

Universidad Autónoma de  
Querétaro  
Facultad de Ingeniería  
Maestría en Ciencias de Estructuras

Diseño óptimo de marcos dúctiles de concreto reforzado ante  
acciones sísmicas usando refuerzo asimétrico en columnas

## **TESIS**

Presenta:

**Ing. Luis Fernando Verduzco Martínez**

Dirigido por:

**Dr. Jaime Moisés Horta Rangel**

Como parte de los requisitos para obtener el grado de  
Maestro en Ciencias de Estructuras

Santiago de Querétaro, Querétaro, México  
Marzo 2022





Universidad Autónoma de  
Querétaro  
Facultad de Ingeniería  
Maestría en Ciencias de Estructuras

Diseño óptimo de marcos dúctiles de concreto reforzado ante acciones  
sísmicas usando refuerzo asimétrico en columnas

**TESIS**

**Presenta: Luis Fernando Verduzco Martínez**

**Dirigido por: Dr. Jaime Moisés Horta Rangel**

Como parte de los requisitos para obtener el grado de  
Maestro en Ciencias de Estructuras

**SINODALES**

Dr. Jaime Moisés Horta Rangel

---

**Presidente**

---

**Firma**

Dr. M.A. Pérez Lara y Hernández

---

**Secretario**

---

**Firma**

Dr. Juan Bosco Hernández Zaragoza

---

**Vocal**

---

**Firma**

Dr. Luis Francisco Pérez Moreno

---

**Suplente**

---

**Firma**

Dra. Teresa López Lara

---

**Suplente**

---

**Firma**

Dr. Manuel Toledano Ayala

Dra. María Guadalupe Flavia Loarca Piña

---

**Director FI  
Nombre**

---

**Director IP  
Nombre**

Esta página fue intencionalmente dejada en blanco

The background features a complex, abstract pattern. It consists of a grid of diamond-shaped openings, similar to a perforated metal sheet, overlaid on a background of wavy, concentric lines that create a sense of depth and movement. The overall color palette is monochromatic, using various shades of gray.

**Diseño óptimo de marcos de concreto reforzado  
ante acciones sísmicas usando refuerzo  
asimétrico en las columnas**

Esta página fue intencionalmente dejada en blanco

dreamstime.

## Dedicatoria

*El destino no es más que  
una brújula que nos guía.  
El placer está en el viaje.*

*...Ivan Sutherland*













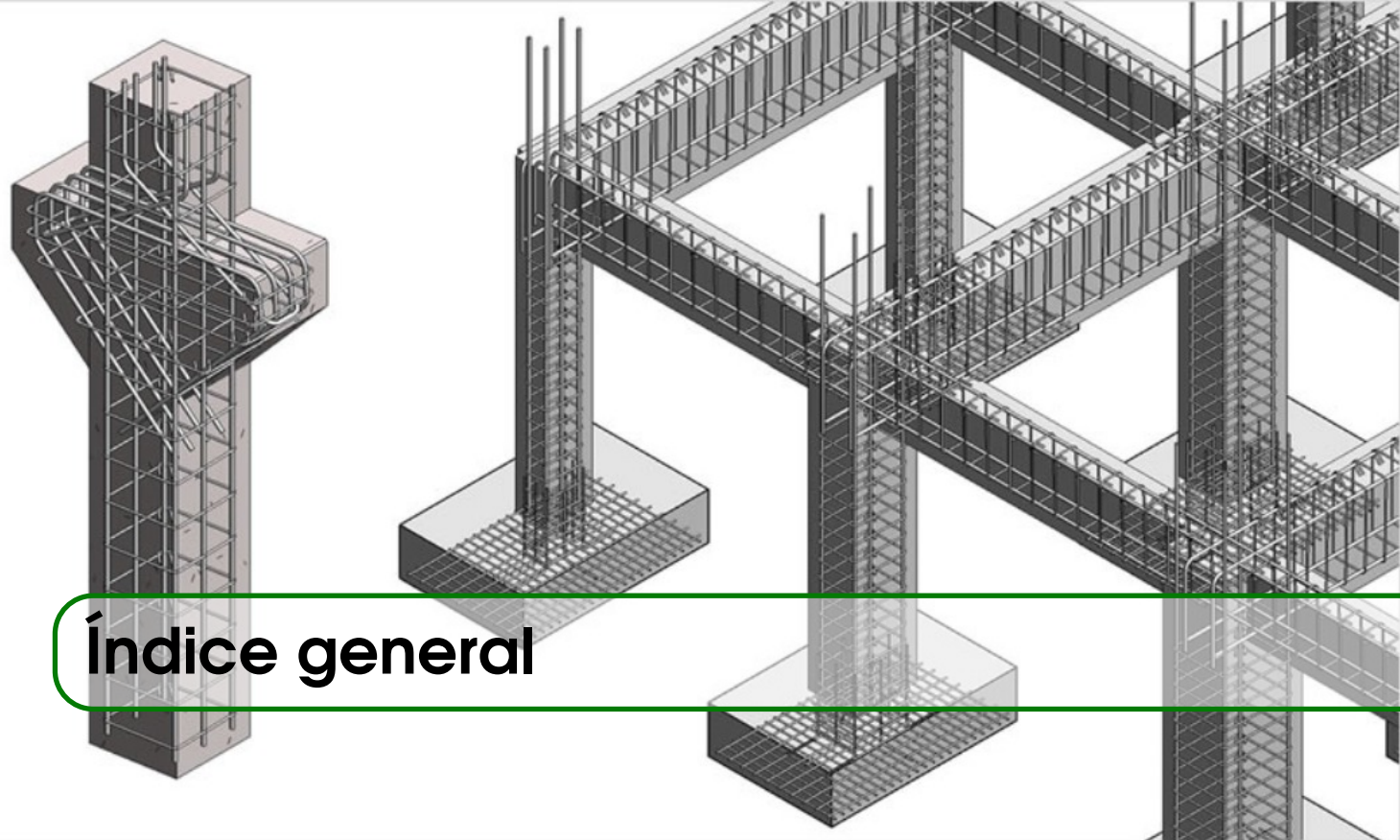












# Índice general

<b>I</b>	<b>Parte 1: Introducción y objetivos</b>	
1	Introducción, problemática .....	1
1.1	Introducción y problemática	1
1.1.1	Modelado, análisis y diseño de estructuras de CR .....	1
1.1.2	Refuerzo asimétrico en columnas .....	2
1.1.3	Códigos y normativa de diseño .....	3
1.1.4	Diseño Basado en Desempeño .....	3
2	Objetivos y metodología general .....	5
2.1	Hipótesis	5
2.2	Objetivo general	5
2.2.1	Objetivos específicos .....	5
2.3	Metodología	6
2.3.1	Actividades y etapas .....	6
2.3.2	Diagrama de flujo .....	10

<b>II</b>	<b>Parte 2: Antecedentes y fundamentos teóricos</b>	
<b>3</b>	<b>Construcción con CR</b>	<b>13</b>
<b>3.1</b>	<b>Introducción</b>	<b>13</b>
3.1.1	Breve reseña histórica	13
3.1.2	Preferencia del uso de Concreto Reforzado	14
3.1.3	Códigos de diseño aplicables	15
3.1.4	Tipos de cemento y aditivos	15
3.1.5	Propiedades del Concreto Reforzado	16
3.1.6	Acero de refuerzo	17
<b>3.2</b>	<b>Nuevas tecnologías en en construcción de Concreto Reforzado</b>	<b>18</b>
3.2.1	Concretos reforzados con fibras	18
<b>3.3</b>	<b>Problemática en la actualidad con el uso de CR</b>	<b>18</b>
3.3.1	Panorama general del acero en México	19
<b>4</b>	<b>Optimización estructural</b>	<b>21</b>
<b>4.1</b>	<b>Resumen histórico</b>	<b>21</b>
<b>4.2</b>	<b>Optimización en el diseño de estructuras de concreto</b>	<b>22</b>
<b>4.3</b>	<b>Métodos de solución</b>	<b>25</b>
4.3.1	Programación lineal	26
4.3.2	Programación no lineal	26
4.3.3	Optimización clásica o programación matemática	26
4.3.4	Optimización global	27
<b>4.4</b>	<b>Tipos de optimización en ingeniería</b>	<b>28</b>
4.4.1	Optimización de forma	28
4.4.2	Optimización de la topología	28
4.4.3	Plantamiento de un problema de optimización	29
<b>4.5</b>	<b>Métodos y Algoritmos de Optimización</b>	<b>31</b>
4.5.1	Métodos Clásicos de Optimización	31
4.5.2	Algoritmos Meta-heurísticos Evolutivos	32
4.5.3	Algoritmos Meta-heurísticos por Enjambres	37
<b>5</b>	<b>Métodos numéricos en la ingeniería</b>	<b>39</b>
<b>5.1</b>	<b>Métodos numéricos de raíces</b>	<b>39</b>
5.1.1	Método de Bisección	39
<b>5.2</b>	<b>Métodos numéricos de interpolación polinomial</b>	<b>40</b>
5.2.1	Interpolación polinomial de Newton	40
5.2.2	Interpolación polinomial de Lagrange	41

<b>5.3</b>	<b>Métodos con aplicación a análisis y diseño de estructuras</b>	<b>42</b>
5.3.1	La analogía ISR	42
5.3.2	Análisis Estructural Estático Lineal	45
5.3.3	Análisis Dinámico Lineal Modal	48
5.3.4	Análisis Estático No-Lineal para Marcos Estructurales	51
<b>6</b>	<b>Diseño Estructural de CR</b>	<b>55</b>
<b>6.1</b>	<b>Introducción al Diseño estructural</b>	<b>55</b>
<b>6.2</b>	<b>Diseño Estructural de Estructuras de Concreto Reforzado</b>	<b>56</b>
<b>6.3</b>	<b>Diseño por Viento de Estructuras de Concreto Reforzado</b>	<b>57</b>
<b>6.4</b>	<b>Diseño Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado</b>	<b>58</b>
6.4.1	Criterios de Análisis y Diseño por sismo	59
<b>6.5</b>	<b>Diseño Estructural Basado en Desempeño</b>	<b>64</b>
6.5.1	Análisis de Daño	65
<b>6.6</b>	<b>Criterios de estructuración</b>	<b>70</b>
6.6.1	Sistemas estructurales	72
6.6.2	Criterios de la CFE-15	73
6.6.3	Factor por ductilidad	74
6.6.4	Factor de irregularidad	74
6.6.5	Factor de redundancia	74
6.6.6	Factor por sobre-resistencia	75
6.6.7	Espectro de diseño reducido	75
6.6.8	Criterio Columna fuerte-Viga débil	75
<b>6.7</b>	<b>Procesos de Automatización</b>	<b>77</b>
6.7.1	Programación paramétrica	78
6.7.2	Programación Visual	78
6.7.3	CALFEM - MatLab	81
<b>7</b>	<b>Mecanismos de Diseño</b>	<b>85</b>
<b>7.1</b>	<b>Análisis y diseño de Vigas de concreto</b>	<b>85</b>
7.1.1	Mecanismo de diseño - Estados límite últimos	85
7.1.2	Restricciones de diseño	88
<b>7.2</b>	<b>Análisis y diseño de columnas de concreto</b>	<b>90</b>
7.2.1	Clasificación de columnas de concreto	90
7.2.2	Tipos de columnas de concreto	90
7.2.3	Mecanismos de diseño - Estados límite últimos	90
7.2.4	Restricciones de diseño	101

<b>7.3</b>	<b>Análisis y diseño de zapatas aisladas de concreto</b>	<b>103</b>
7.3.1	Mecanismos de diseño - Estados Límite últimos	104
7.3.2	Restricciones de diseño	106
<b>7.4</b>	<b>Análisis y diseño de nodos</b>	<b>107</b>
7.4.1	Mecanismos de diseño - Estados Límite últimos	108
7.4.2	Restricciones de diseño	111

### III Parte 3: Programas e implementación

<b>8</b>	<b>Optimización con la analogía ISR</b>	<b>115</b>
<b>8.1</b>	<b>Enfoques de análisis con la analogía ISR</b>	<b>115</b>
8.1.1	Formulación matemática para columnas de secciones rectangulares sólidas	117
8.1.2	Formulación numérica para secciones rectangulares sólidas	120
8.1.3	Formulación numérica para secciones circulares sólidas	121
<b>8.2</b>	<b>Enfoques de optimización con la analogía ISR</b>	<b>122</b>
8.2.1	Problemas de una variable de espesor (t) del ISR	122
8.2.2	Problemas de multi-variables de espesor (t) del ISR	125
<b>8.3</b>	<b>Experimentaciones con formulaciones de espesor uni/multi variable</b>	<b>127</b>
8.3.1	Experimentación con el método SGD	128
8.3.2	Experimentación con el PSO algorithm	129
8.3.3	Experimentación con el GA	129
8.3.4	Resumen de resultados	130
8.3.5	Comparación entre las diferentes formulaciones de optimización	130
8.3.6	Comentarios y recomendaciones adicionales	134
8.3.7	Conclusiones	134
<b>9</b>	<b>Optimización de varillado de refuerzo</b>	<b>137</b>
<b>9.1</b>	<b>Introducción</b>	<b>137</b>
<b>9.2</b>	<b>Análisis de costos de varillado</b>	<b>138</b>
9.2.1	Vigas rectangulares	138
9.2.2	Columnas rectangulares	140
9.2.3	Zapatas aisladas	146
<b>9.3</b>	<b>Formulaciones de métodos de optimización de diseños de refuerzo</b>	<b>147</b>
9.3.1	Vigas rectangulares	147
9.3.2	Columnas rectangulares	148
9.3.3	Zapatas aisladas	155

<b>9.4</b>	<b>Experimentaciones de diseño óptimo de varillado</b>	<b>156</b>
9.4.1	Vigas rectangulares	156
9.4.2	Columnas rectangulares	159
9.4.3	Zapatas aisladas	172
9.4.4	Comentarios y recomendaciones adicionales	173
9.4.5	Conclusiones	174
<b>10</b>	<b>Optimización de marcos de concreto</b>	<b>175</b>
<b>10.1</b>	<b>Introducción</b>	<b>175</b>
<b>10.2</b>	<b>Criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques</b>	<b>177</b>
10.2.1	Formulación de criterios	178
<b>10.3</b>	<b>Optimización estructural Mono-objetivo</b>	<b>181</b>
<b>10.4</b>	<b>Marcos Planos: Optimización mono-objetivo</b>	<b>182</b>
10.4.1	Modelos estructurales	182
10.4.2	Consideraciones generales de análisis	182
10.4.3	Restricciones de diseño	184
10.4.4	Proceso óptimo de diseño	185
10.4.5	Optimización Mono-Objetivo con el Algoritmo Genético	185
10.4.6	Optimización Mono-Objetivo con el GA para el modelo estructural 01	187
10.4.7	Optimización Mono-Objetivo con el GA para el modelo estructural 02	193
10.4.8	Optimización Mono-Objetivo con el PSO	199
10.4.9	Optimización Mono-Objetivo con el PSO para el modelo estructural 01	200
10.4.10	Comparación de resultados y observaciones	206
10.4.11	Comentarios y recomendaciones	207
10.4.12	Conclusiones	208
<b>10.5</b>	<b>Optimización estructural Multi-objetivo</b>	<b>208</b>
<b>10.6</b>	<b>Marcos Planos: Optimización Multi-objetivo</b>	<b>209</b>
10.6.1	Modelos estructurales de experimentación	209
10.6.2	Consideraciones de análisis	210
10.6.3	Restricciones de diseño	210
10.6.4	Proceso de diseño óptimo	210
10.6.5	Optimización Multi-Objetivo con el NSGA-II para el marco 01	211
10.6.6	Optimización Multi-Objetivo con el NSGA-II para el marco 02	216
10.6.7	Comentarios y recomendaciones	221
10.6.8	Conclusiones	221
<b>11</b>	<b>Validación de investigación</b>	<b>223</b>
<b>11.1</b>	<b>Contraste de resultados</b>	<b>223</b>
<b>11.2</b>	<b>Validación de hipótesis</b>	<b>224</b>

<b>12</b>	<b>Futura investigación</b>	<b>225</b>
<b>12.1</b>	<b>Diseño óptimo de marcos 3D</b>	<b>225</b>
12.1.1	Recomendaciones tecnológicas y técnicas para Optimización de estructuras de CR 3D	226
<b>12.2</b>	<b>Diseño óptimo de marcos de CR con acero asimétrico en columnas ante otro tipo de acciones</b>	<b>228</b>
12.2.1	Diseño óptimo de marcos de CR por estabilidad en columnas	228
<b>12.3</b>	<b>Diseño óptimo de marcos de CR basado en desempeño por factores de Colapso Sísmico con el FEMA P695</b>	<b>228</b>
<b>12.4</b>	<b>Continuación con desarrollo de CALRECOD</b>	<b>229</b>

## IV

## Parte 4: Apéndices

	<b>Apéndice 1: CALRECOD MatLab Toolbox</b>	<b>233</b>
<b>12.5</b>	<b>Introducción</b>	<b>233</b>
12.5.1	CALRECOD como solución	236
<b>12.6</b>	<b>Funcionalidad e interface</b>	<b>236</b>
<b>12.7</b>	<b>Mecánica Estructural</b>	<b>237</b>
<b>12.8</b>	<b>Funciones de optimización ISR</b>	<b>239</b>
12.8.1	Análisis ISR para vigas	239
12.8.2	Análisis ISR para columnas	240
12.8.3	Análisis ISR para zapatas aisladas	242
<b>12.9</b>	<b>Funciones de optimización de varillado</b>	<b>242</b>
12.9.1	Análisis de varillado para vigas	242
12.9.2	Análisis de varillado para columnas	244
12.9.3	Análisis de varillado para zapatas aisladas	248
<b>12.10</b>	<b>Análisis-Diseño de Marcos 2D</b>	<b>249</b>
<b>12.11</b>	<b>Funciones gráficas</b>	<b>250</b>
12.11.1	Refuerzo en secciones de vigas	250
12.11.2	Diagramas de interacción y varillado de refuerzo para secciones de columnas	251
12.11.3	Refuerzo en zapatas aisladas	251
<b>12.12</b>	<b>Funciones para Marcos estructurales</b>	<b>251</b>
<b>12.13</b>	<b>Ejemplos ilustrativos</b>	<b>252</b>
12.13.1	Diseños óptimos en elementos de concreto reforzado	253
12.13.2	Análisis-Diseño de marcos de CR y visualización detallada en Visual CALRECOD	255

<b>12.14</b>	<b>Discusión de resultados y observaciones</b>	<b>256</b>
12.14.1	Comentarios y recomendaciones .....	256
<b>12.15</b>	<b>Conclusiones</b>	<b>257</b>
	<b>Apéndice 2: Aportes a CALFEM MatLab Toolbox .....</b>	<b>259</b>
<b>12.16</b>	<b>Análisis Estático No-Lineal Pushover</b>	<b>260</b>
12.16.1	Ejemplos ilustrativos de aplicación .....	262
12.16.2	MatLab functions .....	267
	<b>Apéndice 3: Visual CALRECOD .....</b>	<b>269</b>
<b>12.17</b>	<b>Funciones</b>	<b>270</b>
12.17.1	Funciones generales .....	271
12.17.2	Funciones para Vigas .....	272
12.17.3	Funciones para Columnas .....	273
12.17.4	Funciones para Zapatas aisladas .....	275

## V

## Parte 5: Bibliografía y referencias

<b>Bibliografía .....</b>	<b>279</b>
---------------------------	------------







# Índice de figuras

1.1.1	Fallas en uniones de concreto reforzado. (Izq.) Falla por cortante, (Der.) Falla por flexión. Fuente: <a href="https://www.arkiplus.com/fallas-en-columnas-de-concreto-armado/">https://www.arkiplus.com/fallas-en-columnas-de-concreto-armado/</a> . . . . .	2
2.3.1	Modelado por discretización del ISR para secciones: (Izq.) Viga y (Der.) Columna. . . . .	7
2.3.2	Transformación de ISR a distribución óptima de varillado para elementos estructurales de concreto reforzado tipo: viga, columna y zapata aislada. . . . .	7
2.3.3	Ensamblaje de procesos de diseño de elementos estructurales de concreto reforzado para análisis-diseño de marcos de concreto reforzado. . . . .	8
2.3.4	Secciones transformadas equivalentes de secciones de concreto reforzado. . . . .	9
2.3.5	Diagrama de flujo de metodología de investigación . . . . .	10
3.3.1	Incremento anual en los precios en las varillas de refuerzo en la industria de la construcción 2018. <b>(CMIC, 2018)</b> . . . . .	19
4.2.1	Esta figura muestra los ahorros en emisiones de carbón y costos de materiales para diferentes tipos de estructuras en una edificación antes y después de haberse llevado a cabo una optimización estructural. Se ha demostrado que las emisiones de carbón y costos de materiales de edificaciones se han reducido hasta 18 a 24% <b>(Gan et al., 2019)</b> . . . . .	22
4.2.2	Esta figura muestra los ahorros en emisiones de carbón referente a acero de refuerzo y concreto en $\frac{Kg}{m^2}$ en una edificación antes y después de haberse llevado a cabo una optimización estructural. <b>(Gan et al., 2019)</b> . . . . .	23
4.2.3	Tendencias de investigación desde la década de los 70's de diferentes tipos de estructuras y elementos de concreto reforzado. <b>(Afzal et al., 2020)</b> . . . . .	24
4.2.4	Tendencias de investigación desde la década de los 70's en el área de optimización estructural de concreto reforzado. <b>(Afzal et al., 2020)</b> . . . . .	25
4.2.5	Tendencias de uso de métodos de optimización en la investigación de optimización estructural de concreto reforzado desde la década de los 70's. <b>(Afzal et al., 2020)</b> . . . . .	25
4.4.1	Mapeo de una familia óptima de Pareto-espacio decisión (Izq) y un frente de Pareto-espacio objetivo (der). <b>(Zhou et al., 2011)</b> . . . . .	31
4.4.2	Ilustración del concepto de dominancia de Pareto <b>(Coello et al., 2007)</b> . . . . .	31
4.5.1	Determinación de la distancia de aglomeración (Crowding distance) en un espacio objetivo de dominancia . . . . .	36
4.5.2	Proceso de un algoritmo NSGA-II . . . . .	36

5.2.1	Descripción visual del razonamiento detrás del polinomio de Lagrange para un caso de segundo grado. <b>(Chapra &amp; Canale, 2014)</b> . . . . .	41
5.3.1	La analogía ISR-1t para secciones transversales de geometría rectangular y circular <b>(Verduzco &amp; Hernández, 2019)</b> . 42	42
5.3.2	La analogía ISR-4t para secciones transversales de geometría rectangular a partir de la cual se puede diseñar la disposición y diámetro de las barras de refuerzo. . . . .	43
5.3.3	Un típico Diagrama de Refuerzo de Combinación de carga (Izquierda), y su correspondiente sección transversal reforzada a partir del ISR (derecha) con áreas de refuerzo $A_s$ y $A'_s$ . <b>(Ho Jung Lee et al., 2009)</b> . . . . .	43
5.3.4	Un típico ejemplo de un Reinforcement Sizing Diagram para una combinación de carga particular en una sección. <b>(Hernández-Montes et al., 2005)</b> . . . . .	44
5.3.5	Gráfica de contorno para áreas de refuerzo mínimas correspondientes a distintos valores de $\xi$ para un $\phi$ . <b>(Aschheim et al., 2008)</b> . . . . .	44
5.3.6	Sistema de referenica para el análisis de secciones transversales y cálculo de $\phi$ , $\xi$ <b>(Aschheim et al., 2008)</b> . . . . .	45
5.3.7	Elemento estructural 2D tipo viga con 6 GDL . . . . .	45
5.3.8	Disitribución de cargas aplicadas a un elemento viga 2D. . . . .	47
5.3.9	Fuerzas nodales producidas en un elemento 2D tipo viga. . . . .	47
5.3.10	Fuerzas equivalentes aplicadas a una estructura de tres niveles debido al movimiento impuesto por un fenómeno, de acuerdo al modal de vibración que rige en la estructura. . . . .	48
5.3.11	Típico ejemplo de un pseudo-espectro de aceleración. . . . .	51
5.3.12	Curva carga-desplazamiento de un marco estructural bajo el incremento de cargas actuantes. . . . .	52
5.3.13	Fuerzas nodales equivalentes de un sistema estructural deteriorado por plastificación en el extremo izquierdo. . . . .	53
6.3.1	Variación de la velocidad de viento con la altura sobre terrenos diferentes (Tomado de <b>(Meli Piralla, 2011)</b> ) . . . . .	57
6.4.1	Comportamiento de una edificación de Concreto Reforzado ante desplazamientos por cargas inerciales por sismo. 59	59
6.4.2	Regionalización sísmica de la República Mexicana <b>CFE-15 (CFE-Sismo, 2015)</b> . . . . .	61
6.4.3	Aceleración máxima en roca ( $\frac{g}{32}$ ) correpondiente a Espectro de Respuesta de referencia ER ( $a_0^R$ ) <b>CFE-15 (CFE-Sismo, 2015)</b> . . . . .	62
6.4.4	Espectro de diseño de referencia para considerar efectos de sitio (A), y con sobre-resistencia (B). . . . .	62
6.5.1	Matrices de Objetivos de Desempeño para cargas sísmicas (Izq), cargas por viento (Medio) y cargas gravitaciona- les (Der). <b>(Burns, 2002)</b> . . . . .	65
6.5.2	Niveles de desempeño de un marco estructural ante cargas laterales tomando como referencia los desplazamien- tos laterales. . . . .	68
6.6.1	Sistemas de remedio para la minimización de problemas de planta asimétricas <b>(Bazán &amp; Piralla, 2007)</b> . (Izquierda) Sistema de rigidización para hacer coincidir el centro de masa y centro de torsión, (Media) Subdivisión mediante juntas sísmicas, (Derecha) . . . . .	71
6.6.2	Edificios con alas alargadas en planta (Izq). Efectos de concentración de esfuerzos en edificios con alas alargadas (Der) <b>(Bazán &amp; Piralla, 2007)</b> . . . . .	71
6.6.3	Edificios alargados en planta. <b>(Bazán &amp; Piralla, 2007)</b> . . . . .	72
6.6.4	Soluciones ante problemas de irregularidad en vertical de edificios <b>(Bazán &amp; Piralla, 2007)</b> . . . . .	72
6.6.5	Limitaciones de esbeltez en una edificio <b>(Bazán &amp; Piralla, 2007)</b> . . . . .	72
6.6.6	Diferentes sistemas de estructuración para marcos tridimensionales <b>(Bazán &amp; Piralla, 2007)</b> . . . . .	73
6.6.7	Marco tridimensional tipo cajón <b>(Bazán &amp; Piralla, 2007)</b> . . . . .	73
6.6.8	Mecanismo deseable de plastificación en vigas en un pórtico ante efectos de carga lateral. Adaptado de <b>(No- guera, 2014)</b> . . . . .	76
6.7.1	Programación de una estructura 3D de forma paramétrica con software CAD Dynamo. Fuente: <a href="http://www.theprovingground.org/2015/03/university-of-nebraska-computational.html">http://www.theprovingground. org/2015/03/university-of-nebraska-computational.html</a> . . . . .	79
6.7.2	Programación visual paramétrica para el diseño y análisis de edificaciones con software CAD. <b>(Muttio &amp; Botello, 2017)</b> . . . . .	80
6.7.3	Automatización de diseño de refuerzo por criterios de empalmes y traslapes libres de choques con software BIM. <b>(Mangal et al., 2021)</b> . . . . .	81
6.7.4	Modelo geométrico 3D en ANSYS SpaceClaim con lenguaje python a través de IronPython scripting. <b>(Danesh et al., 2018)</b> . . . . .	82
6.7.5	CALFEM results for shell structures using CALFEM graphic functions and work-flow through MatLab. . . . .	83
6.7.6	CALFEM results for frame structures under impact response analysis in time, using CALFEM graphic functions and work-flow through MatLab: (Izq.) Deformadas, (Der.) Elementos mecánicos a flexión en el tiempo. . . . .	83
7.1.1	Mecanismo de diseño de una viga sometida a flexión pura . . . . .	85

7.1.2	Distribución real del bloque de esfuerzos a compresión en un elemento de concreto reforzado (McCormack, 2011). 86	86
7.1.3	Modelo de sección agrietada para una sección reforzada de tipo viga. . . . .	88
7.2.1	Diagrama de interacción tipo de referencia. . . . .	92
7.2.2	Superficie de interacción tipo de referencia. Tomada de (Cuevas, 2015). . . . .	93
7.2.3	Mecanismo de diseño a flexo-compresión para una sección trasnversal con acero distribuido simétricamente. . . . .	94
7.2.4	Mecanismo de diseño a flexo-compresión para una sección trasnversal con acero distribuido asimétricamente. . . . .	95
7.2.5	Sección transformada de una sección no-agrietada con refuerzo simétrico para excentricidades pequeñas $e \leq e_{lim}$ de carga $P$ . . . . .	96
7.2.6	Sección transformada de una sección no-agrietada con refuerzo asimétrico para excentricidades pequeñas $e \leq e_{lim}$ de carga $P$ . . . . .	96
7.2.7	Sección transformada de una sección agrietada con refuerzo simétrico para excentricidades grandes $e \geq e_{lim}$ de carga $P$ . . . . .	97
7.2.8	Sección transformada de una sección agrietada con refuerzo asimétrico para excentricidades grandes $e \geq e_{lim}$ de carga $P$ . . . . .	98
7.2.9	Diagrama de interacción típico de una columna de concreto. La línea OB representa una disminución de capacidad en carga axial debida a momentos adicionales provocados por la deflexión. La línea AC representa una falla por inestabilidad del elemento ante pandeo súbito. . . . .	100
7.3.1	Distribución de presiones en una cimentación aislada de acuerdo al tipo de suelo. a) Cargas concéntricas respecto a la superficie de contacto, b) suelos granulares gruesos, c) suelos arcillosos. Adaptada de (71) . . . . .	103
7.3.2	Distribución lineal de esfuerzos de contacto suelo-zapata por cargas excéntricas biaxiales en la zapata. . . . .	104
7.3.3	Mecanismo de flexión como viga en cantiliver para el análisis de flexión en una zapata aislada ante las presiones de contacto con el suelo. . . . .	105
7.3.4	Izq. Mecanismo de diseño a cortante por flexión como viga, Der. Mecanismo de diseño a cortante por punzonamiento. . . . .	106
7.3.5	Típico refuerzo para una zapata aislada rectangular. Uniforme en el lado corto y no-uniforme en el lado largo. . . . .	107
7.4.1	Tipos de nodos para marcos tridimensionales de concreto reforzado. (ACI 352RS-02). Superior Izq. Nodo interior, Superior Central Nudo extremo, Superior Der. Nudo de esquina interior, Inferior Izq. Nudo interior de azotea, Inferior Central Nudo extremo de azotea, Inferior Der. Nudo de esquina de azotea. . . . .	108
7.4.2	Modelo de Puntal-Tensor en un nodo (conexión viga-columna) interior de concreto reforzado a causa de perturbaciones geométricas y concentraciones de esfuerzos. . . . .	109
7.4.3	Mecanismo de distribución de fuerzas de elementos adyacentes a un nodo interior. . . . .	109
7.4.4	Vista en planta de una conexión viga-columna para establecer criterios de relación de dimensiones entre las vigas y columnas que intersectan de acuerdo al área efectiva de cortante que el nodo resiste. . . . .	111
8.1.1	(Izq.) Diagrama de interacción para un espesor de ISR inicial $t_0$ , (Der.) Diagrama de interacción óptimo para un espesor óptimo de ISR $t_f$ . . . . .	116
8.1.2	Sistema de referencia para el cómputo de superficies de interacción con la analogía ISR. (Tomada de (Aschheim et al., 2008)). . . . .	116
8.1.3	ISR para una sección viga sometida a flexión pura. (Tomada de (Verduzco & Horta, 2021b)). . . . .	116
8.1.4	ISR para secciones de zapata sometidas a flexión pura. (Tomada de (Verduzco & Horta, 2021b)). . . . .	117
8.1.5	(Izq.) Sección rectangular de concreto con un ISR de espesor uniforme, (Der.) Geometrías de bloques de distribución de esfuerzos y deformaciones para un valor de profundidad del eje neutro $c$ . (Tomadas de (Verduzco & Hernández, 2019)) . . . . .	117
8.1.6	Modelo geométrico para la metodología numérica de análisis del ISR para secciones rectangulares sólidas. (Tomada de (Verduzco et al., 2021)) . . . . .	120
8.1.7	(Izq.) Idealización de una sección circular de concreto reforzado, (Der.) Discretización para el análisis de esfuerzos resistentes en el acero de refuerzo. (Tomadas de (Verduzco & Hernández, 2019)). . . . .	122
8.2.1	Gráfica típica de eficiencia estructural de una elemento de concreto reforzado conforme a área de refuerzo o espesor $t$ de un perfil ISR. (Tomada de (Verduzco & Horta, 2021a)). . . . .	123
8.2.2	Formulación del problema de optimización de una variable de espesor $t$ del ISR. (Tomada de (Verduzco, 2021)). . . . .	124
8.2.3	(Izq) ISR con dos variables de espesor $t$ para acero simétrico en elementos sometidos a flexo-compresión, (Der) ISR con cuatro variables de espesor $t$ para acero asimétrico en elementos sometidos a flexo-compresión. . . . .	125
8.3.1	(Izq.) Convergencia a la óptima con un área de refuerzo de $121.58\text{cm}^2$ , (Cen.) Diagrama de interacción en el eje X del ISR óptimo, (Der.) Diagrama de interacción en el eje Y del ISR óptimo. . . . .	128
8.3.2	(Izq.) Convergencia del área de refuerzo con la formulación PSO-ISR-4t, (Cen.) Interaction diagram in the X-axis direction for the global optima 4t-ISR, (Der.) Interaction diagram in the Y-axis direction for the global optima 4t-ISR . . . . .	129

