a utilizar para obtener los resultados de optimización finales, se realizaron pruebas de forma preliminar con las ecuaciones 22 y 23 y μ_p entre 1 y 2000.

2.4.4. Optimización por enjambre de partículas.

El PSO es un algoritmo de optimización que modifica repetidamente un enjambre de partículas que representan a las soluciones candidatas, donde el éxito de una partícula es afectado no solo por su propio esfuerzo sino también por la información compartida con todas las partículas del enjambre. En cada iteración el algoritmo modifica la velocidad de las partículas y actualiza sus posiciones. La posición de una partícula es denotada x_i y determinada mediante la ecuación 24.

$$x_i = x_{i-1} + v_i \quad (24)$$

Donde x_{i-1} corresponde a su posición anterior y v_i a su velocidad, determinada según la ecuación 25, en función del peso de inercia, w , su velocidad anterior, v_{i-1} , ponderación de la mejor posición de cada partícula, $c_1 = 2$, la mejor posición de la partícula hasta la iteración actual,

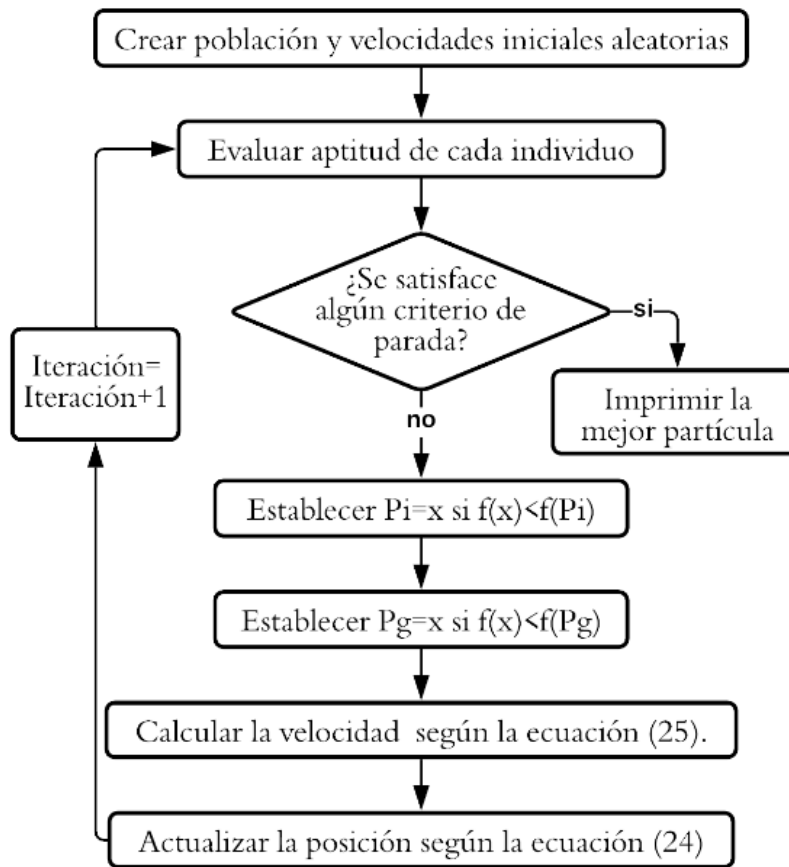
P_i , ponderación de la mejor posición del enjambre, $c_2 = 2$, y la mejor posición del enjambre, P_g hasta la iteración actual (Ab. Aziz et al., 2011).

$$v_i = w \cdot v_{i-1} + c_1 \cdot rand \cdot (P_i - x_i) + c_2 \cdot rand \cdot (P_g - x_i) \quad (25)$$

Donde *rand* representó un numero aleatorio entre 0 y 1 y el valor de w varió entre 0.4 y 0.9 según (Ben Ali, 2012). El diagrama de flujo de la optimización por enjambre de partículas implementada en el toolbox del software MATLAB® 2019b se observa en la Figura 2.

Figura 2.

Diagrama de flujo PSO



Nota. Adaptada de (MATLAB & Simulink, n.d.-d).

Se modificaron las opciones predeterminadas para la optimización por enjambre de partículas en el toolbox del software MATLAB® 2019b, como se observa en la Figura 3.

Figura 3.

Opciones en la función 'particleswarm'

```
options=
    optimoptions('particleswarm',...
        'SwarmSize',1000,...
        'MaxIterations',1000,...
        'InertiaRange',[0.4,0.9],...
        'SelfAdjustmentWeight',2,...
        'SocialAdjustmentWeight',2,...
        'FunctionTolerance',0.001,...
        'MaxStallIterations',50,...
        'UseParallel',true,...
        'OutputFcn',@pswoutfun,...
        'display','final');
```

2.4.5. Algoritmo genético.

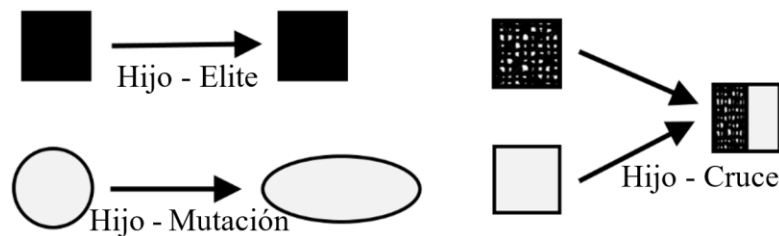
El GA modifica repetidamente una población de individuos que representan a las soluciones candidatas. En cada generación el algoritmo selecciona aleatoriamente individuos de la población actual, los cuales son utilizados como padres para producir los hijos que conforman la siguiente generación. La sucesión de generaciones permite la evolución de la población hacia una solución óptima (MATLAB & Simulink, n.d.-a).

La selección de padres para crear los hijos fue realizada mediante la función de selección 'selectionroulette' empleada en (Huang et al., 2020), la cual simula una rueda de ruleta donde se asigna a cada individuo una sección con área proporcional a su aptitud y genera números aleatorios para seleccionar secciones y a su vez los individuos que serán padres (MATLAB & Simulink, n.d.-b). Los hijos de la próxima generación son creados de acuerdo con las opciones de reproducción especificadas mediante 'EliteCount', número de individuos que están garantizados para sobrevivir hasta la próxima generación, y 'CrossoverFraction', fracción de hijos producidos por cruce, de

forma que los hijos restantes son producidos mediante mutación, como se ilustra en la Figura 4 (MATLAB & Simulink, n.d.-c).

Figura 4.

Tipos de hijos en la nueva generación



Nota. Adaptada de (MATLAB & Simulink, n.d.-c).

La función de cruce 'crossoversinglepoint' empleada en (Huang et al., 2020), genera un número aleatorio, n , entre 1 y el número de variables de optimización para concatenar los primeros n términos del primer padre con los términos numerados mayores a n del segundo padre.

Se modificaron las opciones predeterminadas para el algoritmo genético en el toolbox del software MATLAB® 2019b, como se observa en la Figura 5.

Figura 5.

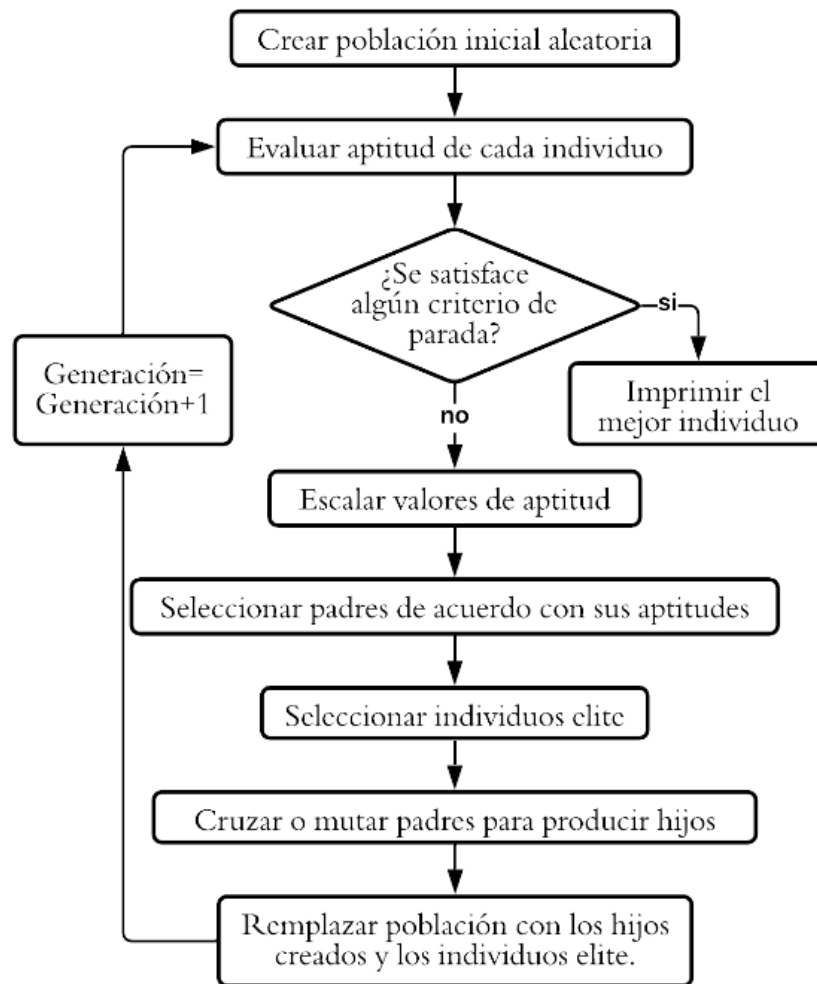
Opciones en la función 'ga'

```
options=
    optimoptions('ga',...
        'PopulationSize',1000,...
        'MaxGenerations',1000,...
        'SelectionFcn',...
        'selectionroulette',...
        'CrossoverFcn',...
        'crossoversinglepoint',...
        'FunctionTolerance',0.001,...
        'MaxStallGenerations',50,...
        'UseParallel',true,...
        'display','final',...
        'OutputFcn',@gaoutfun);
```

El diagrama de flujo del algoritmo genético implementado en el toolbox del software MATLAB® 2019b se observa en la Figura 6.

Figura 6.

Diagrama de flujo GA



Nota. Adaptada de (MATLAB & Simulink, n.d.-c).

2.5. Escenarios de Optimización

Para conocer la incidencia de la incorporación del análisis de confiabilidad en la optimización estructural, se ejecutaron los seis escenarios de optimización descritos en la Tabla 4.

Tabla 4.*Escenarios de optimización*

Escenario	Algoritmo	β mínimo como restricción	Método de cálculo β
(i)	PSO	SI	HL-RF
(ii)	GA	SI	HL-RF
(iii)	PSO	SI	MCS
(iv)	GA	SI	MCS
(v)	PSO	NO	No aplica
(vi)	GA	NO	No aplica

En los escenarios (i)-(iv) se consideró la función de estado limite explícita a través de RSM, la cual en cálculos preliminares presentó errores porcentuales entre 4.09E-14 y 3.66E-2 respecto a la función de estado limite implícita, validando su implementación. Los límites del espacio de búsqueda, valores que pueden tomar las soluciones candidatas, utilizados en todos los escenarios de optimización se muestran en la Tabla 5, de acuerdo con las variables de optimización y sus respectivas unidades declaradas en la Tabla 3. Estos límites fueron definidos según alturas mínimas en vigas para cumplir con los criterios de deflexiones propuestos en C.9.5.2.1 y dimensiones mínimas en columnas, C.21.6.1.1.

Tabla 5.*Espacio de búsqueda*

VO		1	2	3	4	5	6	7
Limite	Inferior	300	0.72	5	400	600	5	4
	Superior	550	0.85	6	700	800	8	30

Con el fin de contrastar resultados bajo parámetros equivalentes, en las seis optimizaciones se estableció el tamaño del enjambre o población en 1000 partículas o individuos y los criterios de parada correspondieron al número máximo de iteraciones o generaciones establecido en 1000 de

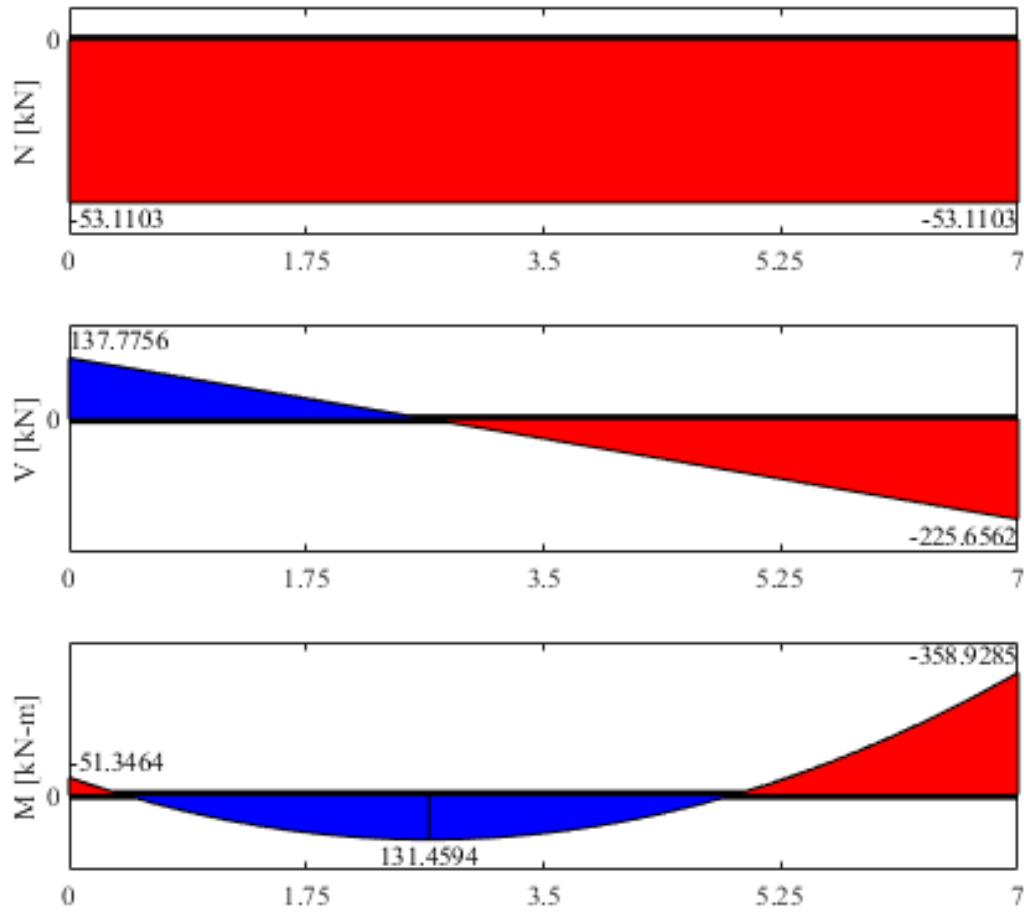
acuerdo con (Masuda et al., 2010) y el cambio relativo mínimo de la función objetivo, establecido en 0.001 en un máximo de 50 iteraciones. Adicionalmente, se utilizó la opción ‘useparallel’ en la optimización, para realizar cálculos de la función objetivo en paralelo.