8.3.3	(Izq.) Convergencia a la óptima con la formulación GA-ISR-4t, (Cen.) Diagrama de interacción en el eje-X para la óptima global, (Der.) Diagrama de interacción en el eje-Y para la óptima global. . . . .	130
8.3.4	Convergencias de óptimas con distintos parámetros de $t_0$ y $\alpha_0$ para dimensiones de sección $b = 50$ y $h = 50\text{cm}$ . . . . .	131
8.3.5	Experimentation results with the GA-ISR for different values of the mutation probability from 0.01 to 0.05 . . . . .	133
8.3.6	Resultados de convergencia de las experimentaciones con la formulación PSO-ISR variando el número de iteraciones. . . . .	133
9.2.1	Refuerzo típico a lo largo de la longitud de un elemento estructural tipo viga. . . . .	139
9.2.2	Posibilidad de refuerzo por criterios de cortes y traslapes con el esquema propuesto de diseño para vigas rectangulares. . . . .	139
9.2.3	Mapa mental de las cuatro formulaciones de diseño óptimo de varillado para columnas. . . . .	141
9.2.4	(Izq.) Diseño óptimo resultante cuando se considera acero simétrico con un solo tipo de varillado, (Der.) Diseño óptimo resultante cuando se considera acero simétrico con dos tipos de varillado. . . . .	141
9.2.5	Diseño óptimo posible resultante con acero simétrico (Izq.) y asimétrico (Der.) con la formulación GA-AllRebar. . . . .	142
9.2.6	(Izq.) Refuerzo asimétrico con un solo tipo de varilla, (Der.) refuerzo asimétrico con más de un tipo de varilla. . . . .	145
9.2.7	Rebar layout options for isolated footings: a) uniformly distributed, b) non-uniformly distributed in two-rebar packs at the ends . . . . .	146
9.3.1	Opción de refuerzo alternativo para una sección de elemento tipo viga. . . . .	148
9.3.2	Refuerzo básico y mínimo de una sección de columna rectangular. . . . .	149
9.3.3	Transformación del ISR-1t a varillado asimétrico con el algoritmo PSO. . . . .	153
9.4.1	Secciones del modelo estructural 01: (Izq) Sección transversal en el extremo izquierdo de la viga con el refuerzo óptimo, (Cen) sección transversal al centro del claro de la viga con el refuerzo óptimo, (Der) sección transversal al extremo derecho de la viga con refuerzo óptimo. . . . .	157
9.4.2	Secciones del modelo estructural 02: (Izq) Sección transversal en el extremo izquierdo de la viga con el refuerzo óptimo, (Cen) sección transversal al centro del claro de la viga con el refuerzo óptimo, (Der) sección transversal al extremo derecho de la viga con refuerzo óptimo. . . . .	157
9.4.3	Secciones del modelo estructural 03: (Izq) Sección transversal en el extremo izquierdo de la viga con el refuerzo óptimo, (Cen) sección transversal al centro del claro de la viga con el refuerzo óptimo, (Der) sección transversal al extremo derecho de la viga con refuerzo óptimo. . . . .	158
9.4.4	(Izq) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para las tres secciones transversales del modelo 01, (Cen) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para las tres secciones transversales del modelo 02, (Der) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para las tres secciones transversales del modelo 03. . . . .	158
9.4.5	(Izq) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 01, (Cen) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 02, (Der) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 03. . . . .	160
9.4.6	(Izq) Convergencia al óptimo de combinación de varillado para la sección del modelo 01, (Cen) Convergencia al óptimo de combinación de varillado para la sección del modelo 02, (Der) Convergencia al óptimo combinación de varillado para la sección del modelo 03. . . . .	160
9.4.7	(Izq) Sección reforzada óptimamente con la formulación GA-AllRebar para el modelo estructural 01, (Cen) Resistencia de la sección en el eje X, (Der) Resistencia de la sección en el eje Y. . . . .	161
9.4.8	(Izq) Sección reforzada óptimamente con la formulación GA-AllRebar para el modelo estructural 02, (Cen) Resistencia de la sección en el eje X, (Der) Resistencia de la sección en el eje Y. . . . .	161
9.4.9	(Izq) Sección reforzada óptimamente con la formulación GA-AllRebar para el modelo estructural 03, (Cen) Resistencia de la sección en el eje X, (Der) Resistencia de la sección en el eje Y. . . . .	161
9.4.10	(Izq) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 01, (Cen) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 02, (Der) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 03. . . . .	163
9.4.11	(Izq) Sección óptima de refuerzo obtenida por Simple-Search para el modelo estructural 01, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo. . . . .	163
9.4.12	(Izq) Sección óptima de refuerzo obtenida por Simple-Search para el modelo estructural 02, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo. . . . .	164
9.4.13	(Izq) Sección óptima de refuerzo obtenida por Simple-Search para el modelo estructural 03, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo. . . . .	164
9.4.14	(Izq) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 01, (Cen) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 02, (Der) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 03. . . . .	164

9.4.15	(Izq) Sección óptima de refuerzo obtenida por Simple-Search con dos posibles tipos de varilla para el modelo estructural 01, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo. . . . .	165
9.4.16	(Izq) Sección óptima de refuerzo obtenida por Simple-Search con dos tipos de varilla posibles para el modelo estructural 02, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo. . . . .	165
9.4.17	(Izq) Sección óptima de refuerzo obtenida por Simple-Search con dos posibles tipos de varilla para el modelo estructural 03, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo. . . . .	165
9.4.18	(Izq) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 01, (Cen) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 02, (Der) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 03. . . . .	166
9.4.19	(Izq) Convergencia al óptimo de área de refuerzo en varillado para la sección del modelo 01 con la formulación SGD-ISR-1t-PSO-4Rebar, (Cen) Convergencia al óptimo de área de refuerzo en varillado con el ISR-1t para la sección del modelo 02 con la formulación SGD-ISR-1t-PSO-4Rebar, (Der) Convergencia al óptimo de área de refuerzo en varillado con el ISR-1t para la sección del modelo 03 con la formulación SGD-ISR-1t-PSO-4Rebar. . . . .	167
9.4.20	(Izq) Sección óptima de refuerzo asimétrico obtenida con el PSO-4Rebar para el modelo estructural 01, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo. . . . .	167
9.4.21	(Izq) Sección óptima de refuerzo asimétrico obtenida con el PSO-4Rebar para el modelo estructural 02, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo. . . . .	167
9.4.22	(Izq) Sección óptima de refuerzo asimétrico obtenida con el PSO-4Rebar para el modelo estructural 03, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo. . . . .	168
9.4.23	(Izq) Convergencia al óptimo de ISR-4t para la sección del modelo 01 con la formulación PSO-ISR-4t, (Cen) Convergencia al óptimo de ISR-4t para la sección del modelo 02 con la formulación PSO-ISR-4t, (Der) Convergencia al óptimo de ISR-4t para la sección del modelo 03 con la formulación PSO-ISR-4t. . . . .	169
9.4.24	(Izq) Convergencia al óptimo de varillado asimétrico para la sección del modelo 01 con la formulación PSO-4Rebar, (Cen) Convergencia al óptimo de varillado asimétrico para la sección del modelo 02 con la formulación PSO-4Rebar, (Der) Convergencia al óptimo de varillado asimétrico para la sección del modelo 03 con la formulación PSO-4Rebar. . . . .	169
9.4.25	(Izq) Sección óptima de refuerzo asimétrico obtenida con el PSO-ISR-4t-PSO-4Rebar para el modelo estructural 01, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo. . . . .	169
9.4.26	(Izq) Sección óptima de refuerzo asimétrico obtenida con el PSO-ISR-4t-PSO-4Rebar para el modelo estructural 02, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo. . . . .	170
9.4.27	(Izq) Sección óptima de refuerzo asimétrico obtenida con el PSO-ISR-4t-PSO-4Rebar para el modelo estructural 03, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo. . . . .	170
9.4.28	(Izq) Convergencias al ISR óptimo para el modelo estructural 01, (Cen) Convergencias al ISR óptimo para el modelo estructural 02, (Der) Convergencias al ISR óptimo para el modelo estructural 03. . . . .	172
9.4.29	(Izq) Secciones óptimas de refuerzo para el modelo estructural 01, (Cen) Secciones óptimas de refuerzo para el modelo estructural 02, (Der) Secciones óptimas de refuerzo para el modelo estructural 03. . . . .	173
10.2.1	Diagrama de referencia de ubicación de tipo de nodo por eje de viga en un marco estructural. . . . .	178
10.2.2	Diagrama de referencia de ubicación de tipo de nodo por eje de columna en un marco estructural. . . . .	179
10.2.3	Criterios de refuerzo cuando se trata de una viga singular por piso . . . . .	179
10.2.4	Caso 1 de refuerzo para nodos iniciales de vigas: donde el peralte de la viga inicial es mayor al peralte de la viga adyacente. . . . .	179
10.2.5	Caso 2 de refuerzo para nodos iniciales de vigas: donde el peralte de la viga inicial es menor al peralte de la viga adyacente. . . . .	180
10.2.6	Caso 1 de refuerzo para nodos no-iniciales de vigas: cuando el peralte de la viga de la izquierda es mayor al peralte de la viga de la derecha. . . . .	180
10.2.7	Caso 2 de refuerzo para nodos no-iniciales de vigas: cuando el peralte de la viga de la izquierda es menor al peralte de la viga de la derecha. . . . .	180
10.2.8	Diagrama de criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques en nodos de columnas de primer piso (nodos iniciales) en un marco estructural. . . . .	181
10.2.9	Diagrama de criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques en nodos de columnas de pisos superiores (nodos no-iniciales) en un marco estructural. . . . .	181
10.4.1	Structural Models taken for experimentation: Short irregular and regular frame. . . . .	182

10.4.2	Diagrama del flujo del proceso de análisis-diseño recomendado para la evaluación de acciones en sistemas estructurales considerando los elementos de material compuesto . . . . .	184
10.4.3	Tipos de nodos para marcos planos . . . . .	185
10.4.4	Diagrama de flujo del proceso de optimización para Marcos Planos con el Algoritmo Genético. . . . .	186
10.4.5	Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando el ISR sin varillado y agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . .	187
10.4.6	Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando el ISR sin varillado, con agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . .	187
10.4.7	Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico y agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . .	188
10.4.8	Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . .	188
10.4.9	Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, considerando criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . .	189
10.4.10	Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, considerando empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . .	189
10.4.11	Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, sin considerar criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . .	190
10.4.12	Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, sin considerar criterios de empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . .	190
10.4.13	Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, bajo criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . .	191
10.4.14	Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, bajo criterios de empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . .	191
10.4.15	Resultados finales óptimos para el modelo estructural 02, considerando el ISR sin varillado y agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . .	193
10.4.16	Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 02, considerando el ISR sin varillado, con agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . .	194
10.4.17	Resultados finales óptimos para el modelo estructural 02, considerando varillado simétrico y agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . .	194
10.4.18	Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 02, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . .	194
10.4.19	Resultados finales óptimos para el modelo estructural 02, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, considerando criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . .	195

10.4.20 Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 02, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, considerando empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . . 195

10.4.21 Resultados finales óptimos para el modelo estructural 02, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, sin considerar criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . . 196

10.4.22 Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 02, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, sin considerar criterios de empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . . 196

10.4.23 Resultados finales óptimos para el modelo estructural 02, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, bajo criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . . 197

10.4.24 Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 02, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, bajo criterios de empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . . 197

10.4.25 Diagrama de flujo del proceso de optimización para Marcos Planos con el Algoritmo por Enjambre de Partículas. 199

10.4.26 Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando el ISR sin varillado y agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo PSO. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . . 200

10.4.27 Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando el ISR sin varillado, con agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo PSO. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . . 201

10.4.28 Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico y agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo PSO. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . . 201

10.4.29 Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo PSO. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . . 201

10.4.30 Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, considerando criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo PSO. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . . 202

10.4.31 Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, considerando empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo PSO. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . . 202

10.4.32 Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, sin considerar criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo PSO. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . . 203

10.4.33 Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, sin considerar criterios de empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo PSO. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . . 203

10.4.34 Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, bajo criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo PSO. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo. . . . . 204

10.4.35 Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, bajo criterios de empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo PSO. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Índices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco. . . . . 204

10.4.36 (Izq) Detallado de refuerzo para una conexión viga-columna sin considerar criterios por empalmes y traslapes libres de choques, (Der) Detallado de refuerzo para una conexión viga columna considerando tales criterios por empalmes y traslapes libres de choques. . . . . 206

10.6.1	Modelos estructurales de experimentación para el proceso de diseño óptimo multi-objetivo. . . . .	210
10.6.2	Flow diagram for the NSGA-II multi-objective optimization process. . . . .	211
10.6.3	Peso de total de acero en las columnas de las estructuras óptimas del modelo 01, en relación a la inversa del CSF. (Izq.) usando refuerzo simétrico, (Der.) usando refuerzo asimétrico. . . . .	212
10.6.4	Resultados finales de Porcentaje promedio de área de refuerzo en las columnas para las estructuras óptimas del modelo 01, en relación a la inversa del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico. . . . .	212
10.6.5	Resultados finales del Peso neto de las columnas de las estructuras óptimas del modelo 01, en relación a la inversa del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico. . . . .	213
10.6.6	Fronte de Pareto del modelo 01 (Costo de construcción - 1/CSF). (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico. 214	214
10.6.7	Resultado final del Peso total global de las estructuras óptimas del modelo 01, en relación con el inverso del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico. . . . .	214
10.6.8	Peso total de acero de refuerzo en las estructuras óptimas del modelo 01, en relación a la inversa del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico. . . . .	215
10.6.9	Resultados finales del índice de Daño estimado para modelo 01, en relación a la inversa del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico. . . . .	215
10.6.10	Peso total de refuerzo en las columnas de las estructuras óptimas con el modelo 02, en relación al inverso del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico. . . . .	216
10.6.11	Resultado finales de la función Porcentaje promedio de área de acero de refuerzo en las columnas de las estructuras óptimas con el modelo 02, en relación a la inversa del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico. 217	217
10.6.12	Resultados finales del peso total de las columnas de las estructuras óptimas con el modelo 02, en relación al inverso del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico. . . . .	217
10.6.13	Fronte de Pareto para el modelo 02 (Construction Cost - 1/CSF). (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico. 218	218
10.6.14	Resultados finales del Peso total de las estructuras óptimas con el modelo 02, en relación al inverso del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico. . . . .	219
10.6.15	Peso total de refuerzo de las estructuras óptimas con el modelo 02, en relación a la inversa del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico. . . . .	219
10.6.16	Resultados finales del Daño Estimado de las estructuras óptimas con el modelo 02, de acuerdo a la inversa del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico. . . . .	220
12.1.1	Flujo de trabajo de visualización geométrica de los modelos entre MatLab y SAP2000. Fuente: <a href="https://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/30751-sap2000-matlab">https://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/30751-sap2000-matlab</a> . . . . .	226
12.1.2	Visualización de modelos con ANSYS APDL a través de ANSYS Mechanical. . . . .	227
12.1.3	Visualización de modelos con ANSYS APDL usando ANSYS Workbench. Fuente: <a href="https://forum.ansys.com/discussion/6655/how-to-mesh-beam-and-column-in-the-frame">https://forum.ansys.com/discussion/6655/how-to-mesh-beam-and-column-in-the-frame</a> . . . . .	227
12.1.4	Flujo de trabajo con API y add-ons de Revit y Dynamo, usando lenguaje Python. Fuente: <a href="https://primer.dynamobim.org/es/10_Custom-Nodes/10-5_Python-Revit.html">https://primer.dynamobim.org/es/10_Custom-Nodes/10-5_Python-Revit.html</a> . . . . .	228
12.13.1	Diseños de las tres secciones principales de concreto reforzado en el elemento viga (Izq., centro, der.), respectivamente. . . . .	253
12.13.2	Diagramas de interacción de ISR óptimo para la sección columna de concreto reforzado. (Izq.) Diagrama de interacción en X, (Der.) Diagrama de interacción en Y. . . . .	253
12.13.3	Diseño óptimo de refuerzo para la sección columna. (Izq.) Varillado óptimo, (Centro) Diagrama de interacción en X, (Der.) Diagrama de interacción en Y. . . . .	254
12.13.4	Diagramas de interacción para el ISR óptimo para la sección columna. (Izq.) Diagrama de interacción en X, (Der.) Diagrama de interacción Y. . . . .	254
12.13.5	Diseño óptimo de refuerzo asimétrico para la sección columna. (Izq.) Varillado óptimo con distribución asimétrica, (Centro) Diagrama de interacción en X, (Der.) Diagrama de interacción en Y. . . . .	254
12.13.6	Diseño óptimo de refuerzo para las secciones transversales de la zapata aislada. (Izq.) Convergencia al óptimo ISR para ambas secciones transversales con el uso del método de Gradiente Descendiente, (Centro) refuerzo óptimo en la sección transversal de longitud L, (Der.) refuerzo óptimo en la sección transversal de longitud B. . . . .	255
12.13.7	(Izq.) Topología estructural del marco, (Der.) Dimensiones de las secciones transversales de sus elementos viga y columna. . . . .	255
12.13.8	(Izq.) Detallado de refuerzo de la unión en el nodo (2), (Centro) Detallado de refuerzo en la unión del nodo (7), (Der.) Detallado de refuerzo en la unión del nodo (6). . . . .	256
12.14.1	Propuesta de nuevo programa de trabajo para los cursos de diseño de concreto reforzado. . . . .	257
12.16.1	Mecanismo de reacciones debido a carga distribuida uniforme en una viga . . . . .	261
12.16.2	Modelo estructural 1 como ejemplo de aplicación del programa. . . . .	262
12.16.3	Results obtained from the Pushover analysis for the structural frame 01. (Left) Deformed structure before collapse state due to lateral forces to the left, (Right) Deformed structure before collapse state due to lateral forces to the right. . . . .	265



---

12.16.4	Results obtained from the Pushover analysis for the structural frame 01. (Left) P-Δ of floor 1 and 2 in the left direction of forces, (Right) P-Δ of floor 1 and 2 in the right direction of forces. . . . .	266
12.16.5	Modelo estructural 2 como ejemplo de aplicación del programa. . . . .	266
12.16.6	Results obtained from the Pushover analysis for the structural frame 02. (Left) Deformed structure before collapse state due to lateral forces to the left, (Right) Deformed structure before collapse state due to lateral forces to the right. . . . .	267
12.16.7	Results obtained from the Pushover analysis for the structural frame 02. (Left) P-Δ of floor 1 and 2 in the left direction of forces, (Right) P-Δ of floor 1 and 2 in the right direction of forces. . . . .	267
12.16.8	Visualización de un marco estructural óptimo resultante de experimentaciones mediante programación visual con Python en ANSYS SpaceClaim. . . . .	270
12.16.9	Visualización de detalles de refuerzo de diseños óptimos en ANSYS SpaceClaim. . . . .	270





# Índice de tablas

6.4.1	Tabla de tipos de varillas comerciales en México . . . . .	60
6.4.2	Regionalización sísmica CFE-15. . . . .	61
6.4.3	Factor de Sitio para diferentes onas y tipos de terreno . . . . .	63
6.4.4	Factor de Respuesta para diferentes onas y tipos de terreno . . . . .	63
6.4.5	Restricciones de parámetros $a_0, a_0^{\ddagger}, c \left(\frac{cm}{s^2}\right)$ . . . . .	63
6.4.6	Factor de Respuesta para diferentes onas y tipos de terreno . . . . .	64
6.4.7	Factor de Respuesta para diferentes onas y tipos de terreno . . . . .	64
6.5.1	Interpretación del Índice de Daño por deflexiones laterales de piso (Drift DI) . . . . .	69
6.5.2	Interpretación del Índice de Daño por deformación (deformation based DI). . . . .	69
8.3.1	Tabla resumen de experimentaciones con todas las formulaciones de optimización . . . . .	130
8.3.2	Tabla resumen de experimentaciones con la formulación SGD-ISR-1t variando $t_0$ y $\alpha_0$ . . . . .	131
8.3.3	Resumen de resultados para las experimentaciones con la variación de la <i>probabilidad de mutación</i> para 100 generaciones usando la formulación GA-ISR. . . . .	132
8.3.4	Área mínima de convergencia para diferentes valores de número de iteraciones $N_{iter}$ para el PSO-ISR . . . . .	134
9.2.1	Tabla de tipos de varillas comerciales en México . . . . .	138
9.2.2	Rendimientos típicos para el habilitado y armado de varillado de refuerzo . . . . .	138
9.2.3	Tarjeta PU-01-Vigas . . . . .	140
9.2.4	Tarjeta PU-01-Columnas . . . . .	142
9.2.5	Tarjeta PU-02-Columnas . . . . .	143
9.2.6	Tarjeta PU-03-Columnas . . . . .	144
9.2.7	Resumen de PU para las variaciones en el número de tipos de varilla en una columna . . . . .	144
9.2.8	Rendimientos y costo unitario para cada tipo de varilla de refuerzo en un sección dispuesto de forma asimétrica 145	
9.2.9	Tarjeta PU-03 . . . . .	146
9.2.10	Tarjeta PU-01-Zapatas . . . . .	147
9.4.1	Resumen de resultados de experimentación con la formulación de optimización de varillado en vigas rectangulares. . . . .	159
9.4.2	Resumen de resultados de experimentación con la formulación PSO-ISR-4t-PSO-4Rebar . . . . .	170

9.4.3	Resumen de resultados de experimentación con las formulaciones desarrolladas en este apartado para optimización de varillado. . . . .	171
9.4.4	Resumen de resultados de experimentación con la formulación de optimización de varillado en vigas rectangulares. . . . .	173
10.4.1	Resumen de resultados de experimentación con el ISR para el Modelo Marco 01, usando el GA. . . . .	192
10.4.2	Resumen de resultados de experimentación con acero simétrico para el Modelo Marco 01, usando el GA. . . . .	192
10.4.3	Resumen de resultados de experimentación con acero asimétrico para el Modelo Marco 01, usando el GA. . . . .	193
10.4.4	Resumen de resultados de experimentación con el ISR para el Modelo Marco 02, usando el GA. . . . .	198
10.4.5	Resumen de resultados de experimentación con acero simétrico para el Modelo Marco 02, usando el GA. . . . .	198
10.4.6	Resumen de resultados de experimentación con acero asimétrico para el Modelo Marco 02, usando el GA. . . . .	199
10.4.7	Resumen de resultados con acero simétrico para el Modelo Marco 01, con el PSO. . . . .	205
10.4.8	Resumen de resultados de experimentación con acero asimétrico para el Modelo Marco 01, usando el PSO. . . . .	205
10.4.9	Resumen de resultados de experimentación con el ISR para el Modelo Marco 01, usando el PSO. . . . .	206
10.6.1	Resumen de resultados de experimentación referentes a <b>Peso de acero en las columnas</b> para el Modelo Marco 01, usando el NSGA-II. . . . .	212
10.6.2	Resumen de resultados de experimentación referentes a <b>Porcentaje promedio de área de acero en columnas</b> para el Modelo Marco 01, usando el NSGA-II. . . . .	213
10.6.3	Resumen de resultados de experimentación referentes a <b>Peso total de columnas</b> para el Modelo Marco 01, usando el NSGA-II. . . . .	213
10.6.4	Resumen de resultados de experimentación referentes a <b>Costo inicial de construcción</b> para el Modelo Marco 01, usando el NSGA-II. . . . .	214
10.6.5	Resumen de resultados de experimentación referentes a <b>Peso total de la estructura</b> para el Modelo Marco 01, usando el NSGA-II. . . . .	215
10.6.6	Resumen de resultados de experimentación concernientes a <b>Peso de varillado en las columnas</b> para el modelo estructural 02, usando el NSGA-II. . . . .	216
10.6.7	Resumen de resultados de experimentación concernientes a <b>porcentaje promedio de área de acero en las columnas</b> para el modelo estructural 02, usando el NSGA-II. . . . .	217
10.6.8	Resumen de resultados de experimentación concernientes a <b>Peso total de las columnas</b> para el modelo estructural 02, usando el NSGA-II. . . . .	218
10.6.9	Resumen de resultados de experimentación concernientes a <b>Costo total inicial de construcción</b> para el modelo estructural 02, usando el NSGA-II. . . . .	218
10.6.10	Resumen de resultados de experimentación concernientes a <b>Peso total de las estructuras</b> para el modelo estructural 02, usando el NSGA-II. . . . .	219
12.6.1	Categorización de funciones de MatLab. . . . .	237

# Nomenclatura y acrónimos

Se presenta a continuación las definiciones formales de los términos y acrónimos relevantes e invariables por definición usados en éste trabajo.