Para evaluar y contrastar los resultados de los diferentes escenarios de optimización se usaron las siguientes medidas de desempeño: penalización, P , la cual, con el objetivo de expresar únicamente el valor de las restricciones que no se satisfacen, corresponde a $P = \mu_p \cdot p(x) = 1 \cdot p_1(x)$, y desviación estándar en la penalización, σ_p , la cual mide el grado de dispersión o variabilidad.

3. Resultados y Discusión

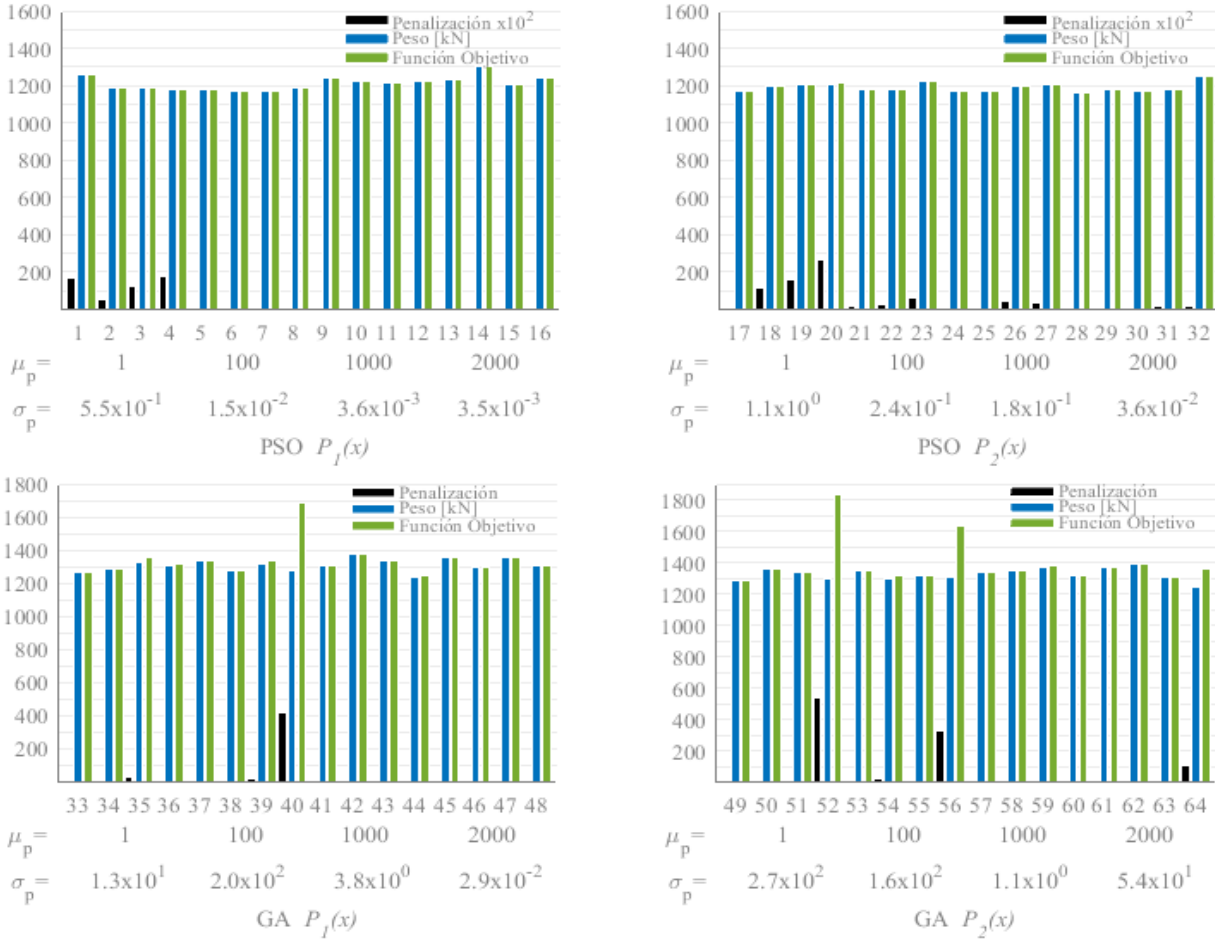
3.1. Diseño Estructural Convencional

A partir de las programaciones desarrolladas por los autores en el software MATLAB® 2019b y con el fin de estimar las variaciones porcentuales de los resultados, de cada escenario de optimización en la sección 3.3, se realizó un diseño estructural convencional del pórtico plano, en un proceso manual de prueba y error para cumplir con la normativa de diseño aplicada, en un tiempo aproximado de 2 h, para el cual se obtuvo un peso de 1151.8 kN y sus secciones transversales son presentadas posteriormente en la Figura 10 (d). Adicionalmente, como evidencia de los resultados del análisis estructural realizado en MATLAB® 2019b, en la Figura 7 se muestran los diagramas de fuerza axial, N , fuerza cortante, V , y momento flector, M , obtenidos del análisis estructural para la combinación de carga presentada en la ecuación 6 correspondientes a la viga en el entrepiso N+10.125 entre los ejes 2 y 3, obtenidos del análisis estructural.

Figura 7.*Diagramas de fuerzas internas*

3.2. Selección de Parámetro y Función de Penalización

El parámetro y función de penalización implementados en la función objetivo fueron establecidos de acuerdo con ejecuciones preliminares de los escenarios de optimización (i) y (ii) según la Tabla 4. Se evaluaron las funciones de penalización $p_1(x)$ y $p_2(x)$ con $\mu_p = [1, 100, 1000, 2000]$, realizando 4 ejecuciones en cada caso de prueba. La Figura 8 presenta los valores de penalización, peso y función objetivo de las ejecuciones para cada caso de prueba junto a los correspondientes μ_p y σ_p .

Figura 8.*Ejecuciones preliminares*

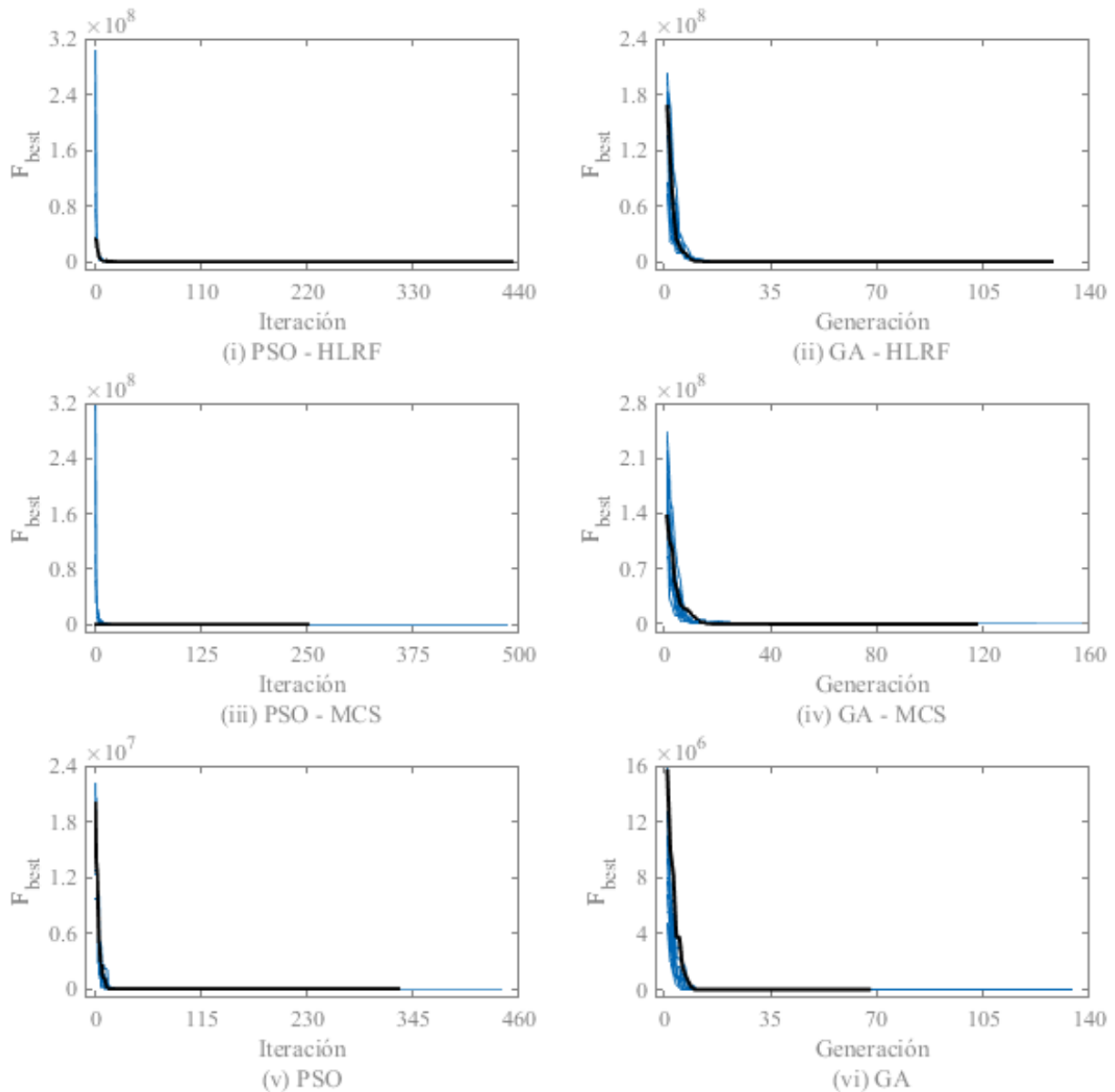
Los mejores valores de peso, asociados a penalizaciones nulas, corresponden a las ejecuciones N° 6 y 46 las cuales cuentan con pesos de 1173.9 kN y 1300.1 kN respectivamente, sin embargo, son obtenidos mediante parámetros de penalización distintos. Considerando lo anterior y la necesidad de establecer la función y el parámetro de penalización de igual manera para los dos algoritmos, con el fin de contrastar resultados en condiciones equivalentes, estos se establecen como $p_1(x)$ usada en (Masuda et al., 2010), (F. Wang et al., 2021) y (Xia et al., 2019) y $\mu_p = 2000$, los cuales generan resultados de penalización muy cercanos a cero, con σ_p de 3.5E-3 y 2.9E-2, en PSO y GA de forma conjunta.

3.3 Diseños Estructurales Optimizados

Debido a la naturaleza estocástica de los algoritmos empleados, se realizaron 10 ejecuciones de cada escenario de optimización, presentados en la Tabla 3, al igual que en (Masuda et al., 2010). Las curvas de convergencia se observan en la Figura 9, donde F_{best} corresponde al mejor valor de la función objetivo.

Figura 9.

Curvas de convergencia



A partir de ellas es posible inferir que los algoritmos PSO y GA tal como se ha expuesto en investigaciones previas (Ab. Aziz et al., 2011) y (Dillen et al., 2021), logran solucionar el problema de optimización planteado correspondiente a un diseño estructural, minimizando el peso del pórtico plano, en un número de iteraciones/generaciones inferior al límite establecido, de forma que el criterio de parada de las ejecuciones fue el cambio relativo mínimo de la función objetivo, y en tiempos de ejecución considerablemente bajos, los cuales resultan atractivos para su implementación en diseño de estructuras reales.

La Tabla 6 presenta el valor de penalización, peso, tiempo de ejecución y número de iteraciones/generaciones correspondientes a los resultados de las múltiples ejecuciones realizadas empleando $p(x)$ y μ , establecidos en la sección 3.2. Los seis escenarios de optimización obtienen ejecuciones con penalizaciones nulas, lo cual es necesario para que los problemas de optimización en las ecuaciones 20 y 21 sean equivalentes y a su vez se cumplan todas las restricciones, resultando apropiado implementar el método de penalización en el problema planteado de optimización restringida. Adicionalmente, los seis escenarios de optimización presentan valores de σ_p significativamente bajos, entre 7.7E-4 y 9.9E-2 garantizando un valor de penalización cercano a cero en cada una de las ejecuciones realizadas, a excepción del escenario (iv) con $\sigma_p = 62$.

Las ejecuciones N°. 7, 17, 26, 32, 42 y 51 presentadas en la Tabla 6, satisfacen los criterios de diseño y a su vez presentan los menores pesos en cada escenario de optimización evaluado, estas se encuentran resaltadas en negrilla en las curvas de convergencia en la Figura 9. El mejor rendimiento del algoritmo PSO en la minimización del peso, en contraste con el algoritmo GA, evidenciado en las ejecuciones mencionadas anteriormente, puede ser ocasionado por el mayor número de iteraciones, y a su vez mayores tiempos de cómputo, presentado en el algoritmo PSO,

por lo tanto, es recomendable modificar los criterios de parada del algoritmo GA con el fin de aumentar el número de generaciones evaluadas y con ello mejorar su desempeño. Los mejores resultados fueron seleccionados de acuerdo con el método de cálculo de β y las medidas de desempeño mencionadas en la sección 2.5, estos serán referidos de aquí en adelante como resultados N°. I, II y III y corresponden a las ejecuciones, resaltadas en la Tabla 6, N°. 7, 26 y 42 del algoritmo PSO, las cuales contaron con 435, 253 Y 331 iteraciones en tiempos de diseño aproximados de 2.19E-2, 6.76E-2 y 1.05E-2 respectivamente. Adicionalmente el resultado del diseño estructural convencional mencionado en la sección 3.1 será referido como resultado N°. IV. Los resultados N°. I, II y III presentan pórticos planos con pesos de 1205.8 kN, 1262.6 kN y 1080.2 kN, y a su vez variaciones porcentuales respecto al resultado N°. IV de +4.69%, +9.62% y -6.22% respectivamente, esta última variación porcentual evidencia la minimización del peso y concuerda con el valor obtenido en (Tsiptsis et al., 2019). De acuerdo con las variaciones porcentuales de los resultados N°. I y II respecto al resultado N°. IV es recomendable considerar el análisis de confiabilidad estructural aun cuando no se pretenda realizar optimización.