Término	Definición	Unidades
$f'_c$	Resistencia a compresión simple del concreto	$\frac{Kg}{cm^2}$
$Sa$	Pseudo-aceleración	$\frac{cm}{s^2}$
$a_0^\tau$	Aceleración máxima en roca	$\frac{cm}{s^2}$
$g$	Aceleración de la gravedad	$981 \frac{cm}{s^2}$
$\delta_y$	Desplazamiento máximo bajo el rango elástico	$cm$
$\delta_u$	Desplazamiento máximo de falla	$cm$
$\mu$	Demanda de ductilidad	
$P_{oc}$	Resistencia a la compresión de un elemento de concreto reforzado	Ton/Kg

Término	Definición	Unidades
$P_{ot}$	Resistencia a la tensión de un elemento de concreto reforzado	Ton/Kg
$f_y$	Esfuerzo de fluencia de varillas de acero de refuerzo de grado 42	Kg/cm <sup>2</sup>
$A_s$	Área de acero de refuerzo en una sección transversal de concreto	cm <sup>2</sup>
$\epsilon_u$	Deformación unitaria última del concreto a la falla	—
$\beta_1$	Factor de reducción de profundidad del eje neutro de una sección transversal de concreto reforzado	—
$P_R$	Carga normal máxima en la sección del elementos que actúa a excentricidades $e_y$ y $e_x$ .	Ton/Kg
$b$	Ancho de la sección transversal de una columna rectangular de concreto	cm
$C$	Fuerza neta resistente a compresión del concreto a una determinada posición del eje neutro	Ton/Kg
$P_{rx}$	Carga normal máxima a una excentricidad $e_y$	Ton/Kg
$P_{ry}$	Carga normal máxima a una excentricidad $e_x$	Ton/Kg
$h$	Peralte de una sección rectangular de un elemento de concreto	cm
$t$	Espesor del perfil idealizado de acero de refuerzo en un elemento de concreto	cm
$d_1$	Distancia desde la fibra superior de la sección transversal de un elemento rectangular de concreto a la mitad del espesor de la parte superior del perfil de acero.	cm
$rec$	Espesor de recubrimiento de concreto del acero de refuerzo para protegerlo del intemperismo	cm
$M_{rx}$	Momento de flexión resistente sobre la sección transversal de un elemento de concreto reforzado respecto al eje x	Kg · cm/Ton · m
$M_{ry}$	Momento de flexión resistente sobre la sección transversal de un elemento de concreto reforzado respecto al eje y	Kg · cm/Ton · m
$M_{ux}$	Momento de flexión actuante sobre la sección transversal de un elemento de concreto reforzado respecto al eje x	Kg · cm/Ton · m
$M_{uy}$	Momento de flexión actuante sobre la sección transversal de un elemento de concreto reforzado respecto al eje y	Kg · cm/Ton · m
$E_{ac}$	Modulo de elasticidad del acero de refuerzo Grado 42	Kg/cm <sup>2</sup>
$\rho_s$	Porcentaje de acero de refuerzo de una sección de concreto reforzado	—
$A_t$	Área de refuerzo ISR para una sección de concreto reforzado	cm <sup>2</sup>
$P_{cr}$	Carga crítica axial de Euler	Kg

Término	Definición	Unidades
$V_{net}$	Carga neta actuante de corte en una sección de concreto reforzado	$Kg$
$V_u$	Carga última de diseño a cortante en una sección de concreto reforzado	$\frac{Kg}{cm^2}$
$V_{CR}$	Carga resistente a cortante de una sección de concreto reforzado	$\frac{Kg}{cm^2}$
$q_{adm}$	Presión admisible de contacto en un suelo	$\frac{Kg}{cm^2}$
$CSF$	Factor de Seguridad al Colapso	—

Acronym	Definition	Units
<i>CSF</i>	Collapse Safety Factor	–
<i>GDL</i>	Grados De Libertad	–
<i>ISR</i>	Idealized Smearred Reinforcement	–
<i>PSO</i>	Particle Swarm Optimization	–
<i>AG</i>	Algoritmo Genético	–
<i>NSGA – II</i>	Non-Sorting Genetic Algorithm II	–
<i>SGD</i>	Steepest Gradient Descent	–
<i>CR</i>	Concreto Reforzado	–
<i>DI</i>	Damage Index	–
<i>RSD</i>	Reinforcement Sizing Diagram	–
<i>LCRD</i>	Load Combination Reinforcement Diagram	–
<i>CALFEM</i>	Computed Aided Learning of the Finite Element Method	–
<i>CALRECOD</i>	Computed Aided Learning of REinforced COncrete De- sign	–





# Glosario

Palabra	Definición
Optimización	Proceso para encontrar el máximo o mínimo de una función
Desempeño estructural	Estado de la estructura de un edificio y sus contenidos o elementos después de un evento sísmico de acuerdo al daño que sufren
Daño estructural	Grado de degradación de la capacidad de una estructura para soportar cargas
Heurística	Se refiere a la disciplina, el arte o la ciencia del descubrimiento

Palabra	Definición
Meta-heurística	Se refiere a un método heurístico para resolver un tipo de problema computacional general de acuerdo a parámetros iniciales proporcionados sobre unos procedimientos genéricos y abstractos de una manera que se espera eficiente
Paramétrización	Definición de un sistema a partir de su adaptación automática definida específicamente por parámetros y valores proporcionados
Paradigma	Ejemplo, modelo o patrón de algo que sirve como referencia para la búsqueda de una solución de acuerdo a una situación o contexto determinado
Topología	Estructura matemática o numérica que permite definir de manera formal la continuidad, conectividad o convergencia de las propiedades y características que posee un cuerpo geométrico
Morfología	Estructura matemática o numérica que define la descripción de la forma externa de un cuerpo u objeto geométrico
Sustentabilidad	Se refiere a un proceso que tiene el objetivo de encontrar el equilibrio entre el medio ambiente de un sistema y el uso de sus recursos naturales de manera que se puedan satisfacer las necesidades del dicho sistema en todo momento
Ductilidad	Se refiere a la propiedad de un material para deformarse plásticamente bajo la acción o una(s) fuerza(s) sin romperse, fracturarse o colapsar
Fragilidad	Probabilidad condicional de la falla de una estructura o componente, y que se puede ligar directamente al grado de vulnerabilidad de la misma dado un valor específico de la intensidad de la sollicitación
Plasticidad	Se refiere al comportamiento mecánico de un material consistente en la capacidad de deformarse permanentemente e irreversiblemente cuando se encuentra sometido a fuerzas superiores de su rango elástico
Pórtico	Estructura soportada por columnas arcadas o adosadas a un edificio
Resiliencia	Energía de deformación que puede recuperar una estructura deformada una vez que termina el esfuerzo que causó la deformación en un principio
Simetría	Correspondencia de posición, forma y tamaño respecto a un punto, línea o plano, de los elementos de un conjunto, o de dos o más conjuntos de elementos entre sí
Asimetría	Falta de simetría
Irregularidad	Algo fuera de regla, que carece de uniformidad, que no sucede ordinariamente



# Parte 1: Introducción y objetivos

<b>1</b>	<b>Introducción, problemática</b>	<b>..... 1</b>
1.1	Introducción y problemática	
<b>2</b>	<b>Objetivos y metodología general</b>	<b>5</b>
2.1	Hipótesis	
2.2	Objetivo general	
2.3	Metodología	





# 1. Introducción, problemática

## 1.1 Introducción y problemática

### 1.1.1 Modelado, análisis y diseño de estructuras de CR

Debido a las altas demandas en la sociedad hoy en día de construir edificios más ligeros, altos y económicos, ante a la necesidad de reducir el impacto ambiental por el uso de volúmenes de materiales, es requerido una transformación de las practicas comunes de análisis y diseño para marcos estructurales. Cuando se trata de marcos de concreto o estructuras en general, el detallado del acero de refuerzo se vuelve un factor preponderante, ya que la mayoría de las fallas y colapsos en dichas estructuras son debidas al detallado (**Meli Piralla, 2011**) **Fig. 1.1.1.** Una de las principales causas de estas fallas desde la perspectiva del diseño es que no resulta sencillo considerar el acero de refuerzo dentro del análisis y modelado de los elementos de concreto como estructuras compuestas, lo que requeriría de bastas habilidades y conocimientos en programación y manejo de software.

Sin embargo, hoy en día, se tiene ya disponible artas herramientas y métodos para emplear en el diseño de estas estructuras, así como criterios de análisis y diseño con los cuales se pueden obtener resultados más confiables y precisos a integrar en las etapas de planeación de construcción de edificios. Desde el punto de vista de optimización, por ejemplo, tales herramientas resultan vitales como apoyo en el diseño del refuerzo (cantidad y distribución de varillado), así como para el dimensionamiento de las secciones. Hablando específicamente del acero de refuerzo, se ha estudiado este a partir de idealizaciones del mismo, como es la *Idealización como refuerzo laminado, ISR* por sus siglas en inglés *Idealized Smeared Reinforcement*, introducido en el último par de décadas desde la popularización de las computadoras



Figura 1.1.1: *Fallas en uniones de concreto reforzado. (Izq.) Falla por cortante, (Der.) Falla por flexión. Fuente: <https://www.arkiplus.com/fallas-en-columnas-de-concreto-armado/>*

(Aschheim et al., 2008), y se ha desarrollado para dar forma a distintas versiones por distintos autores, difiriendo en el tipo de soluciones generadas y el método análisis (Verduzco & Hernández, 2019), (Verduzco & Horta, 2021a), (Hernández-Montes et al., 2005), sea que se trate de acero simétrico o asimétrico (Ho Jung Lee et al., 2009).

Es posible integrar tal analogía al análisis y diseño de cualquier tipo de elemento de concreto, estableciendo los mecanismos de diseño respectivos y las variables que intervienen, y de esta manera unificar el proceso de análisis y diseño de complejos estructurales completos en uno solo, tal que se considere la estructuración del mismo acero de refuerzo en cada elemento de concreto. Bajo este nuevo esquema de diseño-análisis se pueden crear modelos numéricos más precisos de las estructuras tomando en cuenta variables incluso de carácter constructivo, como sería el espaciamiento requerido en una sección transversal para distribuir las varillas de refuerzo (Verduzco & Horta, 2021b), (Akin & Saka, 2015), algo que no es común de hacer en los procesos de diseño óptimo de estas estructuras debido en gran parte al poder computacional adicional que se requeriría así como a los conocimientos y habilidades de programación y optimización por parte de los diseñadores para integrarlo completamente a su flujo de trabajo.

### 1.1.2 Refuerzo asimétrico en columnas

Muchas otras ventajas se generan mediante la adopción del esquema mencionado, como podría ser el estudiar la influencia de disponer acero asimétrico en las columnas en las propiedades de ductilidad de los marcos estructurales óptimos, lo que no es común que se haga, pero que podría traer grandes ventajas en uso de material, aún cumpliéndose con las demandas de servicio. Se ha comprobado que las soluciones más óptimas en cuanto a refuerzo de las secciones de un elemento son más probables que sean de carácter asimétrico (Ho Jung Lee et al., 2009), mostrando desde ligeros a moderados efectos en la curva de capacidad

de ductilidad en las columnas sometidas a flexo-compresión biaxial en relación a aquellas columnas reforzadas de manera simétrica convencional (**Hernández-Montes et al., 2004**), y que además grandes cantidades de recursos de material se puede ahorrar con el empleo de este tipo de refuerzo, tanto en elementos de secciones rectangulares (**Gil-Martin et al., 2010**), como en elementos de secciones circulares sólidas (**Carbonell-Márquez et al., 2014**) de hasta 50 % que con refuerzo simétrico; más aparte, se pueden obtener diseños y arreglos asimétricos bastante sencillos y prácticos de construir (**Verduzco & Horta, 2021b**).

### 1.1.3 Códigos y normativa de diseño

Por otra parte, las normativas de construcción y diseño, tales como el (**ACI 318-19**), (**NTC-17**) pueden restringir en gran parte el diseño de estructuras bajo cargas sísmicas o de viento, lo cual es una de las razones por las que el *Diseño Basado en Desempeño* se ha desarrollado (**Burns, 2002**). Se espera, por ende, de acuerdo a varios autores e investigadores (**Afzal et al., 2020**) que en años posteriores se desarrollen más criterios de diseño y análisis tanto para marcos y complejos estructurales en general como para el detallado de refuerzo. Más aparte, dichos códigos de diseño y construcción son limitados en cuanto a especificaciones de refuerzo asimétrico en los elementos, ni mucho menos su consideración para el modelado numérico o análisis.

### 1.1.4 Diseño Basado en Desempeño

Bajo este contexto es que se estudia en el presente proyecto el desempeño de marcos estructurales regulares de concreto reforzado considerando el acero de refuerzo en los elementos de concreto como estructuras compuestas, integrando así el proceso de análisis y diseño en uno solo. De esta manera se esperan obtener parámetros y criterios de diseño más específicos para ejecutar dichos procesos, que puedan ser adoptados en normativas venideras. Una excelente forma de ejecutar tales experimentaciones de estudio es mediante el uso de algoritmos meta-heurísticos computacionales de optimización (**Hosseini et al., 2013**), bajo criterios de análisis de daño estructural o índices de daño (DI), con los que se podría evaluar y comparar las convergencias de las óptimas bajo diversos esquemas de refuerzo a partir de la analogía ISR, en cuanto a diferentes aspectos: como los es costo, peso o ductilidad, entre otros.

Los Índices de Daño (Damage Indexes DI) y los Factores de Seguridad al Colapso (Collapse Safety Factors CSF) proporcionan parámetros con los que se puede estimar el grado de daño a nivel local o global de una estructura de acuerdo a diferentes perspectivas de comportamiento mecánico estructural, que pueden ser correlacionadas al mismo tiempo con pérdidas económicas (por reparación de daños) o humanas. El FEMA 356 (**FEMA 356, 2000**), por otra parte, proporciona ciertos criterios de estimación de daño para diferentes niveles de desempeño en un sismo, basados en el desplazamiento lateral de piso de una edificación; estos criterios se han vuelto muy populares y comunes de usar y adoptar (**Zhang & Tian, 2019**), (**Talatahari, 2013**). Estos son los principales criterios bajo los cuales las experimentaciones aquí expuestas para marcos dúctiles de concreto estarán sujetas.

Se han desarrollado ya a este punto diversas investigaciones usando metaheurísticas, tanto de tipo mono-objetivo (**Talatahari, 2013**) como multi-objetivo (**Zou et al., 2007**). La tendencia reciente es bajo criterios de desempeño, y cada formulación se enfoca en diversos aspectos de comportamiento, bajo acciones sísmicas o de viento (**Zhang & Tian, 2019**), integrando análisis dinámicos lineales y análisis estáticos no-lineales, lo cual en sí mismo representa un reto. Debido a las limitaciones en cuanto a software disponible para ejecutar estos análisis en la práctica, se requiere del desarrollo de más estrategias y técnicas para su ejecución sin la necesidad de tener alta tecnología o recursos (**Zhang & Tian, 2019**). En el presente proyecto se propone el uso del Algoritmo Genético y el Algoritmo por Enjambre de Partículas, tanto de carácter mono-objetivo (AG, PSO), como multi-objetivo (NSGA-II), empleando tres Índices de Daño (Interstory Drift, Plastic Interstory Drift y Deformation Based Index), mediante análisis modal considerando solo el primer modo de vibrar de la estructura al clasificarse los marcos de estudio como cortos, y el Método Estático No-Lineal por empujón (Pushover), considerando solo articulaciones plásticas en los extremos de los elementos por flexión. El nivel de desempeño bajo el que se ejecutan los procesos de diseño óptimo son de Prevención al Colapso (CP-Level) para eventos sísmicos intensos, ya que también se evalúa el desempeño de los marcos por desempeño de su Factor de Seguridad al Colapso (CSF) para la estimación del grado de fragilidad de los diseños.





## 2. Objetivos y metodología general

### 2.1 Hipótesis

El considerar acero asimétrico en las columnas de marcos de concreto reforzado sometidos a acciones sísmicas genera reducciones de al menos 2% en el peso neto de la estructura y ahorros de al menos 10% en costo inicial de construcción, en comparación con diseños con acero convencional simétrico, aún cumpliendo con los requerimientos de servicio.

### 2.2 Objetivo general

Estudiar y comparar el desempeño y costo de construcción de marcos estructurales de concreto reforzado cuyas columnas están reforzadas con acero asimétrico.

#### 2.2.1 Objetivos específicos

1. Primeramente formular un proceso de optimización que sea capaz de determinar el área mínima requerida de acero de refuerzo en elementos viga, columna y zapata aislada, de los que los marcos estructurales de experimentación estarán compuestos
2. Formular también un proceso de diseño óptimo de varillado para elementos viga, columna y zapata aislada. Especialmente para las columnas se requerirá formular procesos de diseño de varillado tanto de distribución simétrica como asimétrica en las secciones rectangulares
3. Crear tres procesos de diseño óptimo de refuerzo para marcos estructurales planos compuestos de elementos viga, columna y zapata: uno que considere solo el área

óptima de refuerzo requerida para cada elemento estructural, otro que considere el diseño de varillado óptimo requerido en cada elemento estructural en donde en las columnas se tenga una distribución simétrica, y otro último que considere el diseño de varillado óptimo requerido en cada elemento estructural en donde en las columnas se tenga una distribución asimétrica

4. Formular un proceso de diseño óptimo Mono-objetivo para marcos planos de concreto reforzado con el que se pueda comparar resultados de costo inicial de construcción, peso de la estructura y desempeño de los diseño óptimos con refuerzo simétrico y asimétrico en las columnas
5. Formular un proceso Multi-objetivo para marcos planos de concreto reforzado con el que se pueda comparar resultados de variación de costo inicial de construcción y peso de los diseños óptimos estructurales en función de diferentes niveles de desempeño estructural

## 2.3 Metodología

### 2.3.1 Actividades y etapas

1. La primera etapa, de acuerdo al Objetivo Específico 1 consiste en formular procesos de optimización para determinar área de acero óptimos en elementos de concreto reforzado tipo viga, columna y zapata aislada. Esto se llevará a cabo con la analogía ISR mediante una formulación numérica en donde el ISR se discretice (ver **Fig. 2.3.1**). Se usará el método de *Gradiente Descendiente*, el algoritmo de *Enjambre de Partículas* y el *Algoritmo Genético*, de carácter mono-objetivo. Todo se computariza en MatLab, haciendo uso de sus excelentes funciones gráficas y demás funciones integradas. Se estudiará el desempeño en costos óptimos de construcción, área óptima y tiempo de ejecución, así como la calidad de los resultados en eficiencia estructural ante las cargas que apliquen

- 1.1 Es requerido el integrar restricciones de diseño por reglamento y códigos aplicables, tales como el **ACI 318** y **NTC-17**, de aspectos de demanda de ductilidad en las secciones de los elementos, cuantías de acero máximas y mínimas permisibles en las secciones de los elementos, etc.

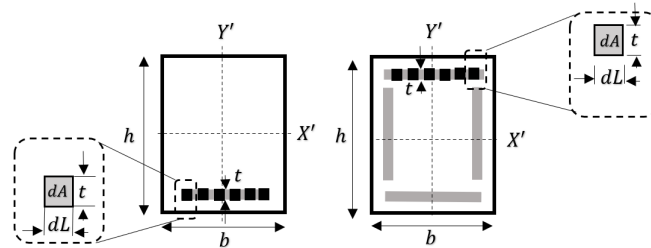


Figura 2.3.1: Modelado por discretización del ISR para secciones: (Izq.) Viga y (Der.) Columna.

- La segunda etapa, correspondiente al Objetivo Específico 2 consiste en formular diversas metodologías de optimización de varillado para los elementos estructurales de interés: viga, columna y zapata aislada, de acuerdo a sus restricciones de diseño **Fig. 2.3.2**. Se usará el método de *Gradiente Descendiente*, el algoritmo de *Enjambre de Partículas* y el *Algoritmo Genético*, de carácter mono-objetivo. Para columnas se estudiarán diversas opciones tomando en cuenta acero simétrico y asimétrico. Todo se computariza también en MatLab, haciendo uso de sus excelentes funciones gráficas y demás funciones integradas (para probar la calidad de los resultados en distribución de varillado, convergencia de los procesos de optimización y diagramas de interacción para las columnas). Se estudiará el desempeño en costos óptimos de construcción, área óptima y tiempo de ejecución, así como la calidad de los resultados en eficiencia estructural

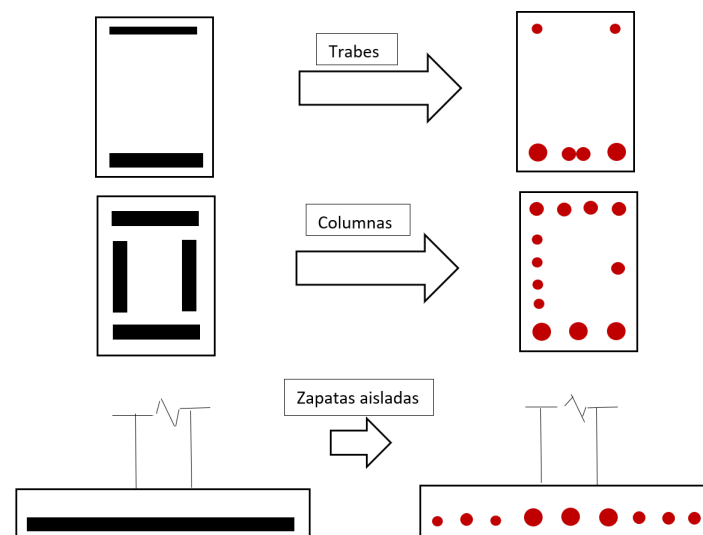


Figura 2.3.2: Transformación de ISR a distribución óptima de varillado para elementos estructurales de concreto reforzado tipo: viga, columna y zapata aislada.

3. La tercera etapa, referente al Objetivo Específico 3, consiste en formular un nuevo esquema de análisis y diseño para marcos estructurales de concreto **Fig. 2.3.3**, considerando el acero de refuerzo en el mismo análisis. Para ello se ensamblarán los mejores procesos de diseño óptimo desarrollados en la etapa 2 en un solo proceso, de modo que cumpliendo con el respectivo objetivo específico 3 se puedan crear a partir de este nuevo esquema de análisis-diseño 3 procesos para marcos estructurales planos compuestos de elementos vigas, columnas y zapatas aisladas

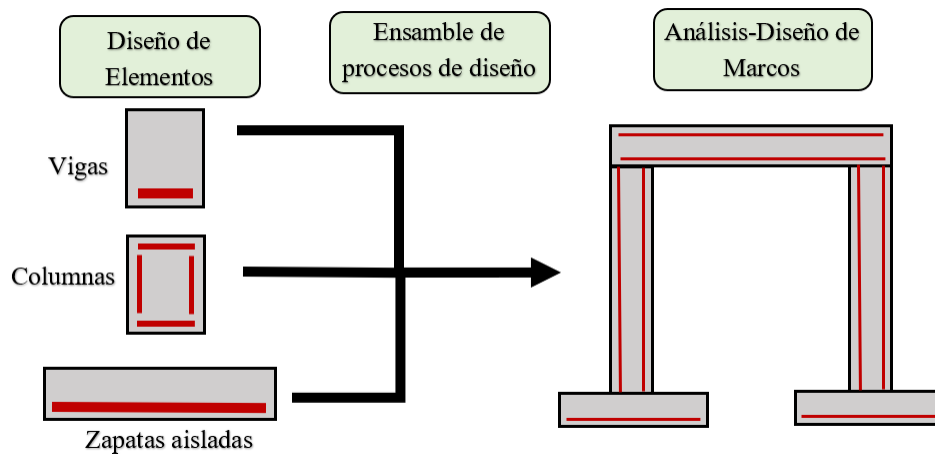


Figura 2.3.3: *Ensamblaje de procesos de diseño de elementos estructurales de concreto reforzado para análisis-diseño de marcos de concreto reforzado.*

- 3.1 Se usarán mecanismos de secciones agrietadas y no-agrietadas para vigas y columnas **Fig. 2.3.4**
- 3.2 Todo lo relacionado con la formulación numérica de análisis y diseño se computariza en MatLab, mientras que la visualización del refuerzo y las dimensiones de los elementos estructurales se programarán en ANSYS-SpaceClaim usando Python para apreciar mejor la calidad de los resultados
- 3.3 Se tomarán en cuenta los mecanismos y restricciones de diseño para marcos dúctiles, marcadas en los códigos ACI-318 y NTC-2017 (columna fuerte - viga débil, diseño y revisión de nodos viga-columna, entre otros)

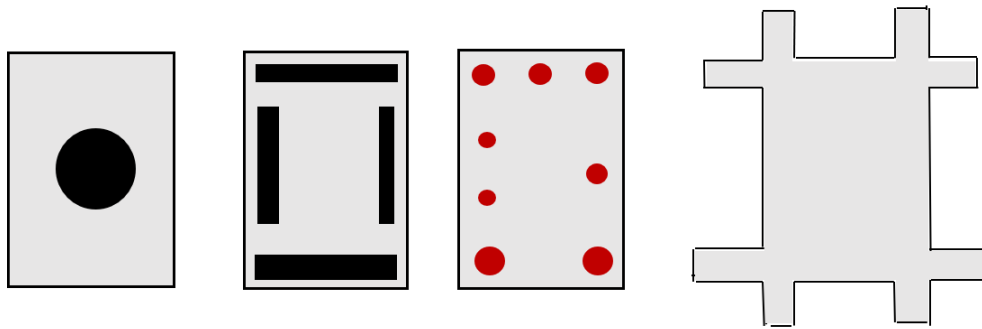


Figura 2.3.4: Secciones transformadas equivalentes de secciones de concreto reforzado.

4. La cuarta y penúltima etapa, correspondiente con el Objetivo Específico 4 consiste en la formulación de un proceso de optimización de diseño mono-objetivo para marcos dúctiles de concreto, tal que se incluyan las consideraciones y mecanismos formuladas en la etapa anterior, así como el mismo esquema propuesto de análisis-diseño. Debido a que solo se consideran elementos rectangulares, las variables de optimización serán los anchos de los elementos viga y columna - de esta forma el peralte estará en función del ancho y podrá ser modificada a partir de un valor inicial dado). De esta manera habrá tantas variables como elementos estructurales en los marcos
  - 4.1 Se empleará el *Algoritmo Genético* y el algoritmo por *Enjambre de Partículas*, haciéndose comparaciones en convergencia de las óptimas, tiempo de ejecución, peso de la estructura, costos de construcción, desempeño y daño estructural, entre otros aspectos
  - 4.2 Se harán experimentaciones y comparaciones considerando acero simétrico, asimétrico y solo el óptimo ISR. Todo el proceso numérico se desarrolla en MatLab, mientras que la visualización de los resultados se computariza paramétricamente en ANSYS-SpaceClaim para la mejor apreciación de la calidad de los mismos
5. Por último se formula el proceso de optimización de diseño multi-objetivo, de acuerdo al Objetivo Específico 5, tomando en cuenta el costo de construcción de las estructuras y los factores de seguridad de colapso sísmico
  - 5.1 Se harán también experimentaciones considerando acero simétrico, asimétrico y el óptimo ISR en las columnas
  - 5.2 Se hará uso del *Algoritmo Genético por No-Dominancia II* (NSGA-II), y todo el proceso numérico de diseño se desarrollará igualmente en MatLab. La apreciación de la calidad de los resultados, por otra parte, también se visualizará en ANSYS-SpaceClaim

A continuación se muestra un diagrama de flujo de esta metodología:





# Parte 2: Antecedentes y fundamentos teóricos

<b>3</b>	<b>Construcción con CR</b> .....	<b>13</b>
3.1	Introducción	
3.2	Nuevas tecnologías en en construcción de Concreto Reforzado	
3.3	Problemática en la actualidad con el uso de CR	
<b>4</b>	<b>Optimización estructural</b> .....	<b>21</b>
4.1	Resumen histórico	
4.2	Optimización en el diseño de estructuras de concreto	
4.3	Métodos de solución	
4.4	Tipos de optimización en ingeniería	
4.5	Métodos y Algoritmos de Optimización	
<b>5</b>	<b>Métodos numéricos en la ingeniería</b> .....	<b>39</b>
5.1	Métodos numéricos de raíces	
5.2	Métodos numéricos de interpolación polinomial	
5.3	Métodos con aplicación a análisis y diseño de estructuras	
<b>6</b>	<b>Diseño Estructural de CR</b> .....	<b>55</b>
6.1	Introducción al Diseño estructural	
6.2	Diseño Estructural de Estructuras de Concreto Reforzado	
6.3	Diseño por Viento de Estructuras de Concreto Reforzado	
6.4	Diseño Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado	
6.5	Diseño Estructural Basado en Desempeño	
6.6	Criterios de estructuración	
6.7	Procesos de Automatización	
<b>7</b>	<b>Mecanismos de Diseño</b> .....	<b>85</b>
7.1	Análisis y diseño de Vigas de concreto	
7.2	Análisis y diseño de columnas de concreto	
7.3	Análisis y diseño de zapatas aisladas de concreto	
7.4	Análisis y diseño de nodos	







## 3. Construcción con CR

### 3.1 Introducción

El concreto reforzado es sin duda un material que todos consideran cuando se planea construir una estructura; esta se puede usar en casi todo tipo de construcciones debido a su naturaleza misma de adaptarse fácilmente a formas y geometrías, además de otras ventajas que brinda en comparación con otros materiales como el acero y la madera, tales como su alta resistencia a la compresión por unidad de costo, resistencia a las acciones del fuego y el agua, rigidez, bajos costos de mantenimiento, entre otros aspectos. Aunque puede también presentar ciertas desventajas en comparación con los otros materiales, sin duda son pocas en relación con las ventajas que brinda. En este capítulo se expondrá de manera breve los aspectos de mayor importancia a tomar en cuenta cuando se considera construir una estructura de concreto, además de algunos importantes antecedentes que han marcado la historia del uso del concreto como material más importante hoy en día en la construcción.

#### 3.1.1 Breve reseña histórica

De manera general, el *concreto* es una mezcla de arena, grava o agregados unidos entre sí por medio de una pasta de cemento y agua. De hecho, este material se comenzó a usar desde hace siglos por los romanos, aunque con algunas diferencias en cuanto a su mezcla, ya que ellos usaban una pasta llamada *puzolana* como cemento; y de hecho algunas estructuras romanas construidas en ese entonces con este material aún siguen en pie, tales como el Panteón (terminado en el año 126 de nuestra era).

Sin embargo, estas tecnologías fueron pérdidas en la caída de Roma y retomadas hasta los siglos XVIII y XIX. A finales del siglo XVIII se descubrieron depósitos de piedra de cemento natural en Europa y América, y se comenzó nuevamente a comercializar este material y a experimentar con él. En 1824 un albañil inglés llamado Joseph Aspdin obtuvo una patente para un cemento al que llamo *portland*. Después de haber experimentado con diversos materiales en la cocina de su casa obtuvo una pasta que consistía en la mezcla de arcillas y piedra caliza pulverizada y quemada. Este extraordinario producto en polvo fino fue poco a poco adoptado por la industria de la construcción en Europa, primero como estuco y posteriormente en casas, escuelas e iglesias (McCormack, 2011). Los pioneros del uso de este material como material de construcción fueron los franceses F. Le Brun, Lambot y Monier. En 1850, Lambot construyó la primera estructura de concreto reforzado que consistía en una embarcación de concreto con una red de alambres y varillas paralelas, sin embargo, fue Monier quien obtuvo poco más tarde en 1867 la patente para la construcción de tinajas y depósitos de concreto reforzados con mallas de alambre de hierro y posteriormente para losas de pisos, arcos puentes, edificios y un sin fin de aplicaciones. Por otra parte, otro francés Coignet comenzó a desarrollar métodos básicos de diseño en esa misma época con el análisis de resistencia con la adición de agua.

Fue en 1868 cuando el cemento portland fue introducido en América, en Estados Unidos, y en 1875 se construyó el primer Edificio de concreto reforzado en Estados Unidos en PortChester, NY. A partir de 1870 un sin fin de publicaciones y patentes fueron realizadas en los próximos años, relacionados con análisis de esfuerzos en vigas y otros elementos de concreto reforzado, y la comercialización de las varillas corrugadas para su refuerzo. Para 1900-1910, el desarrollo y uso del concreto reforzado en Estados Unidos se estaba dando muy rápidamente. (McCormack, 2011)

### 3.1.2 Preferencia del uso de Concreto Reforzado

Existe mucha discusión sobre que material es mejor usar para cualquier tipo de estructura, por supuesto que la selección de cada material depende de cada proyecto en particular, analizando sus ventajas y desventajas cuidadosamente entre un material y otro. Para edificios, la altura y claros que se manejen serán factores preponderantes, así como condiciones de cimentación, códigos locales de construcción y diseño, o también consideraciones arquitectónicas. Para edificios de 4 niveles o menos, el concreto reforzado, el acero estructural y la construcción con muros de carga compiten entre sí, sin embargo, para edificios de 4 a 20 niveles, solo se suele considerar el concreto reforzado y el acero estructural. Anteriormente, para edificios de más de 20 niveles, el acero el material preferido, ya que el uso del concreto generaba estructuras muy pesadas, que influían gravemente en las cimentaciones, aunque hoy en día con el desarrollo de tecnologías de aditivos y concretos de alta resistencia, así como de sistemas constructivos de concreto reforzado y prefabricados se suele preferir en muchos casos el uso de concreto ya que las estructuras resultantes pueden competir con el uso de acero estructural, tanto en peso como en comportamiento mecánico dúctil.

También los códigos de construcción aplicables para una determinada zona o región pueden

influir en los diseños de edificaciones, algunos favorecerán al concreto reforzado y otros al acero estructural. Por otra parte, la construcción con acero se suele llevar a cabo más rápido que con concreto, aunque esto último podría ser debatible cuando de revestimientos a prueba de fuego y otros factores ambientales se trate. En cuanto a estructuras de puentes, se prefiere el uso de concreto reforzado y preesforzado cuando se tienen claros cortos o para requerimientos de alta rigidez.

### 3.1.3 Códigos de diseño aplicables

En todo el continente americano (especialmente en México y Canadá) e incluso en Europa y Asia se suele hacer referencia al *Código de Requerimientos de Construcción para el Concreto Estructural del Instituto Americano del Concreto* (American Concrete Institute ACI 318) (**ACI 318-19**) cuando se trata de edificios de se trata. Este documento trata más que nada de principios y recomendaciones para la buena práctica del diseño de concreto reforzado, como guía más que como principios de legalidad; este código efectúa cambios anuales y revisiones completas cada 3 años. Otros códigos importantes de carácter internacional son las de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO).