Tabla 6.*Ejecuciones*

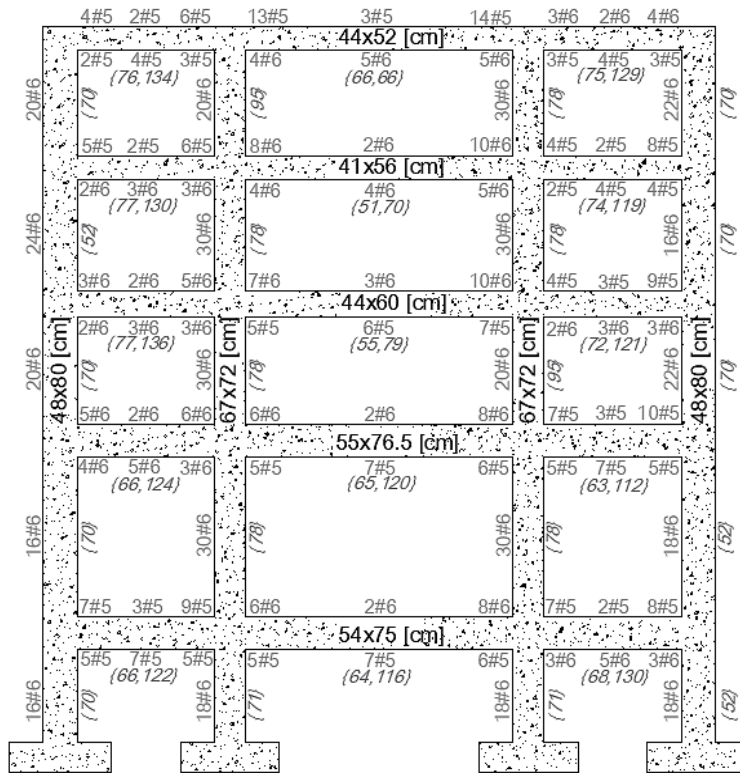
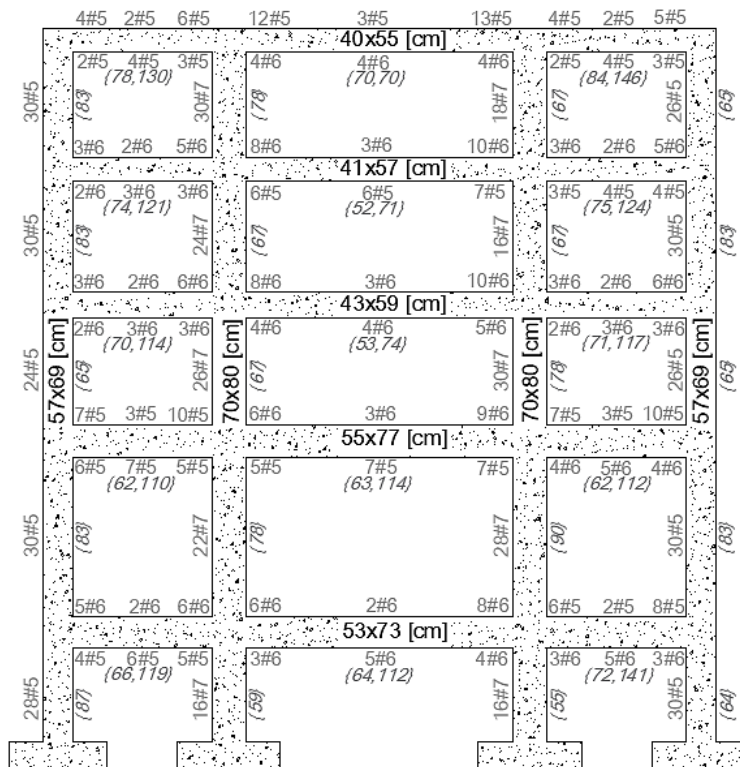
Escenario	N°.	P	Peso [kN]	Tiempo [h]	Iteración /Generación
(i) PSO - HL-RF (3.0E-2*)	1	0.0006	1235.9	2.207	335
	2	0.0000	1302.8	1.409	227
	3	0.0072	1202.5	1.323	212
	4	0.0000	1238.7	2.581	415
	5	0.0017	1255.1	1.540	273
	6	0.0012	1220.9	1.998	334
	7	0.0000	1205.8	2.643	435
	8	0.0017	1263.0	1.653	273
	9	0.0000	1265.5	1.934	274

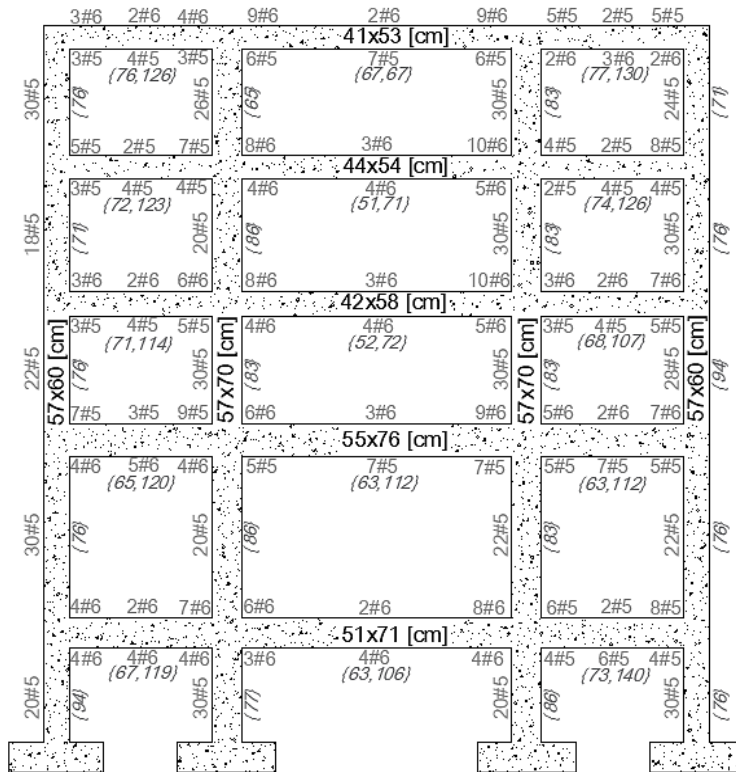
(ii) GA - HL-RF (9.1E-2*)	10	0.0974	1358.4	1.321	247
	11	0.1997	1316.8	0.320	71
	12	0.2798	1344.6	0.390	88
	13	0.0374	1378.1	0.860	95
	14	0.0440	1287.9	0.870	96
	15	0.0348	1343.8	1.160	128
	16	0.0540	1358.0	0.570	120
	17	0.0000	1300.1	0.670	128
	18	0.0000	1360.7	0.490	80
	19	0.0440	1309.7	0.580	107
	20	0.0474	1312.8	0.530	97
(iii) PSO - MCS (3.9E-2*)	21	0.0000	1316.1	3.470	200
	22	0.0003	1325.1	5.732	285
	23	0.1249	1309.2	2.363	128
	24	0.0000	1266.1	8.661	487
	25	0.0005	1264.2	4.983	224
	26	0.0000	1262.6	4.748	253
	27	0.0007	1290.7	3.600	199
	28	0.0031	1250.2	3.580	206
	29	0.0003	1274.8	9.079	481
	30	0.0075	1238.3	4.923	244
(iv) GA - MCS (6.2E+1*)	31	6.9884	1294.2	3.020	146
	32	0.0000	1364.4	2.000	118
	33	0.5351	1437.3	2.350	121
	34	0.0524	1338.7	2.440	89
	35	186.8346	1357.3	1.460	77
	36	0.0524	1389.3	2.220	95
	37	9.8894	1350.5	2.190	140
	38	0.0027	1332.5	2.940	135
	39	0.1324	1341.9	2.560	157
	40	94.7677	1366.3	1.630	80
(v) PSO - No aplica (7.7E-4*)	41	0.0001	1089.5	1.295	441
	42	0.0000	1080.2	0.969	331
	43	0.0026	1118.0	0.693	236
	44	0.0001	1110.9	0.952	294
	45	0.0003	1107.4	0.966	250
	46	0.0007	1102.4	1.019	312

(vi) GA - No aplica (9.9E-2*)	47	0.0003	1102.7	0.715	218
	48	0.0003	1065.8	1.170	323
	49	0.0007	1088.9	1.194	364
	50	0.0002	1098.7	1.134	346
	51	0.0000	1160.6	0.300	68
	52	0.0258	1138.1	0.240	73
	53	0.1288	1142.7	0.320	103
	54	0.0000	1196.9	0.230	72
	55	0.0046	1139.9	0.220	80
	56	0.0000	1196.4	0.200	62
	57	0.0561	1082.6	0.260	66
	58	0.3098	1273.1	0.510	135
	59	0.0000	1217.1	0.200	60
	60	0.0004	1149.7	0.180	56

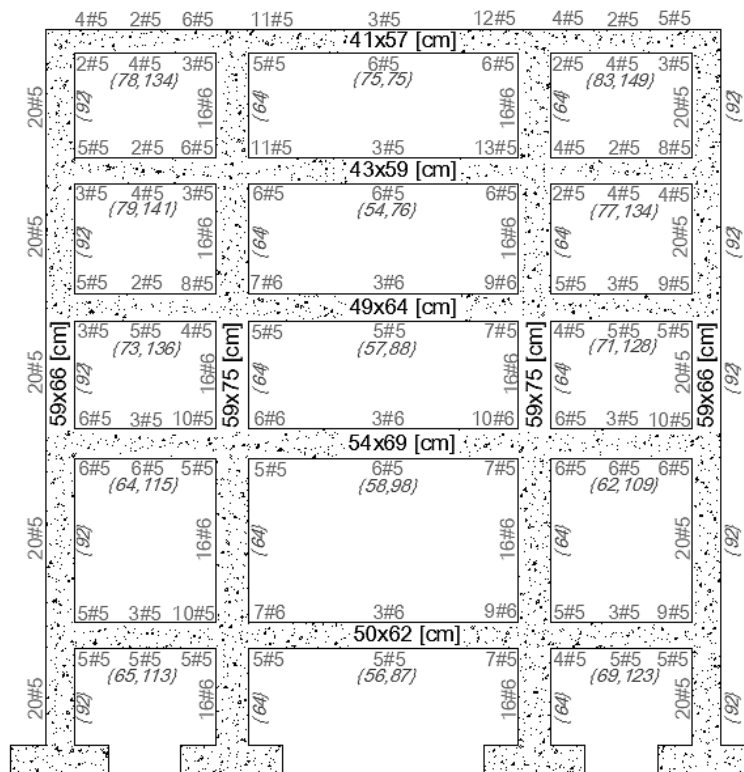
Nota. σ_p .

La Figura 10 presenta los pórticos planos, correspondientes a los resultados N°. I-IV, estos resultados incluyen las dimensiones de las secciones transversales, la descripción del refuerzo longitudinal y el refuerzo transversal. Adicionalmente se presenta en la parte inferior de los pórticos planos en la Figura 10, el valor del peso, $\beta_{crítico}$ y el $\beta_{crítico\ teórico}$, junto a sus respectivas probabilidades de falla asociadas. Considerando como el valor crítico de β al menor valor de β obtenido en cada pórtico, el cual correspondió al entrepiso N+6.975, y como método teórico de cálculo del β el método MCS implementando la función de estado límite implícita y exacta, de acuerdo con (Tan et al., 2013).

Figura 10.*Resultados N°. I, II, III y IV***(a) N°. I** $Peso = 1205.8 \text{ kN}$ $\beta_{\text{crítico teórico}} = 1.534$ $\rightarrow p_f = 6.25\%$ $\beta_{\text{crítico}} = 1.753$ $\rightarrow p_f = 3.98\%$ **(b) N°. II** $Peso = 1262.6 \text{ kN}$ $\beta_{\text{crítico teórico}} = 1.713$ $\rightarrow p_f = 4.34\%$ $\beta_{\text{crítico}} = 1.758$ $\rightarrow p_f = 3.94\%$



(c) N°. III

 $Peso = 1080.2 \text{ kN}$ $\beta_{\text{crítico teórico}} = 0.065$ $\rightarrow p_f = 47.41\%$ 

(d) N°. IV

 $Peso = 1151.8 \text{ kN}$ $\beta_{\text{crítico teórico}} = 0.068$ $\rightarrow p_f = 47.29\%$

Nota. (a) N°. I PSO-HL-RF (b) N°. II PSO-MCS (c) N°. III PSO (d) N°. IV Diseño estructural convencional. Dimensiones de las secciones transversales (Base x Altura [cm]). Refuerzo

longitudinal negativo y positivo ubicado en la parte superior e inferior del elemento estructural respectivamente (Cantidad de barras # Diámetro de barra). Refuerzo transversal ({Separación en zona confinada, Separación en zona no confinada} en vigas y {Zona confinada y no confinada} en columnas).

Como se observa en la Figura 10, el valor de $\beta_{\text{crítico teórico}}$ en los resultados N°. I y II es inferior al límite propuesto en (Kim & Wen, 1990) y (Kim & Wen, 1987), sin embargo, para las ejecuciones de los resultados, el método alternativo de cálculo de β resultó en valores de $\beta_{\text{crítico}}$ superiores al límite, siendo estos iguales a 1.753 y 1.758 respectivamente, lo cual puede ser ocasionado por la exactitud de los métodos alternativos de cálculo de β y la función de estado límite explícita aproximada mediante el RSM como se evidencia en (Makhduomi et al., 2017), según lo anterior es recomendable aumentar el valor del límite propuesto cuando se implemente los métodos alternativos de cálculo de β , HL-RF y MCS. El método MCS correspondiente al resultado N°. II es más exacto que el método HL-RF correspondiente al resultado N°. I, en tiempos de cómputo 97.2% mayores, presentando errores porcentuales máximos en el valor de β , respecto al β teórico, correspondientes a +2.92% y +14.38% respectivamente.