En México existen las *Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (NTC-17)* mismas que se aplican y a las cuales se hace bastante referencia en toda la república. Estas normas estan especialmente hechas para las condiciones de la Ciudad de Mexico cuando de diseños por sismos se refiere. Sin embargo, en los referente a diseño general de estructuras de Concreto Reforzado los lineamientos de diseños suelen ser muy parecidas o incluso iguales que los del ACI-318. Por otra parte, la *Comisión Federal de Electricidad (CFE-2015) (CFE-Sismo, 2015)* tiene especial clasificación de criterios de diseño por sismo y viento de acuerdo a la zona específica dentro de la República Mexicana.

### 3.1.4 Tipos de cemento y aditivos

De acuerdo a la Sociedad Americana para pruebas y materiales (*American Society for Testing and Materials (ASTM)*) se pueden clasificar los cementos en 5 tipos diferentes de acuerdo a las propiedades que se obtienen variando las dosificaciones. Cada tipo de cemento es recomendable usarse para ciertos casos particulares de acuerdo a las condiciones del entorno de las estructuras o proyectos y de los diseños que de estas se generen:

#### **Tipos de cemento Portland acorde a la ASTM:**

- *Tipo I:* este cemento es el más comúnmente usado en la construcción. Los concretos hechos con este cemento requieren aproximadamente de 14 días para fraguar, en este punto, las cimbras que se hayan colocado en obra ya se podrían retirar. Por otra parte, requieren de 28 días para alcanzar sus resistencias de diseño a partir de cuyo tiempo continúan ganando resistencia aunque a un ritmo menor
- *Tipo II:* este cemento que presenta menor calor de hidratación que el Tipo I con resistencia mínima ataque de sulfatos. Es recomendable para estructuras marinas y

aquellas expuestas a diversos tipos de suelos

- *Tipo III*: Este cemento produce un calor de hidratación muy alto, y puede alcanzarse el fraguado en las primeras 24 horas, así como la resistencia de diseño entre 3 a 7 días, en lugar de los 28 días requeridos para el cemento tipo I. Es ideal para concreto prefabricado y reparaciones de emergencia en edificios
- *Tipo IV*: este cemento produce concretos que disipan muy bajo calor, ideales para estructuras colosales, tales como presas o losas de cimentación, en donde internamente se genera gran calor por los procesos químicos de fraguado y endurecimiento, que puede agrietar al concreto por efectos de contracción una vez que este se enfría
- *Tipo V*: una variante especial del cemento tipo II con una mayor resistencia a altas concentraciones de sulfatos; también recomendable para estructuras marinas o expuestas a suelos

En ocasiones se requerirán de propiedades adicionales que un cemento no podrá proporcionar al concreto. Aquí entran los *aditivos* mismos que se agregan antes o durante el mezclado, y que pueden mejorar propiedades como la resistencia al congelamiento, o ayudar al desarrollo temprano de la resistencia, como lo son los *aditivos acelerantes* además de que le pueden proporcionar protección al mismo concreto y mejorar los tiempos de curado. Por otra parte, también podría ser requerido retardar los tiempos de fraguado de los concretos, aumentando su temperatura interna, para ello se emplean los *aditivos retardadores* mismos que pueden mejorar la plasticidad del concreto; estos aditivos consisten en azúcares o sus derivados, y son usados en situaciones de transporte del concreto ante demoras de tráfico o para mejorar el acabado aparente en superficies. Existen otros aditivos como los *aditivos superplastificantes* para reducir el contenido de agua en los concreto o simplemente mantener las proporciones agua-cemento, así como para incrementar sus revenimientos y producir concreto más manejables con resistencias considerablemente superiores usando la misma cantidad de cemento. (McCormack, 2011)

### 3.1.5 Propiedades del Concreto Reforzado

La proporción de acero de refuerzo al concreto mejora considerablemente las propiedades mecánicas de concreto, especialmente de su deficiencia a tensión, ya que las varillas de refuerzo tienen una resistencia de hasta 100 veces mayor a la del concreto. Debido a la adherencia que hay entre uno y otro por corrugaciones de las varillas y por adherencia química estos trabajan conjuntamente como unidad para resistir los esfuerzos aplicados de forma externa como interna por cambios de temperatura, ya que sus coeficientes de dilatación térmica son muy parecidos. El mero recubrimiento del concreto para las varillas de refuerzo le da protección a factores ambientales de fuego y corrosión.

Para medir la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) se usan cilindros de prueba a 28 días a una velocidad de carga especificada con las que se obtienen curvas de esfuerzo-deformación, mismas que se utilizan para medir otros parámetros importantes como la ductilidad y esfuerzos últimos y de ruptura. La mayoría de los concretos usados en la práctica para

aplicaciones comunes tienen resistencias de entre 3000 y 4000  $\frac{lb}{plg^2}$  (210-300  $\frac{Kg}{cm^2}$ ) mientras que para aplicaciones con concreto preesforzado se usan usualmente resistencias de entre 5000 a 7000  $\frac{lb}{plg^2}$  (350-500  $\frac{Kg}{cm^2}$ ). Sin embargo, el uso de *concretos de alta resistencia o alto desempeño* se hace cada vez más común, llegando a usar concretos en columnas inferiores de edificios altos de hasta 19,000  $\frac{lb}{plg^2}$  suministrados por empresas de concreto premezclado, e incluso se han llegado a producir en laboratorio concretos mayores a 20,000  $\frac{lb}{plg^2}$ ; a estos últimos se les designa como *concretos de super alta resistencia o súper alto desempeño* (McCormack, 2011). En general, cualquier concreto por encima de resistencias a compresión de 6000  $\frac{lb}{plg^2}$  mejoran sus propiedades también en cuanto a permeabilidad y durabilidad. Estos concretos de alta y super alta resistencia son usados no solo como columnas inferiores de edificios altos sino también para miembros precolados y preesforzados, así como para muros cortantes.

Para lograr estas altas resistencias se requiere aparte de un buen control de calidad mantener bajas proporciones de agua-cemento; para ello se usan *aditivos especiales reductores de agua* con los que se reduce esta proporción al mismo tiempo que se mantiene una buena trabajabilidad. También se suelen usar *aditivos de gas de sílice* como polvo o líquido en proporciones de entre 5 – 30% del peso del cemento que por sus pequeños diámetros con las que se conserva más agua y se genera al mismo tiempo más calor de hidratación, aunque sin embargo, se reduce la trabajabilidad del concreto y entonces es requerido agregar *aditivos plastificadores*. Otra opción viable para obtener altas resistencias es la adición de polímeros orgánicos reemplazando una parte del cemento como aglutinante.

El concreto no tiene una resistencia a la fluencia plástica definida, sino que sus curvas esfuerzo-deformación se comportan suavemente hasta sus puntos de ruptura a deformaciones unitarias de entre 0.003 – 0.004. El **ACI 318** considera deformaciones unitarias de falla de 0.003 para sus mecanismos de diseño, al igual que las normativas de México, mientras que otros códigos como el Eurocódigo consideran deformaciones unitarias de 0.002 para columnas y vigas, y 0.0035 para columnas con carga excéntrica.

### 3.1.6 Acero de refuerzo

De manera común, se suele añadir acero de refuerzo a los elementos de concreto en forma de varillado corrugado o liso, así como mallas soldadas de alamabre. Como ya se comentó anteriormente las varillas corrugadas proporcionan mayor adherencia entre el concreto y el acero de modo que trabajen mejor en conjunto como material compuesto y se usan en todo tipo de elementos de concreto. Por otra parte, las mallas se usan más para losas, cascarones y pavimentos, mientras que las varillas lisas se usan raramente en columnas, especialmente para rodear a las corrugadas como complemento de refuerzo.

Actualmente todas las varillas son redondas y se identifican por su diámetro en octavos de pulgada ( $\frac{3}{8}$ ,  $\frac{4}{8}$  y así sucesivamente). Usualmente es común encontrar varillas desde el #3 – #12, e incluso #14 y #18 más sin embargo, es cuestión de asegurarse cuales están disponibles en el

mercado o si habría que mandar hacerlas especialmente.

También se suelen clasificar las varillas corrugadas por su *Grado*, mismo que específica su punto de fluencia (Grado 50- $50,000 \frac{lb}{plg^2}$ , Grado 60- $60,000 \frac{lb}{plg^2}$ ). Las varillas de Grado 42 son las más comúnmente usadas en México (NTC-17), mientras que en EU se usan más las de Grado 60 (McCormack, 2011). La ASTM designa los grados como ASTM A50, ASTM A60, etc., según corresponda su grado y esta designación esta enmarcada en cada varilla. En México también se usa esta designación al ser un mercado que depende mucho del mercado de EU, y aunque en México se manejan unidades en el SI, los valores comúnmente usados de resistencias en la industria son únicamente conversiones aproximadas o casi equivalentes de los tamaños aquí mencionados.

Se han establecido límites superiores de Grado 80 en cuanto a su uso para el diseño de concreto reforzado, debido a que los aceros con resistencias a la fluencia mayores que  $80,000 \frac{lb}{plg^2}$  tienen una deformación unitaria última muy parecida a la del concreto en compresión, por lo que en caso de usar Grados adicionales se deberían proporcionar otras restricciones de diseño. En estructuras de gran altura es donde se suelen usar Grados mayores de 60 junto con concretos de alta resistencia, esto para garantizar columnas más pequeñas y más espacio de piso rentable, generando al mismo tiempo menores dimensiones de cimentación.

## 3.2 Nuevas tecnologías en en construcción de Concreto Reforzado

### 3.2.1 Concretos reforzados con fibras

Actualmente, aparte de las varillas y estribos de refuerzo, se pueden reforzar los elementos con refuerzos en fibras, sean estas hechas de acero mismo, plásticos, vidrio y otros materiales. Estas fibras se agregan usualmente en porcentajes de 1 – 2% el volumen de elemento de concreto. Las ventajas que se obtienen con la adición de fibras en comparación con varillas es más que nada la firmeza y mayor resistencia al agrietamiento e impacto, además de que reduce su fragilidad y proporciona más resistencia no solo en una dirección sino en todas. Los concreto reforzados con fibras de acero se suelen usar en estructuras tipo cascaron, pavimentos y cubiertas, no tanto en edificaciones ya que los costos pueden aumentar considerablemente. Las fibras se suelen usar en longitudes de  $0.25 - 3plg$  con diámetros de  $0.01 - 0.03plg$ , y al igual que las varillas corrugadas estas se pueden doblar en ganchos o torcer para garantizar mejor adherencia con el concreto (McCormack, 2011).

## 3.3 Problemática en la actualidad con el uso de CR

En la actualidad la humanidad se enfrenta cada año a nuevos retos, ya sea por la economía de cada país o por el mismo deterioro ambiental o calentamiento global, y ciertamente es requerido cambiar radicalmente la forma en que se construye si es que de verdad se quiere encontrar soluciones. La práctica de la optimización en la ingeniería es un buen punto de partida y el uso desmedido de acero de refuerzo un excelente ejemplo de aplicación, pues tal

problema original sobre explotación de recursos y emisiones contaminantes que favorecen el calentamiento global, del mismo modo que desfavorecen la disposición de recursos naturales de las próximas generaciones.

Tan solo desde el punto de vista ambiental, en la construcción la tecnología del concreto armado se antepone a filosofías de sustentabilidad; la manipulación de aceros de construcción ASTM A615 (barras lisas y corrugadas) en forma desmedida desde la concepción de los diseños de refuerzos previos hasta su empleo en la construcción origina altos grados de desperdicios de acero, por efectos de cortes, doblados ineficientes, o simplemente por una falta de diseño óptimo de este en las estructuras, tal que cumpla con todas las restricciones de eficiencia estructural al mismo tiempo que se use el mínimo posible. (Castro, 2010)

### 3.3.1 Panorama general del acero en México

Desde el punto de vista económico en México, tan solo en 2020 (CANACERO, 2020) se importaron aproximadamente 10.1 millones de toneladas de productos terminados y solo se exportaron 3.8 millones de toneladas de los 20.2 millones producidas y 28.5 millones de toneladas consumidas. Por cada tonelada que se produjo, se emitió 1.11 toneladas de  $CO_2$  a la atmósfera. De todo ese acero consumido, aproximadamente entre el 61 % y el 65 % va destiando a la Industria de la Construcción (Seale & Associates, 2019)

#### El acero de refuerzo en la industria de la construcción

En obras de concreto armado, se generan entre el 7 % al 27 % de desperdicios de aceros ASTM A615. Según la *Cámara Mexicana de la Industria de la Construcción* (CMIC, 2018) las varillas de refuerzo muestran un mayor incremento en el costo por año que ningún otro insumo en la industria de la construcción. **Figura 3.3.1.**

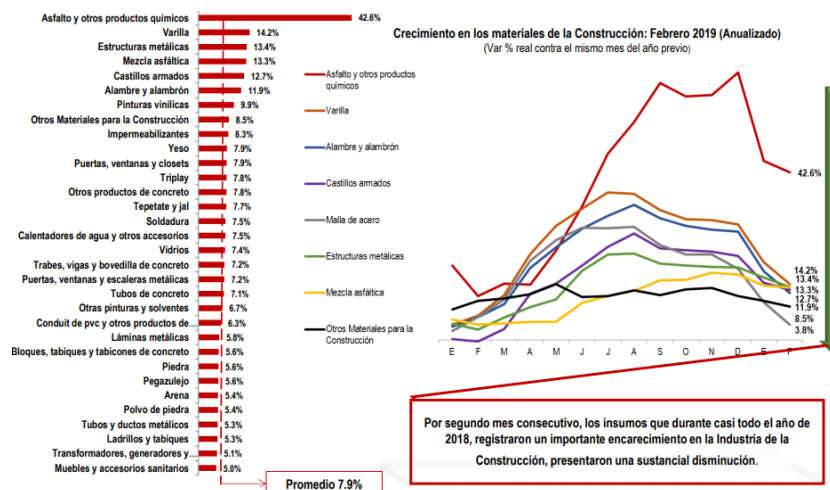


Figura 3.3.1: Incremento anual en los precios en las varillas de refuerzo en la industria de la construcción 2018. (CMIC, 2018)







## 4. Optimización estructural

### 4.1 Resumen histórico

En el siglo XV surge el primer trabajo destacable sobre optimización relacionado precisamente sobre estructuras por Galileo Galilei en 1638, en el cual se discutía sobre la forma óptima de una viga en voladizo con una carga puntual en su extremo libre. Pocos años después Leibniz (1646-1716) desarrolla el cálculo infinitesimal y Lagrange (1736-1813) el cálculo de variaciones, para así sentar las bases de la optimización de funciones moderna. Posteriormente Hamilton (1808-1865) formula el principio de acción mínima.

Es hasta 1952 cuando Gerard y Sankey establecen las Técnicas Intuitivas basadas en los estudios anteriores, las cuales suponen que el diseño óptimo de peso mínimo es aquel en el todos los modos de fallo de la estructura ocurren simultáneamente. Es entonces, cuando Klein en 1955 plantea el primer problema generalizado de optimización estructural como un problema estándar de programación no-lineal, señalando la diferencia entre la localización geométrica de la solución entre los problemas lineales y no-lineales. En 1958, Pearson (**Pearson, 1958**) es el primero que desarrolla un método que obtiene sumltáneamente el óptimo estructural y su mecanismo de colapso empleando un generador de números aleatorios para variar los elementos redundantes hasta alcanzar soluciones óptimas, advirtiendo que solo las estructuras estáticamente determinadas carecen de barras con secciones nulas.

Sin embargo, como estos métodos solo eran aplicables para estructuras estáticamente determinadas y con muchas barras, no resultaban del todo prácticos. Fue en las décadas de los 60's y 70's cuando se empezaron a cuestionar estas investigaciones y métodos desarrollados,

y gracias a la comercialización de las computadoras que inicio masivamente en esa época, esta noción de computarización era cada vez más divulgada y conocida por la sociedad de ingeniería y ciencia lo que llevó al desarrollo de nuevas investigaciones, métodos y programas con enfoque numérico computacional referente al análisis, diseño y optimización de estructuras, obteniendo mejores resultados, de forma más rapida, económica y segura, con trabajos como (Prager & Rozvany, 1976) o (Rozvany, 1976) cuyos trabajos representan la primera aproximación a la modificación de la distribución de las estructuras y sirvieron para el desarrollo de los trabajos posteriores de programación matemática (Sánchez, 2012), cuyos métodos se desarrollaron en esa misma década y de los cuales se hablará más adelante.

En esa misma década de los 70's, una nueva área científica llamada *Inteligencia Artificial* surgió (Holland, 1975), con una de sus líneas más relevantes como son los Algoritmos Genéticos basados en los principios de selección natural de Charles Darwin. En la actualidad este método se aplica no solo en la Ingeniería Estructural sino en muchas otras áreas del conocimiento por su fácil aplicación y excelentes resultados.

## 4.2 Optimización en el diseño de estructuras de concreto

En la actualidad cada vez es más requerido el empleo de métodos computacionales y algoritmos de optimización para el diseño en la ingeniería con el fin de usar los menores recursos posibles cumpliendo de la mejor manera las demandas requeridas en servicio, economía y sustentabilidad Fig. 4.2.1, Fig. 4.2.2. Además, esta práctica proporciona un excelente punto de partida para dar solución a muchas problemáticas en las industrias relacionadas con procesos de análisis o diseño que requieren de gran tiempo de ejecución que a su vez emplea capital y recursos humanos para la misma, los cuales se podrían ahorrar para enfocarse en otros aspectos y problemáticas no menos relevantes de una organización o empresa.

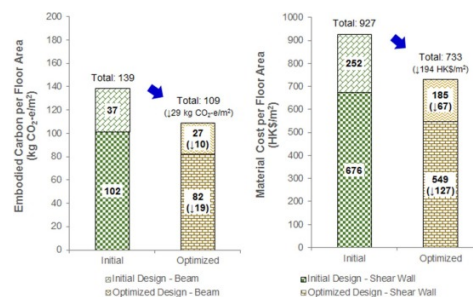


Figura 4.2.1: Esta figura muestra los ahorros en emisiones de carbón y costos de materiales para diferentes tipos de estructuras en una edificación antes y después de haberse llevado a cabo una optimización estructural. Se ha demostrado que las emisiones de carbón y costos de materiales de edificaciones se han reducido hasta 18 a 24% (Gan et al., 2019).

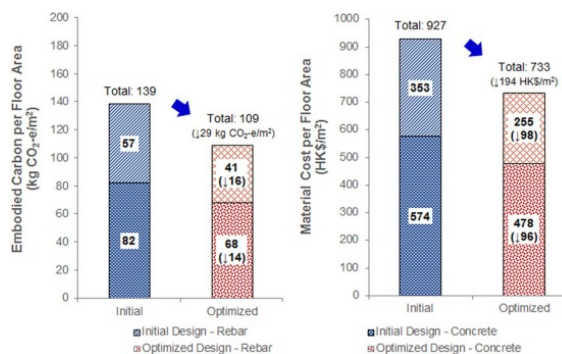


Figura 4.2.2: Esta figura muestra los ahorros en emisiones de carbón referente a acero de refuerzo y concreto en  $\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$  en una edificación antes y después de haberse llevado a cabo una optimización estructural. (Gan et al., 2019).

En el diseño de edificaciones de concreto reforzado se encuentran una gran cantidad de variables y aspectos involucrados a tomar en cuenta en el momento de la planeación y diseño, hablé de comportamiento y variantes de modelos de análisis, en factores de seguridad y servicio, en fabricación (materiales) y en la misma ejecución de la construcción de las estructuras. Es por ello que el diseño de edificaciones y estructuras de concreto será siempre un tema de innovación e investigación en una multitud de aspectos, y específicamente hablando de diseños óptimos que tanto se requiere por la particularidad de la influencia de los materiales empleados en sustentabilidad ambiental y económica.

Hablando de edificaciones de concreto reforzado, en general, se requiere de minuciosas evaluaciones tanto del mismo concreto, como del refuerzo y de la estructura compuesta en general. Se suelen llevar a cabo análisis de umbrales de daño, análisis estáticos no-lineales (“pushover”), simulaciones y modelados ante distintas configuraciones topológicas de la edificaciones ya sea por los requerimientos arquitectónicos o de sistema estructural, que conllevan el empleo de muchos recursos (tiempo, personal, tecnología, etc.), que al final afecta a una economía de una o diversas organizaciones relacionadas con el proyecto; un aspecto que pueden definir el grado de precisión con que se diseña y analiza una estructura.

De manera específica, referente a desarrollos de algoritmos y modelos matemáticos y numéricos de optimización de aplicación a ingeniería estructural se ha creado ya basta investigación en cuánto a optimización de estructuras de concreto reforzado, en todos aspectos relacionados con análisis o diseño, tanto para elementos en particular como lo son vigas, trabes y columnas o cimentaciones Fig. 4.2.4, (véase (Luévanos et al., 2007), (Luévanos et al., 2017)), enfocándose en casos especiales de optimización (ductilidad, resistencia, deformaciones, etc.) para cada elemento, demostrando la gran influencia que tiene la mera configuración geométrica de varillado de refuerzo en la eficiencia mecánica de un elemento estructural (Verduzco et al., 2021), aunque también para el diseño de marcos o complejos estructurales en general, incluyendo análisis de todo tipo, con o sin Interacción Suelo Estructura (Negrín & Chagoyén, 2019), análisis elasto-plásticos y/o dinámicos, enfocándose tanto

en la optimización de peso total de la estructura, desplazamientos, costo, (véase (Leyva et al., 2018)) emisiones CO<sub>2</sub>, (véase (Gan et al., 2019)), entre otros aspectos. En general, al tratarse de complejos estructurales completos, la mayoría de las investigaciones dejan a un lado la optimización propia del acero de refuerzo para cada elemento que lo compone (véase (Ashwini & Vijaykumar, 2016)), tomando en cuenta simplemente un cierto porcentaje de acero recomendable basado en códigos y especificaciones regionales para sus procesos (véase (Afzal et al., 2020)). La siguiente figura Fig. 4.2.3 resume las tendencias de investigación en las estructuras de concreto reforzado.

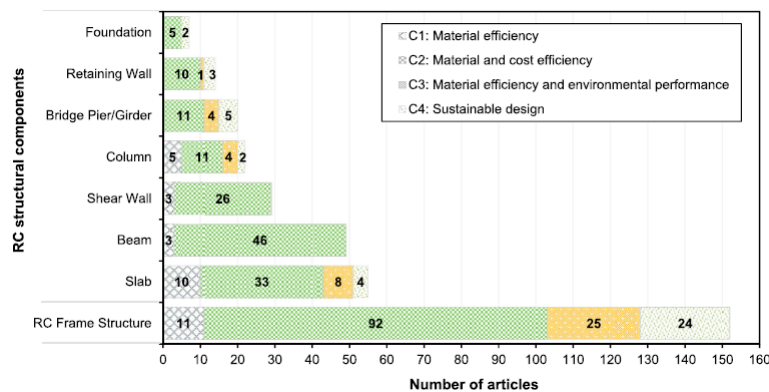


Figura 4.2.3: Tendencias de investigación desde la década de los 70's de diferentes tipos de estructuras y elementos de concreto reforzado. (Afzal et al., 2020)

En general, los algoritmos meta-heurísticos son los que más se emplean hoy en día Fig. 4.2.5 (véase (Afshari et al., 2019)) para formular procesos de optimización en estructuras, tanto a nivel local (para cada elemento) como global (para todo un complejo estructural). Se han usado para todo tipo de casos de análisis en complejos estructurales, ya sea simplemente cambiando la morfología de los elementos a partir de la respuesta de la estructura ante dichos cambios (Mejía & Orozco, 2019) (Optimización de forma), para la minimización del peso y costo, o también enfocándose en la topología misma de la estructura (Sánchez, 2012) y la configuración y disposición de sus elementos para maximizar la rigidez y la correcta distribución de esfuerzos (Optimización topológica), la cual se considera la más complicada de los problemas de optimización de estructuras (Sharafi et al., 2013), sin embargo, es con la que mejores resultados se pueden obtener a comparación de optimización de geometría de secciones transversales.

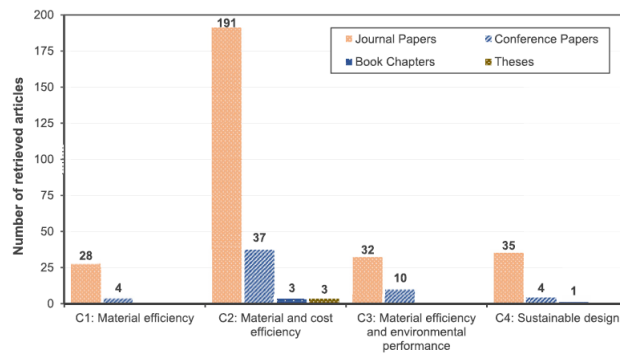


Figura 4.2.4: Tendencias de investigación desde la década de los 70's en el área de optimización estructural de concreto reforzado. (Afzal et al., 2020)

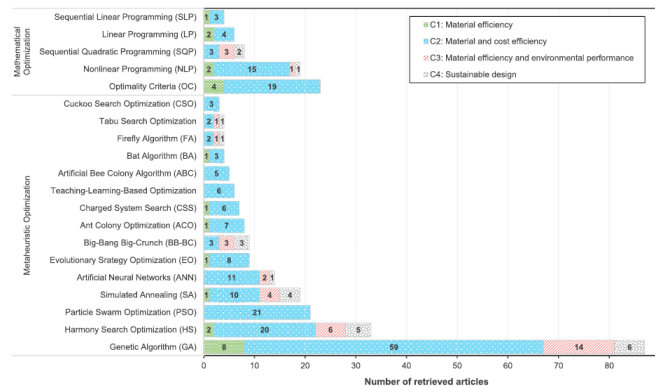


Figura 4.2.5: Tendencias de uso de métodos de optimización en la investigación de optimización estructural de concreto reforzado desde la década de los 70's. (Afzal et al., 2020)

### 4.3 Métodos de solución

De manera de resumen se mencionan a continuación los diferentes métodos de optimización de estructuras, divididos en dos grupos: programación matemática y métodos heurísticos o meta-heurísticos.

De manera general, los problemas de optimización se pueden clasificar en problemas que involucran solamente variables continuas y en problemas con variables continuas y discretas (o solamente discretas). Los principales problemas de optimización con variables continuas incluyen la *Programación lineal* y la *Programación no lineal*. En el caso de programación no lineal hay dos distinciones a tomar en cuenta. La primera es si el problema no lineal es convexo y la segunda es si el problema es diferenciable.

### 4.3.1 Programación lineal

Si tanto la función objetivo como las restricciones son lineales entonces el problema tiene la estructura siguiente (4.1):

$$\begin{cases} \min : z = c^T x \\ \text{s.a.} Ax \leq b \\ x \geq 0 \end{cases} \quad (4.1)$$

El método estándar para resolver es el *método simplex*, desarrollado por Dantzing en los 1940's (**Dantzig, 1963**). Con las mejoras que se le han hecho a este método con el empleo de las computadoras, en la actualidad se pueden resolver de forma cotidiana problemas de más de 100000 restricciones y un millón de variables.

### 4.3.2 Programación no lineal

Un problema de programación no lineal (NLP) toma la siguiente forma (4.2):

$$\begin{cases} \min : f(x_j) & j = 1, 2, \dots, n \\ \text{s.a.} g_i(x_j) \leq b_i & i = 1, 2, \dots, m \end{cases} \quad (4.2)$$

Estos problemas se pueden resolver aplicando el *método de Newton*, el *método de penalidad* (*penalty method*), *método de bisección*, entre otros.

Existen variaciones entre estos dos tipos de optimización lineal y no lineal, como lo son *programación lineal mixta (MILP)* y *programación no lineal con variables enteras y continuas*.

### 4.3.3 Optimización clásica o programación matemática

La optimización clásica, o también llamada programación matemática tiene una larga historia, envolviendo tanto métodos analíticos como numéricos y en la cual se encuentra la programación no lineal. Estos métodos de optimización se pueden dividir varias categorías ya sea que sean **con restricciones** o **sin restricciones**, también si se trata de problemas de **optimización continua** o de **optimización diferenciable**. (**Wahde, 2008**)

#### Limitación de la optimización clásica

Bien se sabe, de cálculo básico que el óptimo local (máximo o mínimo) de una función ocurren en puntos críticos o donde la derivada de la función es igual a 0, también conocidos como **puntos estacionarios** o en puntos de la función donde la derivada no existe.

A no ser que se trate de una **función convexa** cuando se encuentra un óptimo local en optimización uno no puede saber si tal punto es también un óptimo global. De modo que para determinar con métodos de optimización clásica el punto óptimo global de una función, se debe saber si tal función es convexa hacia arriba o hacia abajo mediante su Hessiano, ya que a

tráves de éste se puede comprobar que si una función es convexa, cualquier optimo local es también un óptimo global. (Wahde, 2008)

Métodos de optimización clásica tales como *Método de penalidad*, *Método de Newton* o *Newton-Raphson*, *Método de bisección*, *Método de Gradiente Descendiente*, entre otros, pueden ser aplicados a una gran variedad de problemas de optimización, de manera particular, si se sabe que un problema de optimización es convexo, optimización clásica es generalmente la mejor alternativa. Sin embargo, ya que como se mencionó, tales métodos únicamente encuentran puntos estacionarios en una función (a no ser que se trate de una función convexa), además de que se pueden volver inapropiados para ciertos problemas, hablando por ejemplo, de problemas de muchas variables, o incluso aquellos cuyo número de variables varía durante la optimización, ó refiriéndose al *Método de Newton* y *Gradiente* descendiente para funciones objetivo que no son diferenciables. (Wahde, 2008)

#### 4.3.4 Optimización global

Los algoritmos para este tipo de optimización surgen ante las limitaciones de la programación matemática, ya que solo pueden garantizar un óptimo local al problema y en algunos casos muchas de las implementaciones no son siquiera capaces de encontrar un punto factible.

Los métodos de optimización global se pueden clasificar en estocásticos y deterministas que a su vez se pueden dividir en métodos heurísticos y meta-heurísticos. En este proyecto se emplearon dos de ellos, los *Algoritmos Genéticos de optimización* y *Optimización por Enjambres de partículas*.

#### Técnicas heurísticas y meta-heurísticas

Estas técnicas, a diferencia de las de optimización tradicional, no siguen métodos o reglas preestablecidas de búsqueda, sin embargo, son capaces de proporcionar soluciones buenas en un periodo de tiempo razonablemente corto. Estos métodos son de aplicación cuando no existe un algoritmo específico y determinístico para la resolución del problema que asegure la obtención del óptimo absoluto.