Los métodos alternativos HL-RF y MCS empleados en los escenarios (i) y (iii) son computacionalmente eficientes, de acuerdo con los errores porcentuales máximos de β y la reducción promedio de tiempos de cómputo en contraste con el método teórico, los cuales corresponden a 99.90% y 99.80% respectivamente. La incidencia de la confiabilidad estructural, para el estado límite de la deriva de entrepiso, en las optimizaciones de los resultados N°. I y II contrastadas con el resultado N°. III, que no incorpora análisis de confiabilidad estructural, puede evidenciarse en el aumento de las áreas transversales de los elementos estructurales y a su vez en los incrementos porcentuales en el peso correspondientes a 11.63% y 16.89% respectivamente,

donde la diferencia entre estos puede ser originada por la exactitud de los métodos de cálculo de β mencionada anteriormente.

Los resultados N°. III y IV, los cuales no incorporan análisis de confiabilidad estructural, presentan valores de $\beta_{\text{crítico teórico}}$ inferiores al límite propuesto, 0.065 y 0.068, y a su vez p_f considerablemente altas, 47.41% y 47.29% respectivamente, reiterando que los resultados N°. I-IV cumplen con todos los criterios de la normativa de diseño aplicada, de forma que no considerar confiabilidad en optimización puede llevar a probabilidades de falla altas lo que significa una reducción en la seguridad según (Kim & Wen, 1990). Teniendo en cuenta que únicamente se evaluó el estado límite de la deriva de entrepiso lo cual no necesariamente implica probabilidades de colapso es posible que al evaluar otros estados límite se evidencie aún más la importancia de incorporar análisis de confiabilidad estructural.

4. Conclusiones

Este proyecto de investigación estudió la incidencia de la incorporación del análisis de confiabilidad estructural, para el estado límite de la deriva de entrepiso, en la optimización heurística del diseño estructural de un pórtico plano perteneciente a una estructura existente, minimizando su peso a través de la modificación de sus secciones transversales. Se dio cumplimiento a los objetivos específicos de realizar el diseño estructural óptimo de un pórtico plano implementando los métodos heurísticos de optimización por enjambre de partículas, PSO, y algoritmo genético, GA, efectuar el diseño heurístico óptimo del pórtico incorporando la teoría de confiabilidad implementando dos métodos de cálculo del índice de confiabilidad, β , (i) Hassofer-Lind y Rackwitz-Fiessler, HL RF, y (ii) la simulación de Montecarlo, MCS y contrastar las

secciones transversales obtenidas mediante diseño estructural convencional, diseño estructural optimizado mediante métodos heurísticos y diseño estructural optimizado mediante métodos heurísticos incorporando confiabilidad. Con base en los resultados obtenidos del diseño estructural convencional y seis escenarios de optimización desarrollados con el toolbox disponible en el software MATLAB® 2019b es posible concluir que:

- Los algoritmos de optimización GA y PSO en conjunto con el método de penalización son eficaces en la solución de problemas de optimización de diseño estructural, de pórticos planos de concreto reforzado altamente restringidos, desde un enfoque de optimización no restringida. Sin embargo, es necesario realizar pruebas, según el caso de estudio, para establecer de manera adecuada la función y parámetro de penalización.
- El algoritmo PSO obtuvo el mejor desempeño, presentando desviaciones estándares en la penalización entre $7.7\text{E}-4$ y $3.9\text{E}-2$, pesos óptimos entre 1080.2 kN y 1262.6 kN y tiempos de ejecución correspondientes entre 0.97 h y 4.75 h, los cuales resultan atractivos para su implementación en diseño de estructuras reales cuando se contrasta con las 2 h empleadas en el diseño estructural convencional.
- El algoritmo GA presenta las mayores desviaciones en la penalización con valores entre $9.1\text{E}-2$ y $6.2\text{E}+1$, sin embargo, converge en menores tiempos de ejecución, por lo cual se considera recomendable modificar el criterio de parada con el objetivo de incrementar el número de generaciones evaluadas de forma que sea posible mejorar su desempeño.
- El método de superficie de respuesta en conjunto con el método HL-RF o MCS, empleados en la estimación del β , son alternativas computacionalmente eficientes, presentando tiempos de ejecución menores en 99.90% y 99.80% y errores máximos de 14.4% y 2.9% respecto al método MCS implementando la función de estado límite implícita y exacta.

- La incorporación del análisis de confiabilidad, para el estado límite de la deriva de entrepiso, en la optimización estructural, incide significativamente en el aumento de las áreas transversales del pórtico estudiado respecto a la optimización estructural que no incorpora el análisis de confiabilidad, presentando incrementos porcentuales alrededor de 11.63% y 16.89%, debido a que esta última es desarrollada únicamente para los requisitos mínimos propuestos por la normativa aplicada y cuenta con valores de β , en su mayoría, inferiores al límite propuesto en (Kim & Wen, 1990) y (Kim & Wen, 1987). Aun cuando no se pretenda optimizar es recomendable la incorporación del análisis de confiabilidad con el fin de satisfacer el β límite propuesto y a su vez obtener estructuras seguras.

5. Recomendaciones

Para futuros trabajos de investigación, se recomienda:

- Evaluar el desempeño de otros métodos de optimización heurística o versiones híbridas de estos, como lo son el recocido simulado, la optimización por colonia de hormigas, búsqueda tabú, entre otros, con el objetivo de obtener mejores resultados.
- Estudiar diferentes métodos de cálculo de índice de confiabilidad, como lo son la proyección de gradiente, lagrangiano aumentado, programación cuadrática secuencial, MHL-RF, entre otros, con el fin aumentar la exactitud de los resultados y reducir tiempos de cómputo.
- Incorporar la no linealidad en la superficie de estado límite y la incertidumbre estadística asociada a otras variables como carga muerta, área transversal, segundo momento de inercia, densidad de los materiales, entre otras.
- Considerar la incidencia del análisis de confiabilidad estructural en diferentes estados límites.

- Incluir el diseño y peso de la cimentación en la función objetivo y analizar estructuras 3D con el objetivo de su implementación en estructuras reales.

Referencias Bibliográficas

- Ab. Aziz, N. A., Mohemmed, A. W., Alias, M. Y., & Ab Aziz, K. (2011). Particle swarm optimization for constrained and multiobjective problems : A brief review. *2011 International Conference on Management and Artificial Intelligence*, 6, 146–150.
- Aguirre-Guerrero, A. M., & Mejía de Gutiérrez, R. (2020). Alkali-activated protective coatings for reinforced concrete exposed to chlorides. *Construction and Building Materials*, 15. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121098>
- AIS, A. C. de I. S., & Ministerio Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010a). Título A - Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente. In *Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente NSR-10*.
- AIS, A. C. de I. S., & Ministerio Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010b). Título B - Cargas. In *Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente NSR-10*.
- AIS, A. C. de I. S., & Ministerio Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010c). Título C - Concreto estructural. In *Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente NSR-10*.
- Beltran, O., & Troncoso, F. (2010). Análisis de confiabilidad de la metodología NSR-98 para columnas y vigas estructurales. In *Universidad de Sucre* (Vol. 60, Issue 4). <https://doi.org/10.1093/occmmed/kqq062>
- Ben Ali, Y. M. (2012). Psychological model of particle swarm optimization based multiple emotions. *Applied Intelligence*, 36(3), 649–663. <https://doi.org/10.1007/s10489-011-0282-3>
- Bucher, C. G., & Bourgund, U. (1990). A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems. *Structural Safety*, 7(1), 57–66. [https://doi.org/10.1016/0167-4730\(90\)90012-E](https://doi.org/10.1016/0167-4730(90)90012-E)