Como su nombre lo indica, *meta* se refiere a *más allá* o *de otro nivel*; estos algoritmos usan algún tipo de búsqueda via aleatoria, lo que genera posibilidades diversas de soluciones evitando así el estancamiento en soluciones óptimas locales (Hossein et al., 2013). Se basan en procesos de la naturaleza por su carácter también de cierto modo aleatorio y probabilístico. En el área de la optimización de estructuras destacan las siguientes:

**Metaheurísticas más comunes en la optimización estructural:**

- Algoritmos basados en fenómenos biológicos:
  1. Algoritmos Evolutivos
    - Algoritmos Genéticos
  2. Algoritmos por Enjambres
    - Algoritmos por Enjambre de Partículas
    - Algoritmo de Moscas
    - Algoritmos de Colonización de Hormigas
    - Algoritmos de Abejas
- Algoritmos basados en fenómenos físicos
  - Algoritmo de Recocido Simulado
- Algoritmos basados en fenómenos astronómicos
  - Algoritmo Big-Bang

## 4.4 Tipos de optimización en ingeniería

El hablar de optimización en la ingeniería usualmente se refiere a configuraciones geométricas de cuerpos o estructuras tales que se minimice o maximice una función objetivo cumpliendo simultáneamente con ciertas condiciones o restricciones como pueden ser también geométricas, aunque también de servicio o del mismo costo como se ha mencionado en capítulos anteriores.

En general, para dar solución a estos problemas se puede plantear la optimización de dos maneras: *optimización de forma* o *optimización de la topología*.

### 4.4.1 Optimización de forma

Este tipo de optimización consiste en modificar la geometría del dominio preservando su topología, es decir, sin crear huecos o cavidades en su interior. El principal inconveniente de este tipo de optimización es que solo permite cambios en la frontera del dominio, limitando su campo de aplicación.

### 4.4.2 Optimización de la topología

Este tipo de optimización, por otra parte, permite tener un mejor control del dominio de la geometría, permitiendo obtener una configuración geométrica deseada partiendo de una morfología inicial distante de la óptima. Los métodos más utilizados para este tipo de optimización son los de *homogenización*, los cuales caracterizan la topología a través de su densidad, identificando huecos como regiones de densidad nula, creando una distribución ficticia del material requiriendo integrar filtros para obtener un resultado útil ingenieril.



### 4.4.3 Planteamiento de un problema de optimización

En las etapas más tempranas del diseño de un proyecto de construcción correspondiente a las de diseño y planeación, es preciso tomar en cuenta tantas variables y factores que influirán en el proyecto como sea posible, analizarlos y entenderlos; tomando por ejemplo, eficiencia, costos de construcción, costos de operación, calidad y comodidad, sustentabilidad, entre muchos otros factores. La complejidad en el diseño dependerá de que tantos de estos factores se tomen en consideración, para generar no solo una, sino toda una familia de potenciales soluciones viables. En la mayoría de los proyectos, estas variables a tomar en cuenta en un diseño estarán en oposición uno contra otro, de modo que el proceso de toma de decisiones será de manera continua con base en los escenarios de soluciones generados, y un tanto de manera subjetiva al hacer los compromisos necesarios para dar importancia a unos factores por encima de otros. Esto se lleva a cabo de una mejor manera con el apoyo de herramientas computacionales y software.

En resumen, un proceso de optimización en el diseño estructural es un paradigma multicriterio y de múltiples soluciones a evaluar para la mejor toma de decisiones concerniente al diseño conceptual de una estructura.

El como plantear un problema optimización constituye la esencia de todo el proceso de análisis. El propósito principal consiste en minimizar o maximizar una o varias funciones objetivo, a partir de un conjunto de valores de las variables de diseño tal que se cumplan con las series de restricciones impuestas por la naturaleza misma del problema. Por ejemplo en el diseño de estructuras de concreto reforzado, es lo más común que se quiera minimizar el peso de esta (que esta relacionada íntimamente con el costo), al mismo tiempo que se cumpla con los requerimiento de rigidez de la misma ante deflexiones laterales por sismo o viento por ejemplo. Las variables usualmente en juego son las dimensiones de las secciones transversales de los elementos (variables o constantes en su longitud), el material a emplear (concreto y acero) e incluso la ubicación de los elementos en el dominio del proyecto tal que se tengan menos como sea posible para minimizar los costos y cumplir mejor con las demandas arquitectónicas.

#### Optimización Mono-objetivo

El propósito principal de una optimización mono-objetivo es obtener un conjunto de valores de las variables de diseño que haga mínima a una y solo una función objetivo, y cumpla una serie de restricciones que dependen de dichas variables. Esta función objetivo puede enfocarse en una sola característica a optimizar como puede ser el peso de la estructura, el coste económico, la duración, rigidez, etc.

El diseño de estructuras requiere además que estas posean ciertas propiedades de resistencia o resonancia que restrinjan el espacio de soluciones posibles

Se suele expresar de forma matemática un problema de optimización en el que se pretenda minimizar una función  $F = f(x)$  sujeta a (4.3):

$$\begin{cases} g_i(x) \geq 0 & i = 1, 2, \dots, m \\ x_j^L \leq x_j \leq x_j^U & j = 1, 2, \dots, k \end{cases} \quad (4.3)$$

Donde:  $F$  es la característica a optimizar (peso, rigidez, costo, etc.),  $x$  es el conjunto de variables de diseño formado por el material, la sección transversal, longitud, posición, etc.,  $k$  es el número de variables de diseño,  $g_i(x)$  es una de las restricciones de diseño,  $m$  es el número total de restricciones de diseño,  $x_j^L, x_j^U$  son los límites inferior y superior de la variable de diseño  $j$ .

### Optimización multi-objetivo

Un problema de optimización multi-objetivo puede formularse matemáticamente como (4.4):

$$F(x) = (f_1(x), \dots, f_m(x)) = \begin{cases} S.L. x \in \chi \\ x = [x_1, \dots, x_n] \\ g_i \leq 0, i = 1, 2, \dots, q, \\ h_j(x) = 0, j = 1, 2, \dots, r \end{cases} \quad (4.4)$$

Donde  $\chi$  es el espacio de decisión o variables de decisión y  $R^m$  es el espacio objetivo con  $m$  funciones objetivo,  $i = 1, \dots, q, j = 1, \dots, r$  son las funciones de restricción, y  $f_1(x), \dots, f_2(x)$  son las funciones objetivo.

A diferencia de un problema mono-objetivo en donde la comparación para determinar si una solución es mejor que otra se hace directamente con  $f(x_1) > f(x_2)$ , en un problema Multi-objetivo se hace referencia al término **dominancia**, bajo el cual, se comparan los valores resultantes de cada función objetivo de una generación o iteración con respecto a las anteriores de acuerdo a la formulación del problema y las preferencias de decisión para crear una familia de soluciones no-dominantes también llamada como **Fronte de Pareto** (ver **Fig. 4.4.1**).

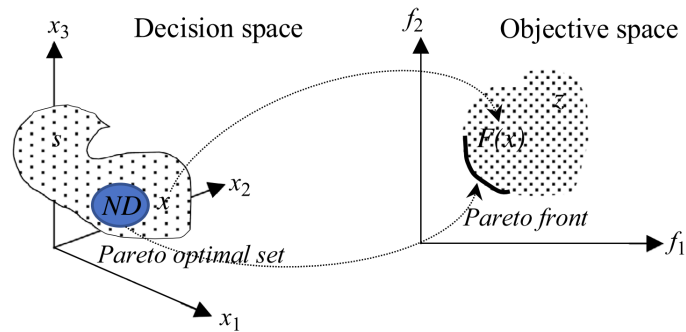


Figura 4.4.1: Mapeo de una familia óptima de Pareto-espacio decisión (izq) y un frente de Pareto-espacio objetivo (der). (Zhou et al., 2011)

Para definir propiamente la forma en que los diferentes vectores  $f(x)$  se compararán para las diferentes soluciones  $x$  es requerido establecer el espacio objetivo propiamente **Fig. 4.4.2**:

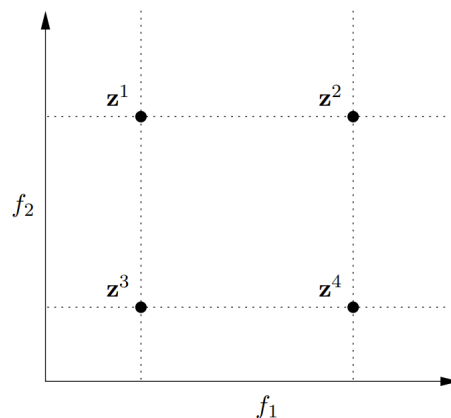


Figura 4.4.2: Ilustración del concepto de dominancia de Pareto (Coello et al., 2007)

De **Fig. 4.4.2** se puede decir que el vector  $z^3$  es el no-dominado (tomando en cuenta que las funciones objetivo se quieren minimizar) expresándose matemáticamente como  $z^3 \prec (z^1, z^2, z^4)$ . La dominancia de Pareto es la más común de las preferencias de relación en optimización multiobjetivo, aunque hay muchas otras opciones (Coello et al., 2007).

## 4.5 Métodos y Algoritmos de Optimización

### 4.5.1 Métodos Clásicos de Optimización

#### Método de Gradiente Descendente de mayor Inclinación

Todos los algoritmos para optimización no-restringida basados en gradiente se pueden formular como sigue; empezando con un número de iteración  $k = 0$  y empezando del punto  $x_k$ .

1. **Probar convergencia:** Si las condiciones de convergencia se satisfacen, entonces se puede parar el proceso, y  $x_k$  es la solución
2. **Computar la dirección de búsqueda:** Computar el vector  $\rho_k$  que define la dirección en el espacio  $dimension - n$  sobre el cuál se hace la búsqueda
3. **Computar la longitud de paso *step - length*:** Encontrar un escalar positivo  $\alpha_k$  tal que  $f(x_k + \alpha_k \rho_k) < f(x_k)$
4. **Actualizar las variables de diseño:** Hacer  $x_{k+1} = x_k + \alpha_k \rho_k$ ,  $k = k + 1$  y volver al paso 1

En general, hay dos tipo de sub-problemas en este tipos de algoritmo para cada iteración subsecuente: sea computando el vector de dirección de búsqueda  $\rho_k$  o encontrando el tamaño de paso (controlado por  $\alpha_k$ ). La diferencia entre los diferentes tipos de algoritmos basados en gradientes radica en el método a utilizar para computar la dirección de búsqueda. A continuación se presenta el algoritmo para el Método de Gradiente Descendiente de más Inclinación

---

**Algoritmo 1:** Proceso General Algorítmico para el Método de Optimización de Gradiente Descendiente de más Inclinación

---

**INICIO**

**for** Nmodels=1:nm

$t_k = initial \rightarrow t_0$

Compute  $f(initial \rightarrow t) = f(t_k)$

**While**  $f(t_k) > rango_{sup}$  **or**  $f(t_k) < rango_{inf}$

  Compute  $g(t_k) = \nabla f(t_k)$

  Compute search direction  $p_k$

**if**  $f(t_k) < rango_{inf}$

$p_k = 1$

**else if**  $f(t_k) > rango_{sup}$

$p_k = -1$

**End if**

  Update the current  $t_{k+1} = t_k + \alpha_k(p_k)$

$\alpha_k = -\frac{g(x_k)}{\|g(x_k)\|}$

  Compute  $f(t_{k+1})$

$k=k+1$ ;

**End While**

$t_{final} = t_k$

$f_{final} = f(t_k)$

**End for**

**FIN**

---

## 4.5.2 Algoritmos Meta-heurísticos Evolutivos

La computación evolutiva nace ante la necesidad de cubrir los invoncientes y limita-

ciones de los métodos más tradicionales como los de optimización clásica *Newton Raphson*, *Penalty method*, etc. en los que se requiere de una función continua derivable para poder aplicarse optimización. El obtener una función objetivo continua derivable en la optimización de estructuras no siempre es posible.

El primer Algoritmo Evolutivo desarrollado fue el *Algoritmo genético*, desarrollado a mediados de los 60's y 70's por un conjunto de investigadores, entre los que destaca (**Holland, 1975**), quien fue el que llamó a esos algoritmos por ese término.

### Algoritmos Genéticos (GA)

Estos algoritmos están basados en los procesos evolutivos en la genética de las especies acorde a la **teoría de Darwin de la evolución**.

Al rango de valores permitidos para las variables en juego se le conoce como **espacio de búsqueda**. Para poder aplicar un algoritmo genético, las variables deberán estar codificadas en cadenas de dígitos referidos como  **cromosomas**. A estos dígitos que constituyen al cromosoma se les llama genes. Estos genes se deben de codificar con un cierto **esquema de codificación** como podría ser un **esquema de codificación binario**. (**Holland, 1975**)

Cuando un algoritmo se inicializa, se crea una **población** de  $N$  cromosomas asignandoles valores aleatorios de 0 y 1, a estos cromosomas primeramente formados se les llamará de primera **generación**. Es después de esta inicialización cuando se deben decodificar los cromosomas.

Una forma simple de implementar la codificación binaria consiste en dividir la longitud  $m$  de cada cromosoma en  $n$  partes iguales, y considerando cada parte como un número binario que puede ser luego transformado a un número decimal representando la variable en cuestión. De modo que dependiendo del número de variables, le corresponderá un número de partes del cromosoma a codificar para asignar un número decimal a cada variable. Por ejemplo, para una función de 2 variables a maximizar, con  $N$  cadenas de cromosomas de 20 partes cada una, le corresponderá a cada variable una codificación de 10 ( $\frac{20}{2}$ ) partes para asignarle un valor. (**Holland, 1975**)

Este valor es asignado a cada variable siguiendo la siguiente fórmula (4.5):

$$x_i = \sum_{j=1}^{\frac{m}{n}} (2^{-j} g_{j+(i)(\frac{m}{n})}) \quad (4.5)$$

Una vez que se crean los valores de cada variable, se evalúa la función o **individuo** para asignarle un **valor de aptitud** que puede ser usado luego para seleccionar individuos para su reproducción.

El proceso de selección de los individuos para las siguientes generaciones se lleva a cabo de manera aleatoria en cierta medida, más no de manera determinística, es decir, evitando seleccionar siempre los individuos más adaptados, partiendo desde el punto en que los genes de los cromosomas se crean de manera también aleatoria, ya que en algunos casos el individuo menos adaptado podría contener una secuencia de genes que podrían generar un individuo altamente adaptado cuando se combine con material genético de otro individuo (asumiendo que **reproducción sexual** tenga lugar).

Para llevar a cabo el proceso de **reproducción sexual** los individuos se seleccionan en pares (con el proceso aleatorio introducido arriba), llevándose a cabo un procedimiento simple de combinar el material genético de los dos individuos conocido como **cruce** que consiste en cortar el cromosoma en un **punto de cruce** aleatorio para luego ensamblar la primera parte del primer cromosoma con la segunda parte del segundo cromosoma, y viceversa.

El siguiente procedimiento es **mutación**, que es básicamente proveer material nuevo para seguir trabajando. Este proceso es llevado a cabo intercambiando de manera aleatoria genes de cada cromosoma que justo haya sido generado mediante **cruce**. Generalmente, las mutaciones se llevan a cabo gen por gen con una prestablecida **probabilidad de mutación**  $p_{mut}$ . Prácticamente lo que se hace es generar para cada gen un número aleatorio real  $r$  entre  $[0, 1]$  y mutar el gen solo si  $r < p_{mut}$ .

El paso final es **reemplazo**, que consiste básicamente en reemplazar la nueva población creada después de **cruce** y **mutación** con la anterior para seguir creando nuevas generaciones hasta que una solución satisfactoria sea alcanzada. A continuación se presenta el proceso algorítmico en pseudo-código **Algoritmo 2**:

---

**Algoritmo 2:** Algoritmo Genético

---

- 1.- **Inicializar población** de manera aleatoria a partir de la creación de N cromosomas (cadenas de dígitos binarios) que representen cada uno a un individuo.
  - 2.- Forma la siguiente generación
    - 2.1.- **Evaluar los individuos** de esta primera generación en la función objetivo mediante la decodificación de los cromosomas a sus correspondientes variables para asignarle a cada individuo un valor de aptitud
    - 2.2.- **Seleccionar un par de individuos** de la generación ya evaluada tal que los individuos con un valor de aptitud mayor tengan mayor probabilidad de ser seleccionados
    - 2.3.- Generar un nuevo cromosoma a partir del **cruce** de los dos cromosomas (individuos) previamente seleccionados
    - 2.4.- **Mutar el cromosoma**
    - 2.5.- Repetir los pasos 2.1 a 2.4 hasta que N nuevos individuos sean generados para reemplazarlos en las nuevas generaciones venideras
  - 3.- Regresar al paso 2 hasta que un criterio de convergencia o terminación se haya alcanzado
- 

**Algoritmo Genético por Acomodo de No-Dominancia II (NSGA-II)**

Debido a su mera naturaleza basada en poblaciones, los algoritmos evolutivos son de los más usados para problemas multi-objetivo de optimización, ya que esta característica puede permitir generar bastantes elementos de un óptimo de Pareto en una sola iteración, siendo incluso menos susceptibles a la forma y continuidad del frente de Pareto requiriendo menos información específica del dominio búsqueda u operación (Coello et al., 2019).

Existen diferentes Algoritmos Evolutivos de Optimización Multi-Objetivo, entre los que destacan, además del Algoritmo Genético (MOGA), el Algoritmo Genético de Clasificación por No-dominancia II y III (NSGA-II, NSGA-III), el Algoritmo Evolutivo de Pareto Resistente (SPEA2), entre muchos otros (Zhou et al., 2011). El MOGA fue el primero en usar selección en base de Pareto y técnicas de campo en conjunto; este algoritmo permite la búsqueda hacia el frente de Pareto manteniendo la diversidad en la población y compartimiento de adaptación. Sin embargo, el NSGA-II desarrollado a partir de esta primera versión de MOGA ha demostrado, entre muchos otros, tener mejor eficiencia en cuanto a convergencia.

Su estructura del NSGA-II es ligeramente diferente a la de un algoritmo genético mono-objetivo. Este algoritmo fue desarrollado por Deb et al. (2002) (ver **Algoritmo 3**). También aquí la primera generación de individuos  $P_0$  es generada aleatoriamente, sin embargo, aquí se genera además una población de descendencia  $O_0$  con el mismo número de individuos N. Ambas poblaciones son combinadas en una  $R_0$ , y luego esta nueva población es procesada mediante una clasificación de No-Dominancia, es decir, un rango o nivel es asignado a cada individuo. Los individuos que son No-Dominados tienen el mejor rango, de esta forma se van eliminando individuos de la población que son Dominados en la evaluación de todos los

individuos.

En la generación de nuevas poblaciones, se toma en cuenta el rango de cada individuo de la generación previa  $R_0$ , de modo que esta nueva población sea de individuos con el mismo rango (No-Dominados). Si en el proceso de adición de nuevos individuos No-Dominados en la población se excede el número de población  $N$ , entonces se llevará a cabo un proceso de cómputo de *distancia de aglomeración (crowding distance)*, que indica la distancia entre individuos vecinos. Para individuos en las fronteras se asigna a esta distancia un valor  $c = \text{inf}$  de otra forma, para cada individuo  $j$  se hace computa  $c = \frac{f_1^{j+1} - f_1^{j-1}}{f_1^{\max} - f_1^{\min}} + \frac{f_2^{j+1} - f_2^{j-1}}{f_2^{\max} - f_2^{\min}}$  **Fig. 4.5.1.** Los individuos con el valor mayor de distancia de aglomeración son agregados a la nueva población  $P_1$ . **Fig. 4.5.2.** Esta distancia de aglomeración permite obtener una mejor distribución de los individuos No-Dominados.

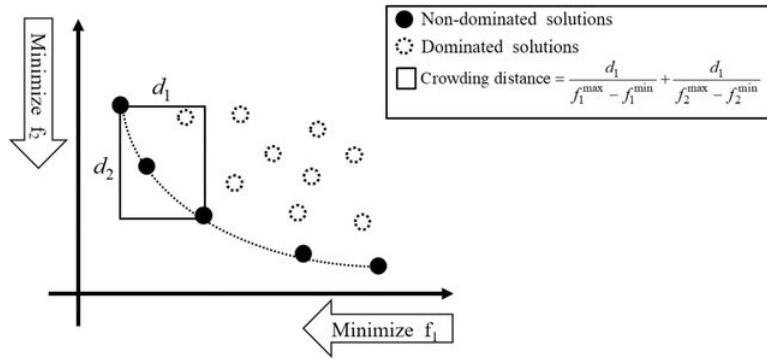


Figura 4.5.1: *Determinación de la distancia de aglomeración (Crowding distance) en un espacio objetivo de dominancia*

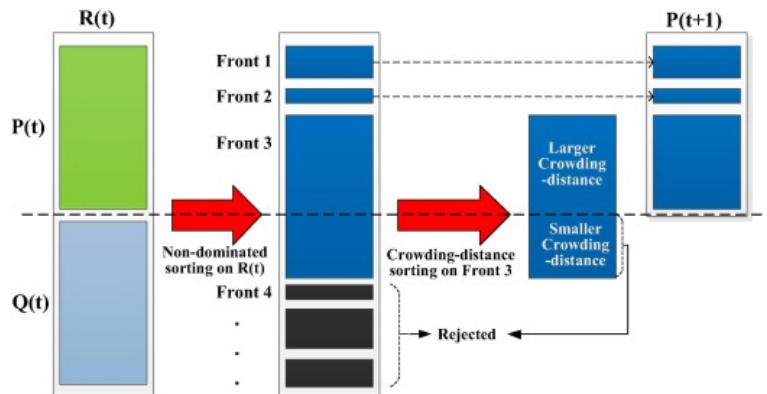


Figura 4.5.2: *Proceso de un algoritmo NSGA-II*



**Algoritmo 3:** Algoritmo Genético por Clasificación de No-Dominancia

- 1.- Combinar población de padres y descendientes  $R_t = P_t \cup Q_t$  de N individuos
- 2.- Generar clasificación rápida de No-Dominancia  $F = (F_1, F_2, \dots, F_N)$
- 3.- Generar nuevos padres
  - 3.1 Selecciona los mejores individuos (No-Dominados) con la *Distancia de aglomeración*
  - 3.2 Incluye el i-ésimo frente No-Dominado  $F_i$  en organismo padre  $P_{t+1}$   

$$P_{t+1} = P_{t+1} \cup F_i$$

$$i = i + 1$$
  - 3.3 Clasifica en orden descendiente  $F_i \prec n$   
 Escoge el primer elemento  $F_i$ ,  $(N - |P_{t+1}|)$  para combinarlo con el nuevo organismo padre  $P_{t+1}$   

$$P_{t+1} = P_{t+1} \cup F_i[1 : (N - |P_{t+1}|)]$$
- 4.- Genera la nueva población descendente  $Q_{t+1}$  mediante un proceso de selección, cruzamiento y mutación como en un estándar AG
- 5.- Regresa al paso 1 hasta que se haya alcanzado el criterio de terminación

**4.5.3 Algoritmos Meta-heurísticos por Enjambres****Algoritmo de Optimización por Enjambre de Partículas (PSO)**

El algoritmo PSO estándar (por sus siglas en inglés *Particle Swarm Optimization*) ha sido usado en muchas aplicaciones de ingeniería por los beneficios que aporta. Esta inspirado en el fenómeno de enjambre que esta presente en el comportamiento de muchos organismos biológicos (como aves, peces, abejas) por las ventajas para reproducirse, para protegerse contra predadores, para recolectar comida o cooperación.

El primer modelo fenomenológico de enjambre fue desarrollado a mediados de los 80's por Craig Reynolds (1987) a través de objetos (*boids*) que se asemeja bastante al comportamiento realista de los enjambres, y ha sido usado también en muchas aplicaciones. El PSO, como se conoce hoy de manera estandarizada fue desarrollado a partir de este primer modelo a mediados de los 90's por Eberhart y Kennedy (1995) en los que ahora se trata con *partículas* cuya velocidad y posición de estas en un determinado tiempo  $dt$  se evalúa en la función objetivo dentro de un espacio de búsqueda generado para asignarle a cada partícula una aptitud de desempeño. En cada paso de tiempo se actualiza la posición y la velocidad de estas partículas de acuerdo al desempeño que mostraron en el lapso de tiempo pasado y alcanzar al largo plazo el óptimo requerido. Ver **Algoritmo 4**.

**Algoritmo 4:** Algoritmo por Enjambre de Partículas**1.- Inicializar posiciones y velocidad de cada partícula  $p_i$** 

$$x_{ij} = x_{min} + r(x_{max} - x_{min}), i = 1, \dots, N, j = 1, \dots, n$$

$$v_{ij} = \frac{\alpha}{\Delta t} \left( -\frac{x_{max} - x_{min}}{2} + r(x_{max} - x_{min}) \right), i = 1, \dots, N, j = 1, \dots, n$$

**2.- Evaluar cada partícula en el enjambre con la función objetivo**

$$f(x_i), i = 1, \dots, N$$

**3.- Actualizar la mejor posición en la evaluación de cada partícula (si se cumple a.) y la mejor posición global (si se cumple b.))**

$$\text{a.) si } f(x_i) < f(x_i^{pb}) \text{ entonces } x_i^{pb} \dots x_i$$

$$\text{b.) si } f(x_i) < f(x^{sb}) \text{ entonces } x^{sb} \dots x_i$$

**4.- Actualizar las velocidades y posiciones:**

$$v_{ij} \dots v_{ij} + c_1 q \left( \frac{x_i^{pb} - x_{ij}}{\Delta t} \right) + c_2 r \left( \frac{x_j^{sb} - x_{ij}}{\Delta t} \right), i = 1, \dots, N, j = 1, \dots, n$$

Restringir las velocidad, tal que  $|v_{ij}| < v_{max}$

$$x_{ij} \dots x_{ij} + v_{ij} \Delta t, i = 1, \dots, N, j = 1, \dots, n$$

**5.- Regresar al paso 2, a menos que se haya cumplido el criterio de terminación**



## 5. Métodos numéricos en la ingeniería

Los métodos numéricos constituyen técnicas mediante las cuales es posible formular problemas matemáticos con resolución mediante operaciones aritméticas. Con el desarrollo de las computadoras digitales eficientes y rápidas, el papel de los métodos numéricos en ingeniería aumento considerablemente. Antes de las computadoras se gastaba bastante energía en la técnica misma de solución, en lugar de usarla en la definición del problema. Esto debido al trabajo monótono que se requería para obtener resultados numéricos aceptables. Ahora, al usar la potencia de una computadora se obtienen soluciones directamente, sin tener que recurrir a simplificaciones o soluciones analíticas que pueden resultar complejas. Gracias a esto, es posible dar más importancia ahora a la interpretación de la solución y su incorporación al sistema total del problema.

Para el presente trabajo se aplican diferentes métodos numéricos generales para ingeniería en diferentes etapas del funcionamiento del software, desde métodos de interpolación de curvas y ajustes de datos en el diseño de los experimentos hasta simples algoritmos para raíces de ecuaciones aplicados para las gráficas de interacción de las columnas de acuerdo a su resistencia. A continuación se describirán los métodos que se utilizaron así como sus aplicaciones generales.

### 5.1 Métodos numéricos de raíces

#### 5.1.1 Método de Bisección

Este metodo de *bisección* esta clasificado como un *método cerrado* de raíces. Estos métodos cerrados estan diseñados para converger a raíces localizadas entre dos valores iniciales

dados, o también llamo *intervalo*, aprovechando el hecho de que una función continua  $f(x)$  cambia de signo en la vecindad de una raíz, como se muestra en (5.1), donde  $x_i$  el límite inferior del intervalo y  $x_u$  el límite superior.

$$f(x_i)f(x_u) < 0 \quad (5.1)$$

Este *método de bisección* es un tipo de búsqueda incremental en el que el intervalo se divide siempre a la mitad. Si la función cambia de signo sobre un intervalo, se evalúa el valor de la función en el punto medio, de modo que la posición de la raíz también se determina en el punto medio del subintervalo dentro del cual ocurre un cambio de signo. Este proceso se repite hasta que se cumpla un error de aproximación pre-establecido (ver **Algoritmo 5**).

---

**Algoritmo 5:** Pseudo-código del algoritmo del método de bisección

---

- 1.- **Elegir valores iniciales  $x_i, x_u$  que encierren a la raíz.**
  - 2.- **Aproximar la raíz  $x_r$  como:**  

$$x_r = \frac{x_i + x_u}{2}$$
  - 3.- **Realizar la siguientes evaluaciones para determinar en que subintervalo está la raíz:**
    - a. Si  $f(x_i)f(x_u) < 0$ , entonces la raíz se encuentra dentro del subintervalo inferior o izquierdo. Por lo tanto, se hace  $x_u = x_r$  y se regresa al paso 2
    - b. Si  $f(x_i)f(x_u) > 0$ , entonces la raíz se encuentra dentro del subintervalo superior o derecho. Por lo tanto, se hace  $x_i = x_r$  y se regresa al paso 2
    - c. Si  $f(x_i)f(x_u) = 0$ , entonces la raíz es igual a  $x_i$  y termina el proceso
- 

### Estimación de error

Es requerido calcular el error de aproximación a la raíz real para saber en que momento detener el programa. Una forma de calcular este error de aproximación es con el error relativo porcentual  $\epsilon_a$  como (5.2), de modo que cuando  $\epsilon_a$  es menor a dicho valor pre-especificado, se detiene el proceso.

$$\epsilon_a = \left| \frac{x_r^{\text{nuevo}} - x_r^{\text{anterior}}}{x_r^{\text{nuevo}}} \right| 100 \% \quad (5.2)$$

## 5.2 Métodos numéricos de interpolación polinomial

### 5.2.1 Interpolación polinomial de Newton

Para ajustar un polinomio de n-ésimo grado a  $n + 1$  datos se toma la siguiente forma (5.3), donde  $b_0 = f(x_0)$ ,  $b_1 = f(x_1, x_0)$ ,  $b_2 = f(x_2, x_1, x_0)$ ,  $b_n = f(x_n, x_{n-1}, \dots, x_1, x_0)$ .

$$f_n = b_0 + b_1(x - x_0) + \dots + b_n(x - x_0)(x - x_1)\dots(x - x_{n-1}) \quad (5.3)$$

Siendo la  $n$ -ésima *diferencia dividida finita* expresada como (5.4):

$$f[x_n, x_{n-1}, \dots, x_0] = \frac{f[x_n, \dots, x_1] - f[x_{n-1}, x_{n-2}, \dots, x_0]}{x_n - x_0} \quad (5.4)$$

Así, se obtendrá el *polinomio de interpolación*: (5.5)

$$f_n(x) = f(x_0) + (x - x_0)f[x_1, x_0] + \dots + (x - x_0)(x - x_1)\dots(x - x_{n-1})f[x_n - x_{n-1}, \dots, x_0] \quad (5.5)$$

### 5.2.2 Interpolación polinomial de Lagrange

El *polinomio de interpolación de Lagrange* es simplemente una reformulación del polinomio de Newton que evita el cálculo de las diferencias divididas, y se representa de manera concisa como (5.6). Donde  $L_i(x) = \prod_{j=0, j \neq i}^n \left( \frac{x - x_j}{x_i - x_j} \right)$ ,  $\Pi$  denota “el producto de”.

$$f_n(x) = \sum_{i=0}^n L_i(x) f(x_i) \quad (5.6)$$

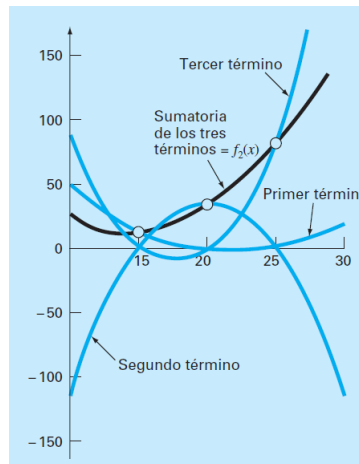


Figura 5.2.1: Descripción visual del razonamiento detrás del polinomio de Lagrange para un caso de segundo grado. (Chapra & Canale, 2014)

De manera que la forma de Lagrange tendrá un error estimado de (5.7):

$$R_n = f[x, x_n, x_{n-1}, \dots, x_0] \prod_{i=0}^n (x - x_i) \quad (5.7)$$

Sin embargo, debido a que no se emplean diferencias divididas finitas, el cálculo del error aquí se hace rara vez, y por ende, la forma de Lagrange a menudo se utiliza cuando el grado del polinomio se conoce a priori.