- Celorio Barragué, L. (2013). *Metodología eficiente de optimización de diseño basada en fiabilidad aplicada a estructuras*.
- Dillen, W., Lombaert, G., Mertens, R., Van Beurden, H., Jaspaert, D., & Schevenels, M. (2021). Optimization in a realistic structural engineering context: Redesign of the Market Hall in Ghent. *Engineering Structures*, 228, 1–18. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111473>
- Estrada Mejia, M. (2016). Matriz de rigidez de un elemento tipo pórtico plano. In *Análisis estructural básico: apuntes de clase* (Vol. 2, pp. 99–103).
- Faes, M. G. R., & Valdebenito, M. A. (2020). Fully decoupled reliability-based design optimization of structural systems subject to uncertain loads. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 371, 1–17. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2020.113313>
- Grubišić, M., Ivošević, J., & Grubišić, A. (2019). Reliability analysis of reinforced concrete frame by Finite Element Method with implicit limit state functions. *Buildings*, 9(5), 22. <https://doi.org/10.3390/buildings9050119>
- Hadidi, A., Azar, B. F., & Rafiee, A. (2017). Efficient response surface method for high-dimensional structural reliability analysis. *Structural Safety*, 68, 15–27. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2017.03.006>
- Huang, W., Song, B., Liang, J., Niu, Q., Zeng, G., Shen, M., Deng, J., Luo, Y., Wen, X., & Zhang, Y. (2020). Design optimization of office building envelope based on quantum genetic algorithm for energy conservation. *Journal of Hazardous Materials*, 43. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.102048>
- Kim, S. H., & Wen, Y. K. (1987). *Reliability -Based structural optimization under stochastic time varying loads*.
- Kim, S. H., & Wen, Y. K. (1990). Optimization of structures under stochastic loads. *Structural*

- Safety*, 7(2–4), 177–190. [https://doi.org/10.1016/0167-4730\(90\)90067-Y](https://doi.org/10.1016/0167-4730(90)90067-Y)
- Kunche, P., & Reddy, K. V. V. S. (2016). Heuristic and meta-heuristic optimization. In *Metaheuristic Applications to Speech Enhancement* (pp. 17–24). <https://doi.org/10.1007/978-3-319-31683-3>
- Lee, O. S., & Kim, D. H. (2006). The reliability estimation of pipeline using FORM, SORM and monte carlo simulation with FAD. *Journal of Mechanical Science and Technology*, 20(1), 2124–2135.
- Li, L., & Liu, F. (2009). Harmony particle swarm algorithm for structural design optimization. In *Harmony Search Algorithms for Structural Desing Optimization* (pp. 121–157).
- Li, L., & Liu, F. (2011). Optimum design of structures with heuristic particle swarm optimization algorithm. In *Group Search Optimization for Applications in Structural Design* (pp. 21–67).
- Lu, Z.-H., Cai, C.-H., & Zhao, Y.-G. (2017). Structural reliability analysis including correlated random variables based on third-moment transformation. *Journal of Structural Engineering*, 143(8), 1–10. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001801](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001801)
- Makhduomi, H., Keshtegar, B., & Shahraki, M. (2017). A comparative study of first-order reliability method-based steepest descent search directions for reliability analysis of steel structures. *Advances in Civil Engineering*, 2017(1), 10. <https://doi.org/10.1155/2017/8643801>
- Martinez Molina, W., Torres Acosta, A., Alonso-Guzmán, E. M., Chávez-García, H. L., Hernández-Barrios, H., Lara-Gómez, C., Martínez-Alonso, W., Pérez-Quiroz, J. T., Bedolla-Arroyo, J. A., González-Valdéz, F. M., Martínez-Molina, W., Torres-Acosta, A. A., Alonso-Guzmán, E. M., Chávez-García, H. L., Hernández-Barrios, H., Lara-Gómez, C., Martínez-Alonso, W., Pérez-Quiroz, J. T., Bedolla-Arroyo, J. A., & González-Valdéz, F. M. (2015).

- Recycled concrete: a review. *Revista ALCONPAT*, 5(3), 234–247.
http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-68352015000300235&lang=pt
- Masuda, K., Kurihara, K., & Aiyoshi, E. (2010). A penalty approach to handle inequality constraints in particle swarm optimization. *Conference Proceedings - IEEE International Conference on Systems, Man and Cybernetics*, 10, 2520–2525.
<https://doi.org/10.1109/ICSMC.2010.5641925>
- MATLAB & Simulink. (n.d.-a). *Algoritmo genético*. Retrieved December 14, 2020, from <https://es.mathworks.com/discovery/genetic-algorithm.html>
- MATLAB & Simulink. (n.d.-b). *Genetic Algorithm Options*. Retrieved December 14, 2020, from <https://es.mathworks.com/help/gads/genetic-algorithm-options.html#f6593>
- MATLAB & Simulink. (n.d.-c). *How the Genetic Algorithm Works*. Retrieved December 14, 2020, from <https://es.mathworks.com/help/gads/how-the-genetic-algorithm-works.html#f15581>
- MATLAB & Simulink. (n.d.-d). *Particle Swarm Optimization Algorithm*. Retrieved December 14, 2020, from <https://la.mathworks.com/help/gads/particle-swarm-optimization-algorithm.html>
- Montiel, M. A., & Ruiz, S. E. (2007). Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of buildings under narrow-band motions. *Pacific Conference on Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 056, 1915–1934. <https://doi.org/10.1002/eqe>
- Negrin, I. A., Negrin, A., & Chagoyén, E. L. (2019). Optimización de pórticos planos de hormigón armado utilizando una hibridación de algoritmos genéticos y el algoritmo Nelder-Mead. *Obras y Proyectos*, 26, 74–86. <https://doi.org/10.4067/s0718-28132019000200074>
- Tan, X. hui, Shen, M. fen, Hou, X. liang, Li, D., & Hu, N. (2013). Response surface method of reliability analysis and its application in slope stability analysis. *Geotechnical and Geological*

- Engineering*, 31(4), 1011–1025. <https://doi.org/10.1007/s10706-013-9628-4>
- Tsiptsis, I. N., Liimatainen, L., Kotnik, T., & Niiranen, J. (2019). Structural optimization employing isogeometric tools in Particle Swarm Optimizer. *Journal of Building Engineering*, 24, 1–12. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2019.100761>
- Wang, F.-S., & Chen, L.-H. (2013). Heuristic Optimization. In *Encyclopedia of Systems Biology*. <https://doi.org/10.1007/978-1-4419-9863-7>
- Wang, F., Zhang, H., & Zhou, A. (2021). A particle swarm optimization algorithm for mixed-variable optimization problems. *Swarm and Evolutionary Computation*, 60, 1–12. <https://doi.org/10.1016/j.swevo.2020.100808>
- Xia, Y., Feng, Z. kai, Niu, W. jing, Qin, H., Jiang, Z. qiang, & Zhou, J. zhong. (2019). Simplex quantum-behaved particle swarm optimization algorithm with application to ecological operation of cascade hydropower reservoirs. *Applied Soft Computing Journal*, 84, 1–16. <https://doi.org/10.1016/j.asoc.2019.105715>
- Zhao, B. Y.-G., & Ono, T. (2000). Third-moment standardization for structural reliability analysis. *Journal of Structural Engineering*, 126(2), 724–732.