### 5.3 Métodos con aplicación a análisis y diseño de estructuras

El desarrollo de los métodos numéricos más famosos por aquellos grandes científicos, matemáticos e ingenieros han servido de inspiración para muchos investigadores en la ingeniería y ciencia más que para desarrollar la aplicación de los existentes a problemas, desarrollar los suyos propios con la potencia de las computadoras. Tal vez el más famoso método numérico computacional usado en ingeniería estructural es el **Método del Elemento Finito (Turner et al., 1956)**, cuyas aplicaciones van desde el análisis elástico de elementos estructurales, hasta la simulación numérica de fluidos. Desde su primera aparición en 1956 el mismo método ha evolucionado para crear diferentes versiones del mismo dependiendo de su aplicación.

En general, cada vez que se quiere mejorar un proceso de análisis o diseño en la ingeniería en cuánto a rapidez y aproximaciones de soluciones deseadas se crea un nuevo método numérico, tal que se pueda aprovechar la potencia de una computadora para la ejecución de operaciones aritméticas.

#### 5.3.1 La analogía ISR

La analogía ISR (por sus siglas en inglés “*Idealized Smeared Reinforcement*”) es una idealización que se le da al acero de refuerzo en secciones transversales de elementos estructurales de concreto reforzado **Fig. 5.3.1**, tal que permite discretizar el modelo de análisis en el diseño del acero de refuerzo del elemento estructural en particular mediante la obtención de un área mínima requerida de acero a partir de la cual se puede transformar a varillas corrugadas en la disposición requerida sobre la sección del elemento **Fig. 5.3.2**. Existen diferentes metodologías computacionales para el análisis de la analogía ISR de acuerdo al tipo de elemento estructural que se trate y de la geometría de la sección transversal, desde modelos matemáticos para secciones rectangulares (**Verduzco & Hernández, 2019**), a modelos discretizados para cualquier geometría que se trate (**Verduzco & Horta, 2021a**) con los que a su vez se puede llegar a un área mínima de refuerzo a través del uso de algún algoritmo o método de optimización (ya sea con métodos clásicos, heurísticos y métaheurísticos).

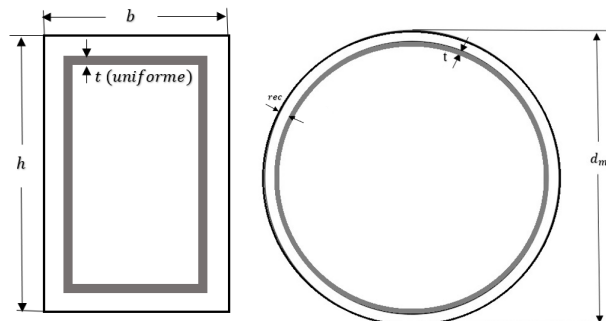


Figura 5.3.1: La analogía ISR-It para secciones transversales de geometría rectangular y circular (**Verduzco & Hernández, 2019**).

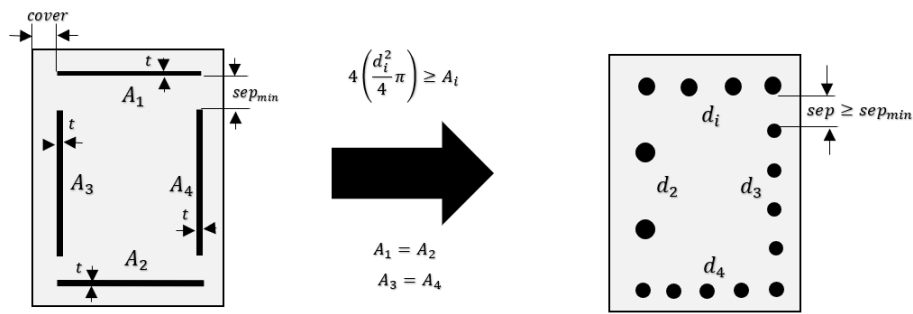


Figura 5.3.2: La analogía ISR-4t para secciones transversales de geometría rectangular a partir de la cual se puede diseñar la disposición y diámetro de las barras de refuerzo.

El uso y aplicación de este método-esquema ha sido exponencialmente adoptado en trabajos de investigación en las últimas par de décadas (Ho Jung Lee et al., 2009), (Aschheim et al., 2008) bajo distintas perspectivas de análisis (Hernández-Montes et al., 2005), (Hernández-Montes et al., 2004), (Gil-Martin et al., 2010), que han permitido crear diferentes herramientas gráficas y conceptuales de apoyo para el diseño de diferentes tipos de elementos estructurales, mediante el establecimiento de las relaciones intrínsecas entre cada una de las variables y factores que intervienen en el comportamiento mecánico de los mismos elementos, tales como un *Load Combination Reinforcement Diagram (LCRD)* Fig. 5.3.3 que relaciona parámetros de cantidad de área de refuerzo óptima en los bordes pares de una sección rectangular bajo combinación de carga tal que se puedan obtener diseños óptimos de refuerzo tanto simétricos como asimétricos. Fue a partir de este escenario donde se comenzó a estudiar distribuciones asimétricas de refuerzo como potenciales soluciones óptimas en las secciones, con mayor probabilidad de ocurrencia que las distribuciones con refuerzo simétrico.

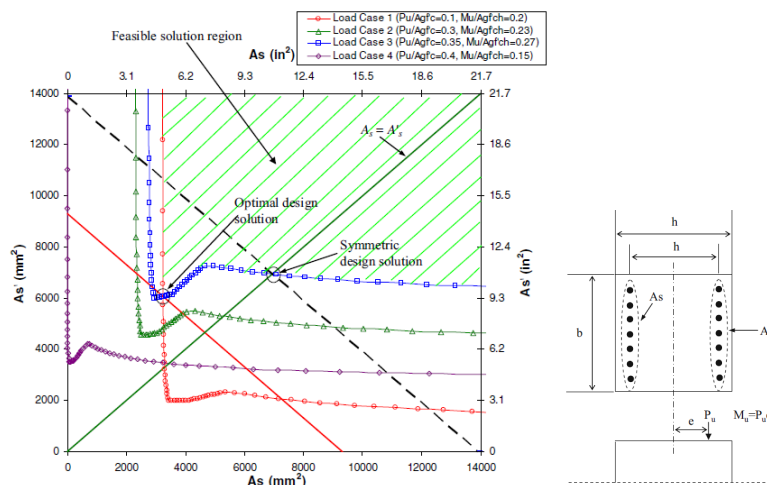


Figura 5.3.3: Un típico Diagrama de Refuerzo de Combinación de carga (izquierda), y su correspondiente sección transversal reforzada a partir del ISR (derecha) con áreas de refuerzo  $A_s$  y  $A'_s$ . (Ho Jung Lee et al., 2009)

Otro importante desarrollo con el uso de este método es el llamado *Reinforcement Sizing Diagram (RSD)* **Fig 5.3.4** con el que obtienen cantidades óptimas de área de acero de refuerzo respecto a un eje para diferentes profundidades de la ubicación del eje neutro, contra una combinación de carga aplicada a la sección.

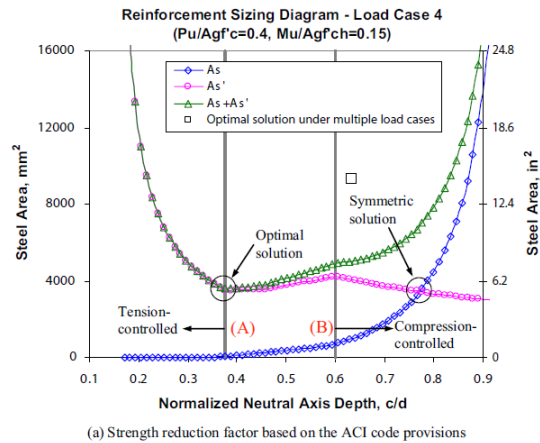


Figura 5.3.4: Un típico ejemplo de un Reinforcement Sizing Diagram para una combinación de carga particular en una sección. (Hernández-Montes et al., 2005)

La aplicación del uso de la computación de estos diagramas se ha visto reflejada en trabajos posteriores (Gil-Martin et al., 2010) relacionados con optimización, con los que en general, se obtienen familias de soluciones de diseño más flexibles. En (Aschheim et al., 2008) se obtuvieron gráficas de contorno **Fig. 5.3.5** que relacionaban distintas cantidades óptimas de área de refuerzo para los diferentes bordes de una sección rectangular para un cierto ángulo de rotación de la misma  $\phi$  **Fig. 5.3.6** sobre su centro geométrico, en relación con diferentes parámetros de excentricidad de carga  $\xi$ .

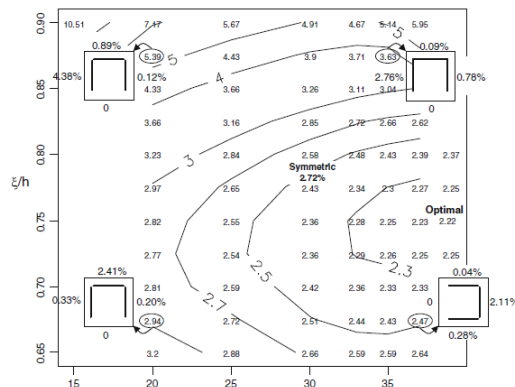


Figura 5.3.5: Gráfica de contorno para áreas de refuerzo mínimas correspondientes a distintos valores de  $\xi$  para un  $\phi$ . (Aschheim et al., 2008)



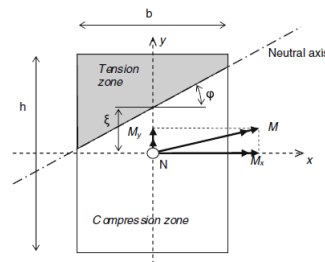


Figura 5.3.6: Sistema de referencia para el análisis de secciones transversales y cálculo de  $\phi$ ,  $\xi$  (Aschheim et al., 2008).

En general, la analogía ISR representa un excelente enfoque de análisis para el diseño óptimo de estructuras de concreto reforzado. Aún no es ampliamente reconocido y mucho menos usado por la comunidad de investigadores o ingenieros estructurales, y por lo tanto queda bastante por hacer e investigar con esta analogía, como su aplicación a secciones irregulares de concreto reforzado, así como también su adaptación a procesos de diseño óptimo para edificios y compejos estructurales.

### 5.3.2 Análisis Estructural Estático Lineal

#### Método del Elemento Finito para elementos lineales

A partir de las leyes y relaciones constitutivas de los materiales es posible aplicar el Método del Elemento Finito de forma matricial para elementos tipo viga 2D o 3D. La relación  $K$  o también llamado *coeficiente de rigidez* es de las más importantes, la cual establece la relación lineal entre fuerza y desplazamiento generada en un sistema estructural, pudiéndose expresar matricialmente  $[K^s]$  como un sistema de ecuaciones lineales (5.8), en donde  $f_b^s$  y  $f_l^s$  representan las fuerzas aplicadas de manera interna y externa al sistema, y  $u^s$  la deformación o desplazamiento compatible a dichas fuerzas en los distintos GDL del sistema. El tamaño de este sistema de ecuaciones o arreglos matriciales dependerá del número de Grados de Libertad **Fig. 5.3.7**. Es usual que las fuerzas sean conocidas y la incógnita a resolver sea  $u^s$ .

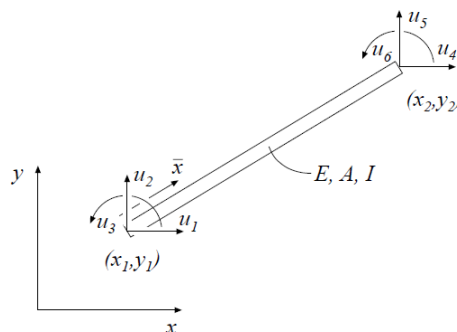


Figura 5.3.7: Elemento estructural 2D tipo viga con 6 GDL

$$[K^s]\{u^s\} = \{F_b^s\} + \{F_l^s\} \quad (5.8)$$

Tal matriz de rigidez  $[K^s]$  esta asociada con las propiedades geométricas de cada elemento ( $E, A, L, I_{zz}, I_{yy}, J$ ) que compone a la estructura, y propiedades del material del que estan compuestos ( $E, G$ ). Para un elemento tipo viga en 2D su matriz de rigidez en coordenadas globales se calcula como (5.9):

$$[K^e] = G^T \bar{K}^e G \quad (5.9)$$

Donde  $\bar{K}^e$  es la matriz de rigidez de cada elemento en coordenadas locales (5.10) y  $G$  es la matriz de rotación constituida por las componentes de proyección de los ejes locales del elemento sobre los ejes respectivos en el sistema de coordenadas global (5.13):

$$K^e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

$$G = \begin{bmatrix} \frac{x_2-x_1}{L} & \frac{y_2-y_1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{y_1-y_2}{L} & \frac{x_2-x_1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{x_2-x_1}{L} & \frac{y_2-y_1}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{y_1-y_2}{L} & \frac{x_2-x_1}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5.11)$$

De modo que el vector de carga del elemento se calcula de manera análoga como (5.12). Donde  $f_{l+b}^e = f_b^e + f_l^e$  cuenta con 6 componentes de fuerzas (??) acorde a las cargas aplicadas  $q_{\bar{x}}, q_{\bar{y}}$  al elemento **Fig. 5.3.8**:

$$[f_{l+b}^e] = G^T f_{l+b}^e \quad (5.12)$$

$$f_l^e = \begin{bmatrix} \frac{q_{\bar{x}}L}{2} \\ \frac{q_{\bar{y}}L}{2} \\ \frac{q_{\bar{y}}L^2}{12} \\ \frac{q_{\bar{x}}L}{2} \\ \frac{q_{\bar{y}}L}{2} \\ -\frac{q_{\bar{y}}L^2}{12} \end{bmatrix} \quad (5.13)$$

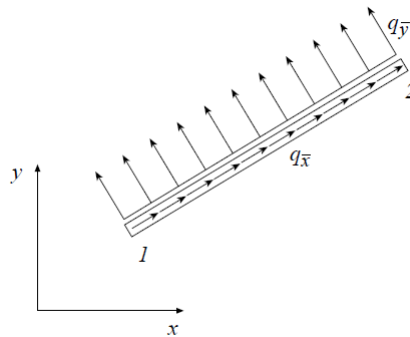


Figura 5.3.8: Distribución de cargas aplicadas a un elemento viga 2D.

Para determinar las fuerzas de sección para cada GDL (3 GDL para cada nodo  $N, V_y, M_z$ ) **Fig. ??** se resuelven las ecuaciones diferenciales para el cálculo de los desplazamientos por GDL  $\bar{u}, \bar{v}$  (5.14) y (5.15), respectivamente:

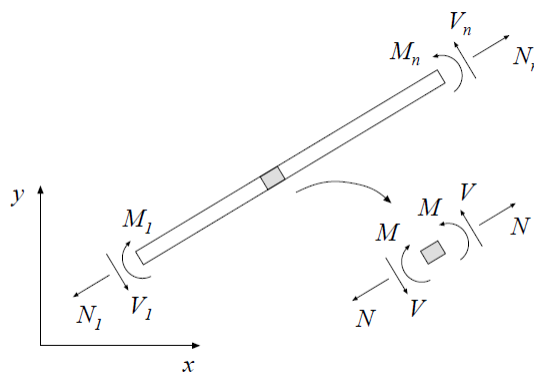


Figura 5.3.9: Fuerzas nodales producidas en un elemento 2D tipo viga.

$$EA \frac{d^2 \bar{u}}{d\bar{x}^2} + q_{\bar{x}} = 0 \quad (5.14)$$

$$EA \frac{d^4 \bar{v}}{d\bar{x}^4} + q_{\bar{y}} = 0 \quad (5.15)$$

Para finalmente resolver para las distintas fuerzas ( $N, V_y, M_z$ ) con las ecuaciones (5.16), (5.17) y (5.18), respectivamente:

$$N = EA \frac{d\bar{u}}{d\bar{x}} \quad (5.16)$$

$$V_{\bar{y}} = -EI_z \frac{d^3 \bar{v}}{d\bar{x}^3} \quad (5.17)$$

$$M_{\bar{z}} = EI_z \frac{d^2 \bar{v}}{d\bar{x}^2} \quad (5.18)$$

### 5.3.3 Análisis Dinámico Lineal Modal

En un análisis dinámico lineal, las propiedades estructurales, tales como la rigidez  $[K]$  y el amortiguamiento son constantes, no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos y reacciones son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas aplicadas. En un análisis dinámico elástico-lineal también se emplean las hipótesis de que los pisos son diafragmas rígidos de manera que para marcos tridimensionales el problema global se traduce a uno de tres Grados de Libertad por nivel: dos desplazamientos laterales y un giro alrededor de un eje vertical.

#### Método del péndulo invertido

Para modelar un estado estático en un análisis dinámico (de tipo sísmico, por ejemplo) se hace referencia a una *matriz masa* para cada GDL de la estructura para los tantos niveles, así como a una *matriz de rigidez*, mismas que se pueden generar a partir de un mecanismo de movimiento de un *Péndulo invertido* **Fig. 5.3.10 (Der.)**. De manera que se puedan generar un sistema de fuerzas inerciales laterales equivalentes para reproducir los mismos esfuerzos y deformaciones que se producirían a causa del fenómeno que cause el movimiento en la estructura (la aceleración del terreno de desplante, en el caso de un sismo). En edificios, es de interés el conocer la fuerzas en la base de cada piso (fuerzas basales) **Fig. 5.3.10 (Izq.)**, así los correspondientes elementos mecánicos internos y reacciones pueden calcularse con un análisis estático lineal.

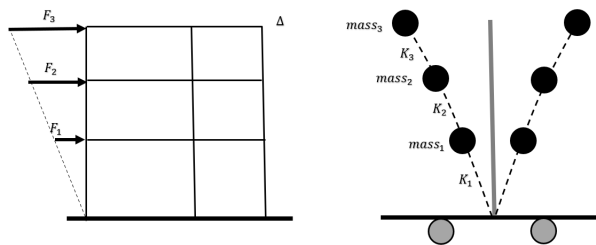


Figura 5.3.10: *Fuerzas equivalentes aplicadas a una estructura de tres niveles debido al movimiento impuesto por un fenómeno, de acuerdo al modal de vibración que rige en la estructura.*

La determinación de este sistema de fuerzas equivalente requiere del cálculo de la *frecuencia* de la estructura que se puede obtener resolviendo el sistema de ecuaciones (5.19).

$$\det[K - \omega^2 M] = 0 \quad (5.19)$$

Donde  $K$  y  $M$  son la matriz de rigidez y la matriz de masa de acuerdo al número de niveles  $n$  o GDL de la estructura (5.20):

$$\det \begin{bmatrix} M_i & 0 & \dots & 0 \\ 0 & M_{i+1} & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_n \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} K_i + K_{i+1} & -K_{i+1} & \dots & 0 \\ -K_{i+1} & K_{i+1} + K_{i+2} & -K_{i+2} & \vdots \\ \vdots & -K_{i+2} & \ddots & -K_{n-1} \\ 0 & \dots & -K_{n-1} & K_{n-1} + K_n \end{bmatrix} = 0 \quad (5.20)$$

De esta manera, al resolver para las frecuencias  $\omega_i$  de cada nivel (*eigenvalores*) se pueden integrar en un **análisis modal** que supone la respuesta dinámica del edificio propiamente, usando un espectro de respuesta elástico lineal. Así, se obtendrán tantos *eigenvalores* o frecuencias como número de GDL o niveles se tengan de la estructura, tal que para cada *eigenvalor* le corresponderá un *modo de vibración* a la estructura  $\phi_i$  que se calculan al sustituir cada *eigenvalor* encontrado en la ecuación 5.21. Aquí solo se consideran los modos que contribuyen de forma significativa a la respuesta de la estructura; en estructuras de pocos pisos, es aceptable considerar solo el primer modo de vibrar, que es el que usualmente domina por la misma geometría.

$$(K - \omega^2 M)[\phi_i] = 0 \quad (5.21)$$

Para el cálculo de las matrices de masa y rigidez con el método del péndulo invertido se toman en cuenta los elementos que componen a cada piso. Para el cálculo de la masa de cada piso simplemente se suma el peso de cada elemento que compone a cada piso (con sus respectivas consideraciones) y se divide entre la aceleración de la gravedad.

**Primer piso:** Se considera que solo la mitad superior de la longitud de las columnas que soportan este piso y la mitad inferior de las columnas que se apoyan en este piso contribuyen a la masa del piso.

**Pisos intermedios:** Para pisos intermedios se considera que la mitad superior de la longitud de las columnas que soportan el piso y la mitad inferior de las columnas que se apoyan en el piso contribuyen a la masa del piso en cuestión.

**Último piso:** Se considera que solo la mitad superior de su longitud contribuye a la masa del piso en cuestión.

Por otra parte, para el cálculo de la rigidez de cada piso se toman en cuenta únicamente las columnas que soporta cada piso, como:

*Columnas empotradas en la cimentación:*

$$K_n = \sum \frac{12EI}{L^3} \quad (5.22)$$

*Columnas articuladas en la cimentación:*

$$K_n = \sum \frac{3EI}{L^3} \quad (5.23)$$

### Eigenvalores y eigenvectores

Para la resolución de los *eigenvalores* en estos problemas de valores y vectores característicos es viable emplear métodos numéricos específicos para los casos de ciertos edificios que se tengan numerosos pisos, traducidos a su vez múltiples raíces para  $\omega$  (número de GDL) (**Craig, 1981**). A este tipo de métodos se les suele llamar *eigensolvers*; a continuación se describen algunos de *Iteración Vectorial Inversa* que se consideran apropiados para este tipo de problemas en donde se tiene un número pequeño de GDL ( $N \leq 10$ ).

Tales métodos parten de la ecuación (5.21) reescrita como (5.24). Cuando ambos lados de esta ecuación corresponden entonces se ha obtenido un *eigenvalor*  $\lambda = \omega^2$  y un *eigenvector*  $\phi$ , de modo que se puede formular un procedimiento iterativo tal que (5.25), donde  $D = K^{-1}M$  y  $u_i = \lambda_i v_i$ , tal que  $\lambda$  es el factor de escalamiento para que el máximo elemento de  $v_i \rightarrow 1$ . De esta forma, los valores de  $\lambda$  convergen a los reales conforme aumenta el número de iteraciones.

$$K\phi = \omega^2 M\phi \quad (5.24)$$

$$v_{i+1} = D u_i \quad (5.25)$$

### Iteración inversa con el cociente de Rayleigh

Es posible aproximar mejor la convergencia del *eigenvalor* mediante el cociente de Rayleigh (5.26) para cada  $v_{i+1}$  y para el vector de escalamiento  $u_{i+1}$  (5.27):

$$\lambda_{i+1} = \frac{v_{i+1}^T K v_{i+1}}{v_{i+1}^T M v_{i+1}} \quad (5.26)$$

$$u_{i+1} = \frac{v_{i+1}}{(v_{i+1}^T M v_{i+1})^{\frac{1}{2}}} \quad (5.27)$$

### Espectro de respuesta dinámica

Un espectro de respuesta de un acelerograma representa la respuesta máxima de un oscilador de un sólo grado de libertad y de masa unitaria cuando se le somete a un movimiento de suelo dado que se mide con el dicho acelerograma gráficamente con distintos periodos de vibración del oscilador. Esta respuesta puede estar representada ya sea por desplazamientos, velocidades o aceleraciones máximas. Para estructuras se suele considerar la respuesta de aceleración para obtener fuerzas equivalentes. Aunque debido a que para la obtención de estos espectro de respuesta se requiere de largos procesos de cálculo, en la ingeniería se suele simplificar dicha a respuesta a *pseudo-espectros* Fig. 5.3.11, de modo que la aceleración de respuesta se trasforma a una *pseudo-aceleración*.

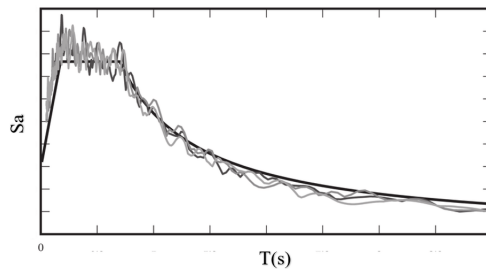


Figura 5.3.11: Típico ejemplo de un pseudo-espectro de aceleración.

Finalmente, con el *espectro de respuesta*  $S_a$  que indique la aceleración impuesta máxima de movimiento se calculan las dichas fuerzas equivalentes (5.28), donde  $M^* = \phi_i^T M \phi_i$ .

$$|f_{max}| = \frac{\phi_i^T M [1]}{M^*} S_a(M\phi) \quad (5.28)$$

### 5.3.4 Análisis Estático No-Líneal para Marcos Estructurales

#### Método del Pushover

Al aplicar estos métodos, se supone que el material(es) de que esta conformada la estructura tiene comportamiento elasto-plástico, y se efectúa una serie de análisis elásticos

consecutivos, bajo cargas exteriores crecientes, en los que se tiene en cuenta la formación de articulaciones plásticas sucesivas en ciertas secciones críticas en los elementos estructurales que conforman al marco.

Cuando se detecta una o varias formaciones plásticas en uno o varios elementos que componen a la estructura en algún incremento de carga se transforma la estructura a una estructura equivalente en el que se toman en cuenta las articulaciones formadas mediante la liberación del GDL en dicho punto o sección en donde la articulación haya tenido lugar y con la aplicación de un sistema de fuerza equivalente que permanecerá constante en los análisis consecuentes, de forma que la rigidez de la estructura ira disminuyendo y su curva de capacidad carga-desplazamiento **Fig. 5.3.12** tendrá una pendiente tangencial cada vez menor hasta que se llegue al colapso. El proceso se detiene cuando se alcanza un criterio de terminación definido por un grado de degradación de la rigidez de la estructura o grado de daño. Una forma de establecer este criterio de terminación es con la relación (5.29) que indica el grado de degradación de la rigidez de la estructura inicial  $K_0$  antes del incremento y la estructura en instante de análisis actual  $K_j$ . Valores recomendables de  $deg$  estan entre los rangos  $[0.001 - 0.009]$ .

$$\frac{\det(K_j)}{\det(K_0)} < deg \quad (5.29)$$

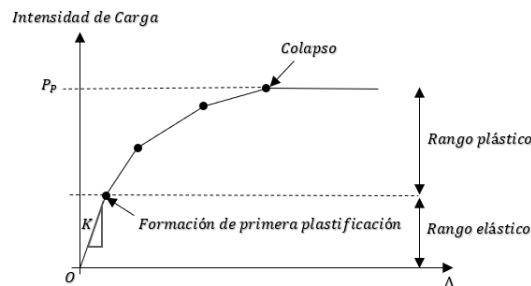


Figura 5.3.12: Curva carga-desplazamiento de un marco estructural bajo el incremento de cargas actuantes.

### Estructuras equivalentes

Dado un sistema estructural inicial con un elemento degradado en un extremo, es decir, empotrado o continuo en un extremo y con una articulación en el otro extremo (si se considera solo estados límites por flexión), entonces la matriz de rigidez del sistema se degrada por esa plastificación. Considerando por ejemplo el sistema de la **Fig. 5.3.13**, en donde la estructura de la izquierda representa el sistema original sin plastificaciones y el de la derecha el sistema equivalente con una plastificación en la sección de su extremo local izquierdo mediante la



adición de fuerzas nodales equivalentes en sentido opuesto a la original, que permanecerán constantes durante los procesos consecuentes de cargas.

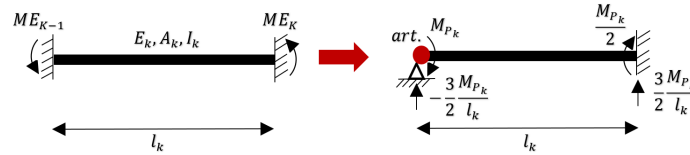


Figura 5.3.13: Fuerzas nodales equivalentes de un sistema estructural deteriorado por plastificación en el extremo izquierdo.

La matriz de rigidez del elemento en 2D empotrado en sus extremos tiene la misma estructura de (5.10). Por otro lado, la matriz de rigidez de un elemento articulado en el extremo izquierdo y empotrado en el derecho esta formada como sigue (5.30) adicionando el sistema de fuerzas nodales equivalentes (5.31) para solución del sistema completo (5.8)

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI_z}{l^3} & 0 & 0 & -\frac{3EI_z}{l^3} & \frac{3EI_z}{l^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{3EI_z}{l^3} & 0 & 0 & \frac{3EI_z}{l^3} & -\frac{3EI_z}{l^2} \\ 0 & \frac{3EI_z}{l^2} & 0 & 0 & -\frac{3EI_z}{l^2} & \frac{3EI_z}{l} \end{bmatrix} \quad (5.30)$$

$$\{f_k\}^T = \left[ 0 \quad \frac{3M_{Pk}}{2l_k} \quad M_{Pk} \quad 0 \quad -\frac{3M_{Pk}}{2l_k} \quad \frac{M_{Pk}}{2} \right] \quad (5.31)$$

Si la estructura estuviera degradada en ambos extremos su matriz de rigidez tomaría la forma de un elemento tipo armadura que solo admite fuerzas axiales (5.32) con su respectivo vector de fuerzas nodales equivalentes (5.33).

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (5.32)$$

$$\{f_k\}^T = \left[ 0 \quad \frac{2M_{Pk}}{l_k} \quad M_{Pk} \quad 0 \quad -\frac{2M_{Pk}}{l_k} \quad M_{Pk} \right] \quad (5.33)$$

**Proceso algorítmico computacional**

El proceso de manera general se presenta a continuación como pseudo-código:

**Algoritmo 6:** Pseudo-código del método de análisis Pushover.

1. Inicializar factor de incremento de carga como  $\lambda = 1.0$
2. Aplicar el factor incremental a las cargas laterales resultantes de un análisis de respuesta sísmica para ejecutar un análisis estático lineal:
  - Revisar las condiciones de soporte en los extremos de los elementos y construir sus correspondientes matrices de rigidez para ser ensambladas en el sistema global
3. Computar los elementos mecánicos internos de los elementos y revisar si se alguna sección en los extremos de algún elemento sobre-pasó su límite de flexión plástico  $M \leq M_p$ 
  - Si algún extremo de un miembro ha sobre-pasado su límite de flexión plástica, entonces se modifica la condición de soporte de tal miembro, (de "Fixed" a "Art") para generar en la próxima iteración su matriz de rigidez correspondiente. Recolectar desplazamientos y fuerzas de reacción para cada GDL. Luego sumar o añadir el diferencial de incremento de carga  $di$  al factor  $\lambda$  como  $\lambda = \lambda + di$  (se recomienda  $di = 0.01$ )
  - Si ningún miembro ha sufrido plastificación en alguno de sus extremos en esta iteración, entonces simplemente aplicar el incremento diferencial  $di$  en el factor  $\lambda$  como  $\lambda = \lambda + di$  (se recomienda  $di = 0.01$ )
4. Revisar si se cumple la condición de terminación  $\frac{det(K_j)}{K_0} < deg$ . Si tal condición se cumple, se detiene el proceso, de otra forma se regresa el paso 2
5. Computar Índices de Daño



## 6. Diseño Estructural de CR

### 6.1 Introducción al Diseño estructural

Un proceso de diseño estructural abarca las actividades de dimensionamiento y forma de los elementos que la soportarán, así como la distribución de los mismos, y los materiales a emplear acorde a sus características físicas y químicas, teniendo en cuenta las diferentes acciones a la que la estructura en su complejidad estará sometida y a las solicitaciones de servicio y funcionamiento de la misma a lo largo de su vida útil respecto al entorno social, ambiental y económico. Es responsabilidad de los proyectistas, tanto del Ingeniero y diseñador estructural como del arquitecto, el entablar una sincronización entre todos estos componentes de diseño.

En un diseño estructural adecuado se deberán tener en cuenta múltiples factores de comportamiento de la estructura, de acuerdo a la multitud de los posibles escenarios de interacción con el medio circundante. No es solo considerar la resistencia de la misma, sino también el proceso mismo de construcción y el funcionamiento de la estructura, tal que mejor se adapte a las técnicas disponibles de construcción y de tecnología de los materiales, así como a su distribución espacial arquitectónica. De aquí parte una adecuada modelación numérica y análisis de la estructura, tal que la simulación se adapte en la mayor medida a las condiciones reales. Cuanto más complejo sea el proyecto, se requiere de mayor seguridad y confiabilidad del mismo a garantizar a los usuarios de la misma

El proceso creativo de diseño estructural es en esencia un proceso iterativo y evolutivo que parte estrictamente de las evaluaciones anteriores de desempeño. La cantidad de evaluaciones

que se ejecuten, por otra parte, tendrá también un efecto directo en los costos y recursos disponibles. Por ello, es recomendable hacer estas evaluaciones en las etapas más tempranas del ciclo de vida de un proyecto.

## 6.2 Diseño Estructural de Estructuras de Concreto Reforzado

Debido a que el concreto reforzado es un material compuesto, no resulta nada sencillo evaluar sus mecanismos de comportamiento, y más aún cuando se trata de estructuras complejas en las que además es requerido evaluar la interacción entre cada uno de los elementos estructurales que la componen. Se deberán evaluar múltiples **estados límite** al diseñar una estructura de concreto reforzado, bajo diversos criterios, ya sea de servicio o por resistencia, o estados límite de carácter especial; incluso para muchos casos de manera simultánea. A continuación se describe en que consisten estos estados límite más comunes:

1. **Estados límite últimos o por colapso:** La probabilidad de ocurrencia de alcanzar este estado límite en las estructuras debe ser muy bajo, ya que en tal caso se podrían dar pérdidas de vidas humanas y considerables pérdidas económicas. Entre los estados límite últimos más relevantes se tiene:
  - a) Por equilibrio: La falla sería provocada por deslizamiento o volteo como cuerpo rígido de toda la estructura, debido a que las reacciones responsables para el equilibrio no se desarrollaron
  - b) Por ruptura: Tiene que ver con la falla de partes críticas de elementos de la estructura que provocan el colapso parcial o completo de una estructura (falla por flexión, falla por cortante, etc.)
  - c) Colapso progresivo: Se da por la transferencia de esfuerzos a los elementos de la estructura debido al colapso de alguno o algunos otros, por acciones accidentales (en la mayoría de los casos) lo que a su vez provoca una reacción en cadena por sobrecarga de los elementos sobrevivientes. Este tipo de colapso se puede prevenir con protecciones contra choques, con mecanismos de sobre resistencia en los elementos críticos, mediante mecanismos de transferencias de esfuerzos entre los elementos o a través de sistemas de subdivisión de los edificios con planos débiles
  - d) Formación de mecanismos plásticos: Se forman cuando el acero de refuerzo fluye en diversas uniones por dos o más secciones de elementos, suficientes para volver inestable a la estructura
  - e) Por inestabilidad: debido a las deformaciones en la estructura
  - f) Fatiga: Causada por la repetitiva acción de cargas en los elementos que provoque sus fracturas
2. **Estados límite de servicio:** En este estado límite se presenta un menor riesgo de pérdida de vidas, y por lo tanto hay más tolerancia de probabilidad de ocurrencia
  - a) Deflexiones excesivas: pueden causar daños a estructuras adyacentes, se inacepta-

bles por comodidad para los usuarios, por dañar elementos no estructurales por la redistribución de esfuerzos

- b) Agrietamiento: Aunque este fenómeno en estructuras de CR es inevitable, si es posible detallar el refuerzo para minimizar el espesor de las grietas. Este fenómeno puede llevar a la corrosión del acero de refuerzo o a deteriorar en gran medida al mismo concreto (por fugas de agua o fluidos)
  - c) Vibraciones: Son de gran relevancia en edificios altos, por perturbación para los usuarios, aunque sus efectos han sido rara vez un problema mayor
3. **Estados límite especiales:** Aquí se toman en cuenta cargas o condiciones anormales, tales como:
- a) Sismos extremos
  - b) Por efectos estructurales de fuego, explosiones o choques vehiculares
  - c) Efectos estructurales de deterioramiento o corrosión

### 6.3 Diseño por Viento de Estructuras de Concreto Reforzado

En el diseño estructural, interesan las velocidades de los vientos que son de importancia asociados a fenómenos atmosféricos excepcionales. Las acciones por viento se suelen considerar como *acciones accidentales* en análisis de combinación de cargas. El flujo de aire en estos fenómenos naturales no es uniforme ni por elevación del terreno, ni por unidad de tiempo, ni por ubicación geográfica; por ello se suelen tomar para fines de diseño velocidades medias constantes durante varios minutos (en el más sencillo de los modelos analíticos), más algunas oscilaciones aleatorias en periodos de algunos segundos para simular *ráfagas*. En general, la velocidad de flujo de viento crece con la altura sobre el nivel del terreno *velocidad gradiente*, y depende de la topografía de este **Fig. 6.3.1**.

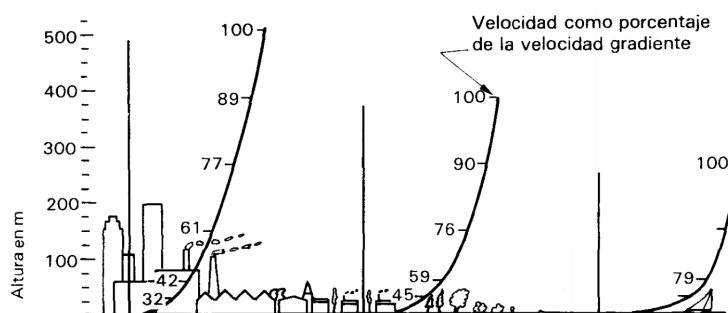


Figura 6.3.1: Variación de la velocidad de viento con la altura sobre terrenos diferentes (Tomado de (Meli Piralla, 2011))

Cuando el flujo de viento choca con un objeto fijo, se suelen dar diferentes efectos de presiones y fuerzas sobre las diversas caras del objeto (según su geometría), ejerciendo empujes y succiones sobre la superficie del mismo, que provocan desplazamientos de arrastres o giros.

Para efectos de análisis, se supone el aire como un fluido incompresible, de modo que la ecuación de Bernoulli se puede aplicar en la dirección del flujo. La forma de la distribución de presiones puede resultar compleja para diversas geometrías; en el diseño estructural interesa la fuerza total ejercida sobre una superficie usando diagramas de presiones medias (en el más sencillo de los casos de análisis). Para más precisas mediciones se emplean *túneles de viento*. Para fines de diseño de estructuras de dimensiones comunes interesa la fuerza total sobre las mismas tomando en cuenta la máxima velocidad promedio en un lapso suficiente de tiempo de flujo para que la masa de aire pueda rodear a la estructura. Estas velocidades son las que suelen venir en los reglamentos de diseño. De esta forma, el efecto del viento se trata como problema estático, haciendo diferentes consideraciones para el diseño global de la estructura, y de manera local para los elementos o componentes de la misma.

En los edificios de pocos pisos, los efectos del viento no suelen ser muy importantes, si la estructura posee una mínima rigidez y resistencia ante cargas laterales, estos efectos no regirán en absoluto el diseño, a menos que en la zona en estudio se produzcan velocidades de viento muy altas. En edificios altos, por otra parte, los empujes de viento se hacen considerables y las fuerzas internas por este efecto pueden regir el dimensionamiento de los elementos de la estructura. (Meli Piralla, 2011)

## 6.4 Diseño Sísmico de Estructuras de Concreto Reforzado

Debido al movimiento del terreno sobre el que se apoya una edificación durante un sismo se generan fuerzas inerciales en la estructura de esta. Se requiere de muchas simplificaciones analíticas para modelar la complejidad e irregularidad de los efectos de dicho movimiento del suelo en las estructuras. En general, solo se consideran las vibraciones horizontales en la edificación como las críticas. La flexibilidad de la estructura, en función de su masa y forma, hace que la estructura vibre de cierto modo distinto a la del suelo mismo; de modo que las fuerzas inerciales actuantes sobre la estructura dependerán directamente de las propiedades dinámicas de la misma.

Para el diseño sísmico de estructuras de CR se considera que estas tienen capacidad de responder de manera inelástica a los efectos del sismo a través de la fluencia del acero de refuerzo en los elementos que les proporcionan propiedades de ductilidad, con la que se puede disipar algo de la energía impartida a la estructura por un terremoto **Fig. 6.4.1**, llegándose a desarrollar de esta forma fuerzas incluso menores en los elementos en comparación con aquellas que se desarrollarían ante una respuesta elástica de la estructura.

El confinamiento a través de los estribos con ganchos o espirales continuos para el núcleo de concreto en los elementos es lo que garantiza la ductilidad en los miembros sujetos a los

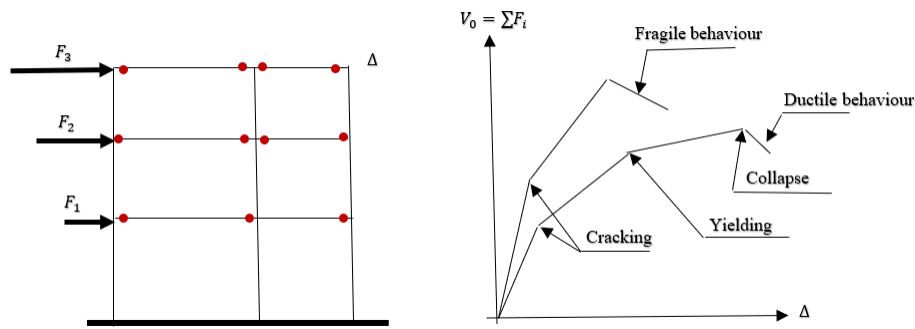


Figura 6.4.1: *Comportamiento de una edificación de Concreto Reforzado ante desplazamientos por cargas inerciales por sismo.*

grandes esfuerzos de cortante y flexión en una edificación, causadas por las fuerzas inerciales laterales, que en general suelen ser soportadas por los elementos verticales. Este confinamiento, además les permite a los elementos soportar cargas cíclicas y mantener su capacidad de carga sin deteriorarse debido al agrietamiento por tensión diagonal. La mayoría de las fallas observadas en estructuras de concreto están ligadas a un pobre detallado del refuerzo (Meli Piralla, 2011). Este detallado es vital para la formación de las articulaciones plásticas requeridas que permitan la disipación de las fuerzas del sismo.

Es requerido que estas articulaciones se den en nodos críticos en una edificación tal que las vigas se plástifiquen primero para disminuir la probabilidad de colapso de una estructura ante las grandes deflexiones laterales que se pueden producir por un sismo. Por ello es que se emplea en el diseño el criterio de viga débil-columna fuerte.

### 6.4.1 Criterios de Análisis y Diseño por sismo

#### Clasificación de las estructuras

La CFE-15 clasifica las estructuras por su nivel de importancia: convencional (B), importante (A) y muy importante (A+). Las estructuras del Grupo A corresponden o se relacionan con el sector energético o industrial. En el Grupo B se hace una división relacionada con el tamaño. A continuación se enlistan las características de las estructuras de cada grupo:

#### Clasificación de las estructuras CFE-15:

- Grupo B (Clase B1): Estructuras con altura mayor que  $H > 13m$  o área total construida  $A_c > 400m^2$
- Grupo B (Clase B2): Estructuras con alguna  $H \leq 13m$  o área total construida  $A_c \leq 400m^2$
- Grupo A (Clase A1): Estructuras que pertenecen o se relacionan con el sector energético o industrial (refinerías, centrales termoeléctricas, etc)
- Grupo A (Clase A2): Estructuras que no pertenecen ni se relacionan con el sector

energético o industrial (escuelas, hospitales, etc)

### Espectros de respuesta

El Manual de Obras Civiles de la CFE-15 ((CFE-Sismo, 2015)) considera dos tipos de espectros de respuesta: 1) el Espectro de respuesta de Referencia (ER), que es aplicable a todas la estructuras del Grupo B, 2) EL Espectro de respuesta para Periodo de Retorno especificado (EPR) que dependerá del Periodo de Retorno de la norma o especificaciones que apliquen. A continuación en la **Tabla 6.4.1** se resume el tipo de espectro de respuesta requerido para cada tipo de estructura que se trate con su respectivo factor de importancia con que se deberá multiplicar el espectro después de considerar los efectos correspondientes, así como recomendaciones de revisión y exploración del terreno sobre el que se recomiendan apoyar y la caracterización del mismo.

Tabla 6.4.1: *Tabla de tipos de varillas comerciales en México*

Grupo estruc.	Espectro de respuesta en roca	Revisión de fallas activas	Exploración dinámica del terreno	Caracterización del terreno	Espectros de diseño
B2	ER x 1.0	No	No requerida	Suelo general	Constante ( $a_0^T$ ) con $T_e$
B1	ER x 1.0	No	Básica	Tipo I,II,III	Regionales (solo se requiere $a_0^T$ )
A2	ER x 1.5	No	Básica	Tipo I,II,III	Regionales (solo se requiere $a_0^T$ )
A1	EPR,EMC ER x 1.5	Si	Detallada	Medio estratificado	Efectos de sitio
A+	EPR,EMC ER x 1.75	Si	Detallada	Medio estratificado	Efectos de sitio

Los espectros de diseño *Espectros de sitio, Regionales y de Aceleración constante* estandarizados en gales ( $\frac{cm}{s^2}$ ). Sin embargo, para el cálculo de las fuerzas sísmicas conviene representarlos como fracción de la gravedad (6.1), donde  $g = 981 \frac{cm}{s^2}$ :

$$a = \frac{Sa}{g} \quad (6.1)$$

La caracterización de cada tipo de terreno se enlista a continuación, donde  $H_s$  es el espesor total del estrato de terreno equivalente y  $v_s$  es la velocidad de propagación de ondas de corte en el estrato de terreno equivalente. La relación entre estos dos parámetros es el periodo dominante del estrato de terreno equivalente  $T_s = \frac{4H_s}{v_s}$ .

#### Clasificación deL Tipo de Terreno CFE-15:

- Tipo I: Terreno firme o rocoso en que no se presentan amplificaciones dinámicas: Depósito de suelo con  $v_s \geq 720 \frac{m}{s}$  ó  $H \leq 2m$



- Tipo II: Terreno formado por suelos en que se presentan amplificaciones dinámicas intermedias: Depósito de suelo con  $360 \frac{m}{s} \leq v_s < 720 \frac{m}{s}$  y  $H > 2m$  ó  $H_s > 30m$  y  $v_s < 720 \frac{m}{s}$
- Tipo III: Terreno formado por suelos en que se presentan grandes amplificaciones dinámicas: Depósito de suelo con  $v_s < 360 \frac{m}{s}$  y  $2m < H \leq 30m$

### Regionalización sísmica

La CFE-15 (CFE-Sismo, 2015) presenta un nuevo mapa de regionalización sísmica con cuatro zonas **Fig. 6.4.2** basado en el mapa de aceleración máxima en roca  $a_0^\tau$  **Fig. 6.4.3** correspondiente al ER para 5% de amortiguamiento estructural, misma que se resume en la tabla **Tabla 6.4.2**:

Tabla 6.4.2: Regionalización sísmica CFE-15.

Aceleración máxima en roca $a_0^\tau (\frac{cm}{s^2})$ correspondiente a nivel de referencia de ER	Zona	Intensidad sísmica
$a_0^\tau \geq 200$	D	Muy Alta
$100 \leq a_0^\tau \leq 200$	C	Alta
$50 \leq a_0^\tau \leq 100$	B	Moderada
$a_0^\tau < 50$	A	Baja



Figura 6.4.2: Regionalización sísmica de la República Mexicana CFE-15 (CFE-Sismo, 2015).

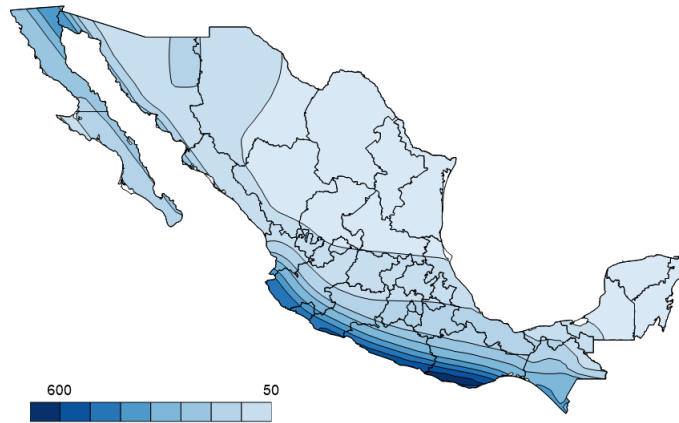


Figura 6.4.3: Aceleración máxima en roca ( $\frac{cm}{s^2}$ ) correspondiente a Espectro de Respuesta de referencia ER ( $a_0^r$ ) CFE-15 (CFE-Sismo, 2015).

### Espectros de diseño sísmico con efectos de sitio

A continuación se presentan las coordenadas del espectro de diseño con efectos de sitio tomando como referencia la **Fig. 6.4.4**:

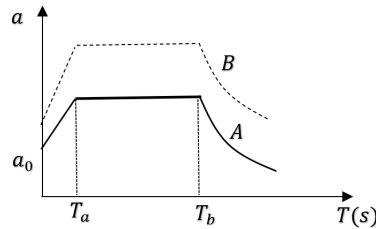


Figura 6.4.4: Espectro de diseño de referencia para considerar efectos de sitio (A), y con sobrerresistencia (B).

$$a = \begin{cases} a_0 + (c - a_0) \frac{T_e}{T_a} & \text{si } T_e < T_a \\ c & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ c \left(\frac{T_b}{T_e}\right)^r & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ c \left(\frac{T_b}{T_c}\right)^r \left(k + (1 - k) \left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2\right) \left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2 & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (6.2)$$

Donde  $a$  es la aceleración espectral,  $a_0$  es la aceleración máxima del terreno,  $c$  es la aceleración máxima espectral,  $T_a$  es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño,  $T_b$  es el límite superior de la meseta del espectro de diseño,  $T_c$  es el periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno,  $T_e$  es el periodo estructural en la dirección de análisis (0.5),  $r$  es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para  $T_b \leq T_e < T_c$  y  $k$  es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para  $T_e \geq T_c$ .

**Parámetros espectrales para estructuras A2 y B1 - Espectros regionales**

Para este criterio la aceleración máxima del terreno  $a_0$  y la aceleración espectral  $c$  se determinan como (6.3) y (6.4) respectivamente, donde  $F_{sit}$  es el factor de sitio y  $F_{Res}$  es el factor de respuesta cuyos valores se pueden determinar como lo indican la **Tabla 6.4.3** y la **Tabla 6.4.4** respectivamente, para diferentes zonas y tipos de terreno, considerando un amortiguamiento estructural del 5 %.

$$a_0 = \frac{a_0^\tau F_{sit}}{g} \quad (6.3)$$

$$c = a_0 F_{Res} \quad (6.4)$$

Tabla 6.4.3: *Factor de Sitio para diferentes onas y tipos de terreno*

Zona	Terreno Tipo I	Terreno Tipo II	Terreno Tipo III
Zona A	$F_{sit} = 1.0$	$F_{sit} = 2.6$	$F_{sit} = 3.0$
Zona B	$F_{sit} = 1.0$	$F_{sit} = 2.6 - 0.2 \left[ \frac{(a_0^\tau - 50)}{50} \right]$	$F_{sit} = 3.0 - 0.3 \left[ \frac{(a_0^\tau - 50)}{50} \right]$
Zona C	$F_{sit} = 1.0$	$F_{sit} = 2.4 - 0.3 \left[ \frac{(a_0^\tau - 100)}{100} \right]$	$F_{sit} = 2.7 - 0.4 \left[ \frac{(a_0^\tau - 100)}{100} \right]$
Zona D	$F_{sit} = 1.0$	$F_{sit} = 2.1 - 0.5 \left[ \frac{(a_0^\tau - 200)}{290} \right]$	$F_{sit} = 2.3 - 0.6 \left[ \frac{(a_0^\tau - 200)}{290} \right]$

Tabla 6.4.4: *Factor de Respuesta para diferentes onas y tipos de terreno*

Zona	Terreno Tipo I	Terreno Tipo II	Terreno Tipo III
Zona A	PRODISIS	$F_{Res} = 3.8$	$F_{Res} = 4.2$
Zona B	PRODISIS	$F_{Res} = 3.8 - 0.2 \left[ \frac{(a_0^\tau - 50)}{50} \right]$	$F_{Res} = 4.2 - 0.3 \left[ \frac{(a_0^\tau - 50)}{50} \right]$
Zona C	PRODISIS	$F_{Res} = 3.6 - 0.2 \left[ \frac{(a_0^\tau - 100)}{100} \right]$	$F_{Res} = 3.9 - 0.3 \left[ \frac{(a_0^\tau - 100)}{100} \right]$
Zona D	PRODISIS	$F_{Res} = 3.4 - 0.5 \left[ \frac{(a_0^\tau - 200)}{290} \right]$	$F_{Res} = 3.6 - 0.6 \left[ \frac{(a_0^\tau - 200)}{290} \right]$

Los valores  $a_0^\tau$ ,  $a_0$  y  $c$  deben cumplir con las restricciones de la siguiente **Tabla 6.4.5**, mientras que los parámetros dependientes del tipo de terreno que requieren para definir el espectro de diseño se consignan en la **Tabla 6.4.6**.

Tabla 6.4.5: *Restricciones de parámetros  $a_0$ ,  $a_0^\tau$ ,  $c$  ( $\frac{cm}{s^2}$ )*

Parámetros	Terreno Tipo I	Terreno Tipo II	Terreno Tipo III
$a_0^\tau$	$32 \leq a_0^\tau \leq 490$	$80 \leq a_0^\tau \leq 690$	$94 \leq a_0^\tau \leq 752$
$c$	$80 \leq c \leq 1225$	$320 \leq c \leq 2000$	$390 \leq c \leq 2256$

Tabla 6.4.6: Factor de Respuesta para diferentes onas y tipos de terreno

Zona	Terreno	$T_a(s)$	$T_b(s)$	$T_c(s)$	$k$	$r$
A	I	0.1	0.6	2.0	1.5	$\frac{1}{2}$
	II	0.2	1.4	2.0	1.0	$\frac{2}{3}$
	III	0.3	2.0	2.0	0.5	1.0
B	I	0.1	0.6	2.0	1.5	$\frac{1}{2}$
	II	0.2	1.4	2.0	1.0	$\frac{2}{3}$
	III	0.3	2.0	2.0	0.5	1.0
C	I	0.1	0.6	2.0	1.5	$\frac{1}{2}$
	II	0.2	1.4	2.0	1.0	$\frac{2}{3}$
	III	0.2	2.0	2.0	0.5	1.0
D	I	0.1	0.6	2.0	1.5	$\frac{1}{2}$
	II	0.1	1.4	2.0	1.0	$\frac{2}{3}$
	III	0.1	2.0	2.0	0.5	1.0

### Parámetros espectrales para estructuras B2 (Aceleración Constante)

Para un amortiguamiento estructuras de 5% se determinan los parámetros  $a$  y  $c$  como se muestra en (6.5) y (6.6) respectivamente, dependientes también de los factores  $F_{sit}$  y  $F_{Res}$  que en este caso se determinan como lo muestra la **Tabla 6.4.7**:

$$a = c \quad (6.5)$$

$$c = \frac{a_0^7 F_{sit} F_{Res}}{g} \quad (6.6)$$

Tabla 6.4.7: Factor de Respuesta para diferentes onas y tipos de terreno

Zona A		Zona B		Zona C		Zona D	
$F_{sit}$	$F_{Res}$	$F_{sit}$	$F_{Res}$	$F_{sit}$	$F_{Res}$	$F_{sit}$	$F_{Res}$
2.7	4.6	2.7	4.6	2.6	4.3	2.4	3.8

## 6.5 Diseño Estructural Basado en Desempeño

A través de los años, debido a los grandes catastrofes naturales y creados por el hombre que han derrumbado de las más grandiosas y costosas obras de ingeniería y construcción, la comunidad ingenieril se ha visto obligada a re-pensar los procesos de diseño que se establecen en los códigos mismos, de esta forma, modificando los estándares que en ellos se enmarcan referentes a diseño y construcción, y creando nuevas metodologías para evaluar el desempeño

de una estructura ante diversos posibles escenarios en que esta se pueda encontrar. A través de un Diseño Basado en Desempeño con la ayuda magnífica de las computadoras se pueden diseñar estructuras que, dejando a un lado en cierta medida a los reglamentos de diseño y construcción, pueden comportarse más acorde a como un ingeniero las diseñó para soportar mejor las condiciones a que esta pueda ser expuesta en vida útil. (Burns, 2002)

Los reglamentos y especificaciones de edificaciones no aseguran realmente niveles aceptables de desempeño en el ciclo de vida de un proyecto, por el contrario, pueden limitar en gran medida el comportamiento de la estructura, así como los costos asociados a esta. Un Diseño Basado en Desempeño permite un mejor flujo de información entre las diversas partes que diseñan y planifican el proyecto para la coordinación de objetivos y metas claras en cuanto a lo que se espera del mismo en comportamiento, funcionalidad y presupuesto disponible.

Los precursores de los Diseños Basados en Desempeño han sido aquellos que están relacionados continuamente con diseños ante sismos y vientos extraordinarios. Por ello se han propuesto parámetros y modelos probabilísticos especiales a tomar en cuenta en un proceso de Diseño Basado en Desempeño referente a cargas gravitacionales y condiciones de viento y sismo. **Fig. 6.5.1**

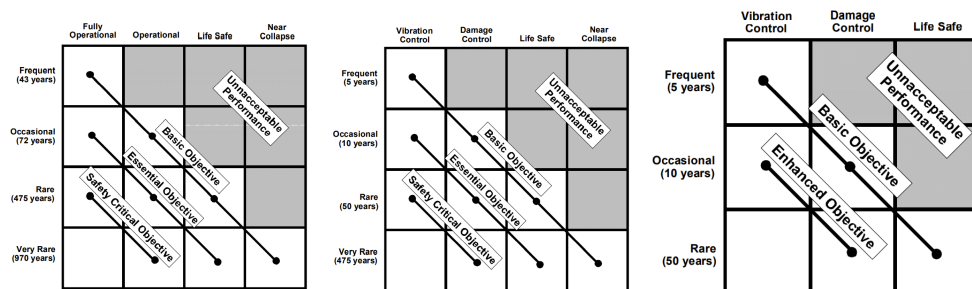


Figura 6.5.1: *Matrices de Objetivos de Desempeño para cargas sísmicas (Izq), cargas por viento (Medio) y cargas gravitacionales (Der).* (Burns, 2002)

Hay distintas formas de evaluar el desempeño de una estructura; ya sea por el daño sufrido en los elementos de esta, o incluso en los sistemas internos del edificio o instalación y el contenido que pueda resguardar. En cuanto a criterios de desempeño por comportamiento están la “formación de uniones plastificadas”, “pandeo local”, “distorción de juntas” o probabilidad de fractura. Más sin embargo, el daño en los elementos estructurales está íntimamente relacionado con el desempeño por comportamiento de los mismos.

### 6.5.1 Análisis de Daño

Para poder relacionar de manera más propia el nivel de desempeño de una estructura con el daño en sus componentes, y consecuentemente con el costo de reparación estimado de los

mismos se requiere del cálculo de un factor de daño, comúnmente conocido como *Índices de Daño (DI)*. A través del tiempo, desde que el análisis de daño comenzó a tomar forma a finales de los 50's con la comercialización de las computadoras, diversos autores comenzaron a proponer diferentes métodos para el análisis de daño en las estructuras, y en la década de los 70's la estimación de los DI se comenzó a desarrollar, principalmente en el área de la ingeniería sísmica (Makhloof et al., 2021). Desde entonces se han desarrollado fórmulas de DI con mecanismos basados en propiedades estructurales así como basados en propiedades dinámicas, tanto a nivel local de una estructura como a nivel global (DiPasquale & Cakmak, 1989). De modo que los índices de daño se han llegado a clasificar en cuatro grupos principales de acuerdo a su asociación con las características principales de una estructura: basados en demandas de resistencias (tanto en etapas lineales como no-lineales), en requerimientos de ductilidad, disipación de energía y finalmente, reducción de la rigidez (Makhloof et al., 2021), (Kappos, 1997).

En general, se puede definir el daño estructural como un grado de degradación que al final se traduce en la capacidad de una estructura para seguir soportando cargas. Una vez que se ha cuantificado el daño de una estructura, a través de Índices de Daño por ejemplo, no solo se pueden estimar costos de reparación durante el ciclo de vida de la misma estructura y su desempeño bajo ciertas condiciones de servicio, sino que además se pueden estimar factores de seguridad antes de alcanzar un mecanismo de colapso. Además, con la estimación de índices de daño se pueden mapear distribuciones de zonas potenciales de daño en las estructuras de acuerdo a señales de movimiento del suelo.

Un índice de daño presenta rangos usualmente de 0 a 1, donde 0 indica que una estructura no ha sufrido daño alguno y que el comportamiento estructural permanece en el rango elástico, en cambio, un valor de 1 representa en la mayoría de los casos un estado de falla o colapso de una estructura.

### **Tipos de análisis estructurales para la estimación de daño**

La mayoría de las variables de daño propuestas en la literatura requieren de algún tipo de análisis estructural, aunque hay otras que requieren de enfoques basados en inspección o medidas in-situ. Cuando se requieren de análisis estructurales, se ejecutan tanto análisis estáticos (lineales o no-lineales) como dinámicos (lineales o historial-tiempo). Debido a que no resulta nada sencillo la ejecución de análisis dinámicos no-lineales para marcos de multi-niveles, la mayoría de los análisis están enfocados en marcos por dominancia a flexión. Por otra parte, cuando se dice que no se requiere de ningún tipo de análisis esto solo significa que el índice de daño es estimado de forma empírica, a través de correlaciones de magnitudes o intensidades de sismos con el daño en los diferentes tipos de estructuras (Kappos, 1997).

### **Daño en Estructuras de CR**

El desarrollo del daño en los elementos de CR difiere al de las estructuras de acero, debido a sus mecanismos de comportamiento y propiedades de los materiales con que están hechos.

Por ello, hay diferentes DI para cada tipo de estructura de acuerdo a su composición, así como criterios para relacionarlos con el estado de daño de las mismas. En las estructuras de CR específicamente, se forman micro-grietas incluso aunque el elemento no haya sufrido ninguna carga, esto debido a hidratación, encogimiento, etc., que pueden conducir posteriormente a la formación de macro-grietas a lo largo del ciclo de vida de las estructuras cuando estas ya han sido sometidas a distintos tipos de cargas, potencializando así la formación de mecanismos tales como aplastamiento en el concreto, pandeo, fluencia en el acero de refuerzo, entre otros. Si no se toman las medidas necesarias preventivas de diseño, dichos mecanismos podrían llegar a causar el colapso de las estructuras, que en muchos casos generan pérdidas críticas tanto humanas como económicas.

En general, existen tres situaciones típicas en donde la estimación de índices de daño es práctico para prevenir el colapso de las estructuras (**Kappos, 1997**):

- *Análisis de daño post-sísmico*: en la que es requerido definir medidas de reparación o reforzamiento en las estructuras
- *Estudios de confiabilidad de estructuras existentes y escenarios de daño sísmico*: en donde se puede definir si es requerido el reforzamiento de una estructura o no, como etapa pre-sísmica de diseño de reforzamiento
- *Predicciones de desempeño sísmico para estructuras novedosas o atípicas*: en donde la estimación de daño como etapa pre-sísmica de diseño se vuelve primordial debido a la gran importancia de las estructuras

### Daño por deflexiones laterales

Las deflexiones laterales a las que puede someterse una estructura pueden relacionarse directamente con el daño en los componentes y a la comodidad de los usuarios, así como a la estabilidad de la misma. El FEMA (**FEMA 273, 1997**) que es la organización precursora de esta tendencia de diseño propone cuatro niveles de desempeño para marcos de Concreto Reforzado de acuerdo a la deflexión lateral máxima antes del colapso para un respectivo nivel de desempeño de operación esperado por la estructura (demanda) (6.7) **Fig. 6.5.2**, que son: *Operational (OP)* en la que se supone que la estructura sufre daño mínimo o ningún daño tanto en los componentes estructurales como en los no-estructurales, y que esta puede operar y usarse de manera normal, *Immediate Occupancy (IO)* supone que la estructura edificio ha sufrido daño mínimo o ningún daño en sus elementos estructurales y daño ligero en sus elementos no-estructurales, y esta en condiciones adecuadas de seguridad para reocuparse o usarse inmediatamente después del evento en cuestión, *Life Safety* supone que la estructura ha experimentado daño extenso tanto en sus componentes estructurales como no-estructurales y por ende se requería de la reparaciones antes de que su reuso o reocupación después del evento en cuestión, por último *Collapse Prevention (CP)* supone que el edificio a sufrido daño significativo y pérdida de resistencia y rigidez lateral con deformaciones laterales permanentes, aunque los componentes estructurales principales de carga pueden seguir soportando demandas de servicio.

$$\text{Niveles - Desempeño} \rightarrow \begin{cases} OPL\text{Level}\Delta^{OP} \leq 0.1\%H \\ IO\text{Level}\Delta^{IO} \leq 1.0\%H \\ LS\text{Level}\Delta^{LS} \leq 2.0\%H \\ CP\text{Level}\Delta^{CP} \leq 4.0\%H \end{cases} \quad (6.7)$$

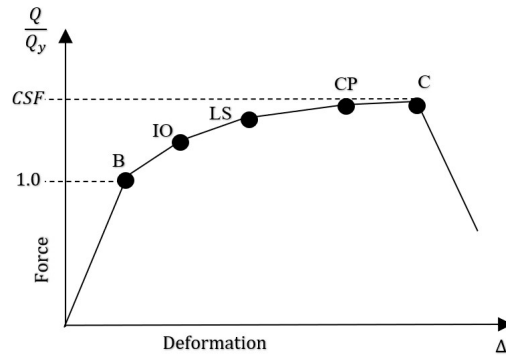


Figura 6.5.2: Niveles de desempeño de un marco estructural ante cargas laterales tomando como referencia los desplazamientos laterales.

### Índices de Daño por Deflexiones de Piso

Para el caso del análisis de índices de desempeño de acuerdo a las deflexiones laterales de piso de los edificios, diversos autores han propuesto diversos DI, tales como el *Inter-story Damage Index* (6.8) que es considerado uno de los DI más detallados en cuanto a desplazamientos laterales o deflexiones de piso, cuando no existen cargas cíclicas. Otra versión de este índice que considera las deformaciones plásticas es el *Plastic Inter-Story Drift Damage Index* (6.9) considerando que el daño en las estructuras ocurre principalmente debido a deformaciones plásticas y no a la deformación total. Ambos índices son locales debido a que se aplica para cada piso de un edificio para luego transformarlos a un índice global, comúnmente con el cálculo del promedio de todos (Makhloof et al., 2021).

$$DI_{drift} = \frac{\Delta_{max}}{H} \quad (6.8)$$

$$DI_{p-drift} = \frac{\Delta_{max} - \Delta_y}{H} \quad (6.9)$$

Donde  $H$  is the floor height,  $\Delta_{max}$  es la máxima deformación del piso y  $\Delta_y$  es la deformación de fluencia del piso.



De manera que cada nivel de desempeño de la ecuación (6.7) se puede relacionar con el estado de daño de la estructura acorde al FEMA-356 (**FEMA 356, 2000**) como **Table 6.5.1**:

Tabla 6.5.1: Interpretación del Índice de Daño por deflexiones laterales de piso (Drift DI)

Performance Level	Damage State	DI %
Immediate Occupancy (IO)	No damage	< 0.2
Damage Control (DC)	Minor Damage	< 0.5
Life Safety (LS)	Moderate Damage	< 1.5
Collapse Prevention (CP)	Severe Damage	< 2.5
Collapse	Collapse	> 2.5

### Índices de Daño Basado en Deformaciones

Otro DI que no requiere de la aplicación de cargas cíclicas para su cálculo es el DI basado en deformaciones propuesto por Powel (**Powell, 1988**) (6.10) que es un índice global, el cual analiza la capacidad sísmica de las estructuras mediante el factor de ductilidad, reflejando su estado en la etapa final de colapso. Donde  $\delta_y$  se refiere al máximo desplazamiento en el rango elástico bajo el efecto sísmico,  $\delta_u$  es el último desplazamiento en la falla y  $\delta_{max}$  es el máximo desplazamiento absoluto que sufre la estructura.

$$DI_{\mu} = \frac{\delta_{max} - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (6.10)$$

Se puede clasificar el estado de daño de la estructura para el DI basado en deformaciones acorde a Park y Ang, basado en datos recolectados de daño sufrido por diversos edificios de Concreto Reforzado en E.U. y Japón (**Ladjinovic, 2004**).

Tabla 6.5.2: Interpretación del Índice de Daño por deformación (deformation based DI).

Damage State	State of the structure	DI
Minor Damage	Serviceable	0 – 0.2
Moderate Damage	Repairable	0.2 – 0.5
Severe Damage	Irreparable	0.5 – 1.0
Collapse Damage	Total loss	> 1.0

Otra forma de expresar la ecuación (6.10) es mediante la demanda de ductilidad  $\mu$  y la capacidad de ductilidad monotónica  $\mu_u$  como (6.11). Donde  $\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y}$  y  $\mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y}$ .

$$DI_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\mu_u - 1} \quad (6.11)$$

## 6.6 Criterios de estructuración

Una configuración inadecuada del sistema estructural produce una respuesta desfavorable de la estructura o flujos de esfuerzos que pueden generar fallas locales. La asimetría en la distribución en planta de los elementos resistentes causa una vibración torsional de la estructura y genera fuerzas elevadas en algunos elementos de la periferia. La esbeltez de una edificación también puede producir grandes probabilidades de colapso por volteo. No debe limitarse el diseño únicamente contra el colapso, sino también para que no se presenten daños en elementos no estructurales como elementos divisorios o de fachada, recubrimientos e instalaciones.

En el proceso de diseño, al momento de modelar diversos sistemas potenciales, en muchos casos el análisis estructural indicará el grado de inconveniencia de adoptar un sistema. En los reglamentos de diseño se suelen indicar índices de regularidad recomendados para las edificaciones y estructuras de acuerdo al uso de la misma, así como factores de comportamiento dúctil.

El peso es un factor preponderante en la respuesta dinámica de una edificación, y debe procurarse que éste sea lo más ligero posible. Una parte importante del peso lo imponen los elementos no estructurales, como revestimientos y muros divisorios. Debido a que las aceleraciones inducidas en el edificio crecen con la altura, se deben evitar acumulaciones de masas en las paredes altas del mismo. Se debe evitar también cambios bruscos de pesos en los pisos sucesivos, ya que esto tiene gran influencia en la manera de vibrar de la estructuración, de manera que el peso del edificio, en la medida de lo posible deberá estar distribuido simétricamente por cada piso en planta, minimizando vibraciones torsionales significativas. Cuando sea prácticamente inevitable reducir la asimetría de la edificación, por cuestiones arquitectónicas, se pueden atenuar los efectos vibratorios mediante una subdivisión del edificio en cuerpos independientes y regulares a través de *juntas de construcción* o *justas sísmicas* **Fig. 6.6.1 (Media)**. Otra opción es la distribución de elementos rigidizantes en el perímetro de la edificación haciendo coincidir el baricentro de masa con el centro de torsión **Fig. 6.6.1 (Izq)**. También el añadir elementos estructurales adicionales de unión para hacer la geometría más simétrica es una solución viable ante este problema **Fig. 6.6.1 (Der)**. Cabe destacar que se pueden generar complicaciones por el empleo de estos sistemas de solución que pueden requerir a su vez de diseños y análisis adicionales.

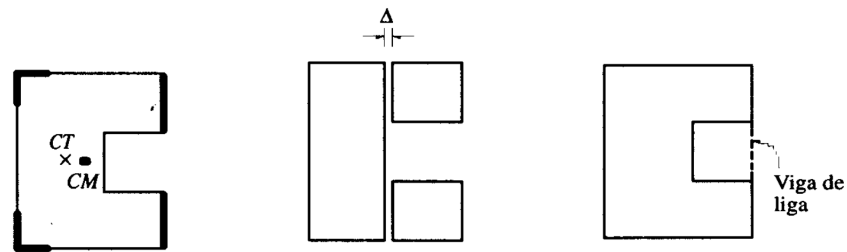


Figura 6.6.1: *Sistemas de remedio para la minimización de problemas de planta asimétricas (Bazán & Piralla, 2007).* (Izquierda) Sistema de rigidización para hacer coincidir el centro de masa y centro de torsión, (Media) Subdivisión mediante juntas sísmicas, (Derecha)

Tampoco es recomendable la presencia de alas muy alargadas **Fig. 6.6.2 (Izq)** ya que estas suelen vibrar en direcciones diferentes al resto de la edificación generándose concentraciones de esfuerzos en las esquinas interiores de la planta **Fig. 6.6.2 (Der)**.

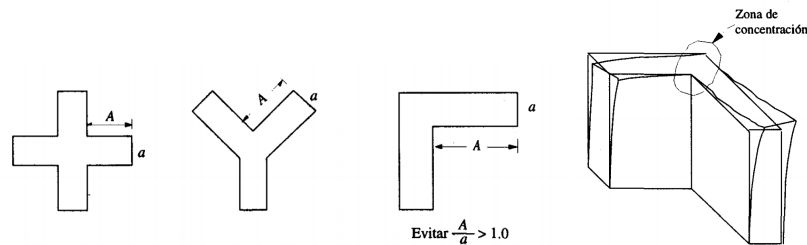


Figura 6.6.2: *Edificios con alas alargadas en planta (Izq). Efectos de concentración de esfuerzos en edificios con alas alargadas (Der) (Bazán & Piralla, 2007).*

Deben también evitarse plantas muy alargadas **Fig. 6.6.3**, ya que conforme aumenta esta longitud mayor es la probabilidad de diferencias de movimientos de un extremo a otro, propiciando vibraciones importantes en planta. Por tanto es de suma importancia cuidar la distribución uniforme de las rigideces transversales y usar sistemas de piso muy rígidos en su plano.

En cuanto a la regularidad y simetría en elevación del edificio, por las razones anteriormente mencionadas, se recomienda que en caso de que esta irregularidad sea inevitable, que se atenúen los efectos de vibración con ciertas medidas **Fig. 6.6.4**, ya que un cambio drástico en la rigidez tiende a producir el fenómeno de *chicoteo* con grandes amplificaciones de vibración en las puntas

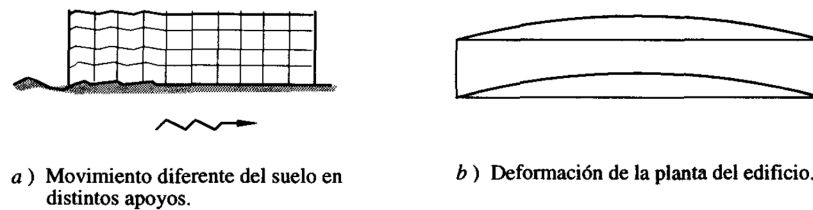


Figura 6.6.3: Edificios alargados en planta. (Bazán & Piralla, 2007).

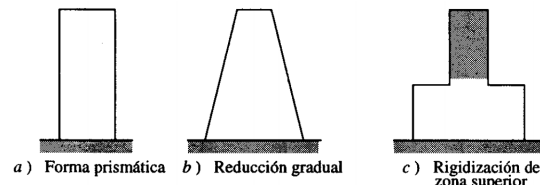


Figura 6.6.4: Soluciones ante problemas de irregularidad en vertical de edificios (Bazán & Piralla, 2007).

Al tratarse de edificaciones con esbeltez excesiva **Fig. 6.6.5** estas tienden a ser inestables por los efectos  $P - \Delta$  generando problemas de volteo y de transmisión de cargas elevadas a la cimentación y al subsuelo. Estos efectos se pueden atenuar proporcionando rigidez lateral en la dirección más esbelta del edificio y con cimentaciones rígidas. La mayoría de las recomendaciones de estructuración aconsejan que la relación de esbeltez sea menor a cuatro.

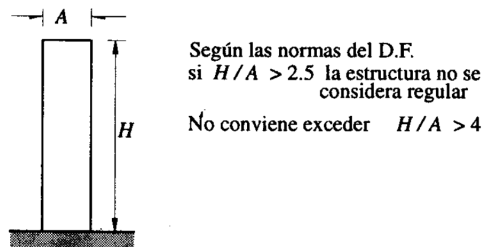


Figura 6.6.5: Limitaciones de esbeltez en un edificio (Bazán & Piralla, 2007).

### 6.6.1 Sistemas estructurales

Se recomienda que además de que la geometría de la edificación en planta y en elevación sea lo más sencilla, regular, simétrica y continua, que también disponga de redundancia estructural y de capacidad de deformación inelástica para disipar la energía de las aceleraciones producidas por viento o por sismo, mediante un elevado amortiguamiento inelástico.

Los sistemas de *marcos tridimensionales* son los sistemas más utilizados para Concreto Reforzado, formados mediante la conexión de columnas y vigas en dos direcciones para

proporcionan rigidez lateral a la estructura. Existen diferentes tipos de sistemas para marcos tridimensionales, **Fig. 6.6.6** cada variante proporciona rigidez lateral a la estructura de manera diferente, y es su principal objetivo. Existen otros sistemas de estructuración como son los *marcos tipo cajón* **Fig. 6.6.7** que proporciona continuidad a la estructura.

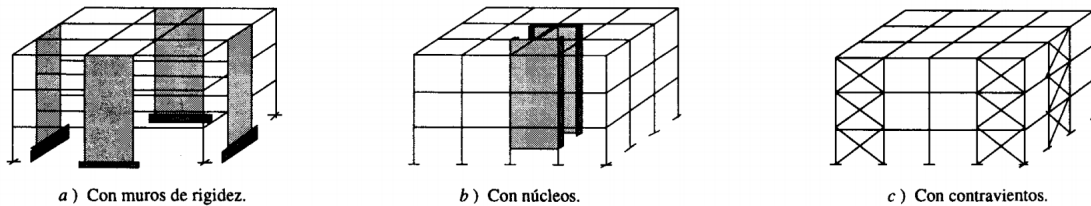


Figura 6.6.6: *Diferentes sistemas de estructuración para marcos tridimensionales (Bazán & Piralla, 2007).*

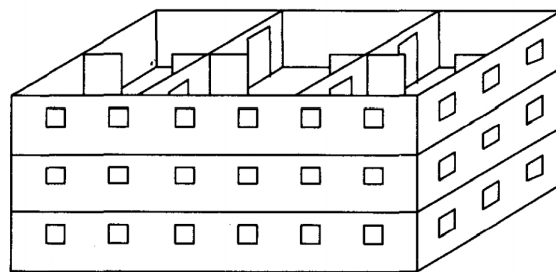


Figura 6.6.7: *Marco tridimensional tipo cajón (Bazán & Piralla, 2007)*

Para cada uno de estas variantes de sistemas se pueden dar diferentes configuraciones y sub-sistemas en la estructura según sea la necesidad de dar rigidez. Cada uno presenta ciertas ventajas y desventajas en la distribución de esfuerzos sobre los elementos, que se deberán tomar en cuenta para cualquier análisis y diseño.

### 6.6.2 Criterios de la CFE-15

La CFE-15 clasifica también a las estructuras de acuerdo a su estructuración en 13 diferentes tipos (CFE-Sismo, 2015), sin embargo, para fines del presente proyecto solo se hará mención de las estructuras Tipo I, ya que son del tipo que se estudia en este trabajo. Estas estructuras son de Edificios, y pueden ser estructuras comunes tales como edificios urbanos, naves industriales típicas, salas de espectáculos y estructuras semejantes en las que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados no, por diafragmas o muros o por la combinación de estos.

Para este tipo de estructuras, la CFE-15 propone factores de reducción del espectro de diseño sísmico correspondiente al estado límite considerado, de acuerdo a su comportamiento

dúctil, al grado de irregularidad de su geometría y a la redundancia de la estructuración.

### 6.6.3 Factor por ductilidad

Este factor se determina de acuerdo al Factor de Comportamiento Sísmico correspondiente de la estructura  $Q$  y al factor de amortiguamiento  $\beta$  (%5) = 1, con la ecuación (6.13). Es aplicable a estados límite de prevención al colapso para tomar en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura. Para determinar el Factor de Comportamiento Sísmico se hace referencia a los requisitos enlistados en la **Sección 3.3.1.1 del manual CFE-15 por sismo (CFE-Sismo, 2015)** tomando cualquiera de los siguientes valores posibles:  $Q = 4, Q = 3, Q = 2, Q = 1.5, Q = 1.25$ .

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{T_e}{kT_b}} & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{k + (1-k)(\frac{T_e}{T_c})^2}{k}} & \text{si } T_e > T_b \end{cases} \quad (6.12)$$

### 6.6.4 Factor de irregularidad

Para estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad especificadas en la **Sección 3.3.2.1 del manual CFE-15 por sismo (CFE-Sismo, 2015)** se multiplicará el factor reductor de ductilidad  $Q'$  por los siguientes factores  $\alpha$  según sea el caso que corresponda. En ningún caso  $\alpha Q' < 1$ .

- $\alpha = 0.9$  Cuando no se cumpla una condición de regularidad entre la 1 y 9 de la **Sección 3.3.2.1 del manual CFE-15 por sismo (CFE-Sismo, 2015)**
- $\alpha = 0.8$  Cuando no se cumplan dos o más condiciones de regularidad, o no se cumpla con la condición 10 o 11 de regularidad de la **Sección 3.3.2.1 del manual CFE-15 por sismo (CFE-Sismo, 2015)**
- $\alpha = 0.7$  Estructuras fuertemente irregulares

Los desplazamientos laterales calculados tomando en cuenta la reducción por irregularidad se multiplicarán por el producto  $QR\rho$ .

### 6.6.5 Factor de redundancia

La redundancia es la capacidad de respuesta en el rango no-lineal que tiene una estructura; mientras más elementos tenga una estructura mayor redundancia tendrá. Esta es una de las características más importantes que se deberían buscar en una estructura desde el punto de vista de diseño sísmico, ya que cuando se cuenta con número reducido de elementos, como es el caso de estructuras poco redundantes, la falla de alguno de éstos puede causar el colapso de la estructura. Para cada dirección ortogonal de análisis, la redundancia de estructuración se toma mediante el factor por redundancia  $\rho$  como:

- $\rho = 0.8$  En estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis, cuando se disponga de marcos de una sola crujía o estructuraciones equivalentes (un solo muro por línea de defensa paralela, etc.)
- $\rho = 1.0$  En estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos dos crujías o estructuras equivalentes
- $\rho = 1.25$  En estructuras con al menos tres marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos tres crujías o estructuraciones equivalentes

Para estructuras que no cumplan con la condición de regularidad 10 ó 11 de la **Sección 3.3.2.1 del manual CFE-15 por sismo (CFE-Sismo, 2015)** o sean clasificadas como fuertemente irregulares según la **Sección 3.3.2.3 del manual CFE-15 por sismo (CFE-Sismo, 2015)** no será válido reducir las ordenadas del espectro de diseño por concepto de redundancia.

### 6.6.6 Factor por sobre-resistencia

$$R = \begin{cases} R_o + 1.0 - \sqrt{\frac{T_e}{T_a}} & \text{si } T_e \leq T_a \\ R_o & \text{si } T_e > T_a \end{cases} \quad (6.13)$$

Donde  $R_o$  es el índice de sobre-resistencia que se determina a partir del cumplimiento de las condiciones enlistadas en la **Sección 3.3.1.3 del manual CFE-15 por sismo (CFE-Sismo, 2015)**, pudiendo tomar cualquiera de los valores  $R_o = 2, R_o = 2.5, R_o = 3$ . Para sistemas estructurales no contemplados en ese listado se tomara un índice de 2.

### 6.6.7 Espectro de diseño reducido

Para edificios diseñados ante estados límite de servicio, el espectro de diseño reducido considerando los factores anteriormente expuestos de estructuración se determina como (6.14), mientras que para estados límite de prevención al colapso se calcula (6.15):

$$d' = \frac{a}{5.5} \quad (6.14)$$

$$d' = \frac{a}{Q'R\rho} \quad (6.15)$$

### 6.6.8 Criterio Columna fuerte-Viga débil

El objetivo de esta condición es el de disminuir la probabilidad de colapso de la estructura al evitar plastificaciones en las columnas al proporcionales con la rigidez necesaria para

transmitir los esfuerzos a las vigas, y que de esta forma sean las rótulas de las vigas las que se plastifiquen **Fig. 6.6.8**.

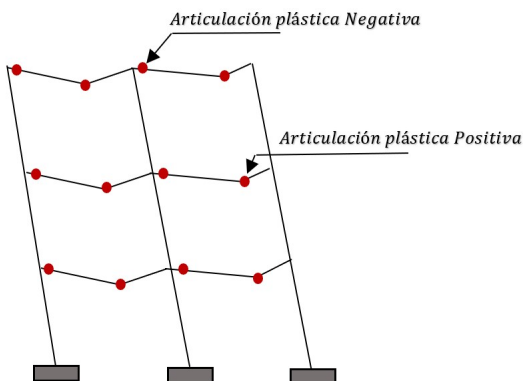


Figura 6.6.8: *Mecanismo deseable de plastificación en vigas en un pórtico ante efectos de carga lateral. Adaptado de (Noguera, 2014).*

En todos y cada uno de los elementos estructurales, y ante todas las situaciones de carga posible, la capacidad a cortante tiene que ser mayor que la capacidad a flexión, de esta forma garantizando que la falla sea por flexión y no por cortante. Para ello, se debe diseñar el cortante teniendo en cuenta la máxima capacidad a flexión. El diseño a flexión deberá asegurar suficiente ductilidad de curvatura.

No se considera el endurecimiento del acero de refuerzo por deformación ya que lo que interesa es establecer cuál de los dos elementos entra en fluencia primero. Se han establecido varios criterios específicos para aplicar este criterio de *Columna fuerte - Viga débil* basados en las posibles configuraciones entre las uniones viga-columna. Este criterio es un requerimiento a cumplir en cualquier proyecto sismo resistente de estructuras de concreto armado para evitar fallas por inestabilidad que junto a las fallas frágiles como las de adherencia y de de corte, son las responsables de la falla catastrófica o ruina de las estructuras.

La articulación plástica se logra cuando el acero traccionado continua deformándose sin ser capaz de generar más fuerza de tracción y de esta forma haciendo que el concreto sostenga deformaciones importantes. Este criterio establece el diseñar pues, las columnas con mayor capacidad resistente.

### Especificaciones de diseño

Un criterio para el cálculo del mecanismo *Columna fuerte - Viga débil* corresponde a que la suma de los momentos nominales de las columnas en un nudo debe ser mayor de  $\frac{6}{5}$  veces la suma de los momentos nominales de las vigas que llegan al mismo. También se puede verificar



si en la estructura hay la posibilidad de que el criterio *Columna fuerte - Viga débil* gobierne el diseño. Un método sencillo es determinar la relación:

$$P = \frac{\sum \frac{EI_v}{L_v}}{\sum \frac{EI_c}{L_c}} \quad (6.16)$$

Donde  $EI_v$  definen la rigidez a flexión de las vigas, y  $EI_c$  la rigidez a flexión de las columnas. Cuando esta relación es mayor a 0.5 es importante verificar la resistencia de las columnas y redimensionarlas para evitar mecanismos indeseables. **(ACI 318-19)**

De acuerdo al código **(ACI 318-19)** y a las **(NTC-17)** se tienen proponen distintos criterios para el mecanismo de *Columna Fuerte - Viga Débil* de acuerdo a los requerimientos de ductilidad en las estructuras. Para estructuras de *ductilidad baja* ( $Q = 2$ ) se recomienda que las resistencias a flexión de las columnas en un nudo sea al menos mayores a las resistencias a flexión de las vigas (6.17), para estructuras de *ductilidad media* ( $Q = 3$ ) se debe satisfacer la ecuación (6.18) en un nudo y para estructuras de *ductilidad alta* la ecuación (6.19). Donde  $\sum M_e$  es la suma al paño del nudo de los momentos resistentes nominales en el plano de análisis de las columnas que llegan a tal nudo y  $\sum M_g$  es la suma al paño del nudo de los momentos resistentes calculados con factor de resistencias nominales de las vigas que llegan a tal nudo. Estas condiciones deben cumplirse para ambos sentidos en que pueda actuar un sismo.

$$\sum M_e \geq \sum M_g \quad (6.17)$$

$$\sum M_e \geq 1.2 \sum M_g \quad (6.18)$$

$$\sum M_e \geq 1.5 \sum M_g \quad (6.19)$$

## 6.7 Procesos de Automatización

Es común que se disasocien las variables que intervienen en el diseño estructural de un proyecto con las variables de construcción e incluso con el proceso de diseño arquitectónico. Es requerido pues, el integrar cada uno de los procesos en uno solo. Hoy en día con la ayuda de software *Building Information Modelling (BIM)* y *Application Programming Interfaces (API)* es posible ligar en un flujo de trabajo completo y automatizado cada una de estas etapas en un proceso coordinado.

### 6.7.1 Programación paramétrica

La palabra *paramétrico* deriva de la palabra parámetro (del griego “para”-unto a, y “metro”-medida), es decir una medida constante o variable que aparece en una expresión matemática de un problema y cuyos distintos valores dan lugar a distintos casos de análisis en el mismo. Esto nos indica que el parametricismo en un sistema que expresa un comportamiento de acuerdo a la forma de los distintos parámetros que lo componen, debido a la interacción entre ellos. De modo que al cambiar un parámetro en cualquier instante de análisis del problema se obtendrá un resultado diferente de manera casi instantánea (de acuerdo al proceso que se trate y su tiempo de ejecución) teniendo acceso a todo un conjunto de posibles resultados que la misma variabilidad de cualquiera de los parámetros lo permita.

La programación esta íntimamente ligada con el diseño paramétrico, así como la fabricación digital y simulación de un comportamiento. Es la misma programación la que abre la puerta a lo paramétrico, a lo cambiante, permitiéndonos así preocuparnos exclusivamente por la producción.

La representación paramétrica, al contrario de lo que ocurre en los tradicionales modelos de representación 2D o 3D trabaja sobre el proceso de creación en lugar de en el resultado final, definiendo todos los factores, parámetros y operaciones entre ellos, necesarios para su desarrollo. Los modelos que se crean contienen algoritmos de generación más que la descripción de los mismos, permitiendo poder reaccionar y modificar fácilmente la formulación del proyecto ante los requerimientos de cambios no previstos (ver (Ballesteros, 2017)). **Fig. 6.7.1.**

**“ES EL EMPLEO DE ALGORITMOS Y MEDIOS COMPUTACIONALES AVANZADOS, NO PARA DIBUJAR FORMAS, SINO PARA CREAR POSIBILIDADES FORMALES. NO ES PRODUCIR UNA SOLUCIÓN, SINO UNA FAMILIA DE POSIBLES SOLUCIONES. ———- PATRIK SCHUMACHER”**,

### 6.7.2 Programación Visual

El diseño paramétrico siempre ha estado vigente en el diseño de las construcciones desde los vestigios de las primeras en la antigüedad, ya que los edificios siempre han sido concebidos en base y respuesta a factores externos que los condicionan y los fojan volviéndose intrínsecos, de modo que sería un error pensar que el diseño digital antecede al diseño paramétrico.

Al proponer un proyecto en la construcción es necesario realizar un plano arquitectónico, estructural o de cualquier tipo que pueda representar fielmente los elementos del proyecto y los objetivos. Desde hace siglos se definió una forma estándar en cuanto a los elementos que debe presentar un plano (detalles de construcción, acabados, distribución de espacios, etc.), cuyos procesos de representación se hacían todos a mano y pulso hasta la década de los 1960's

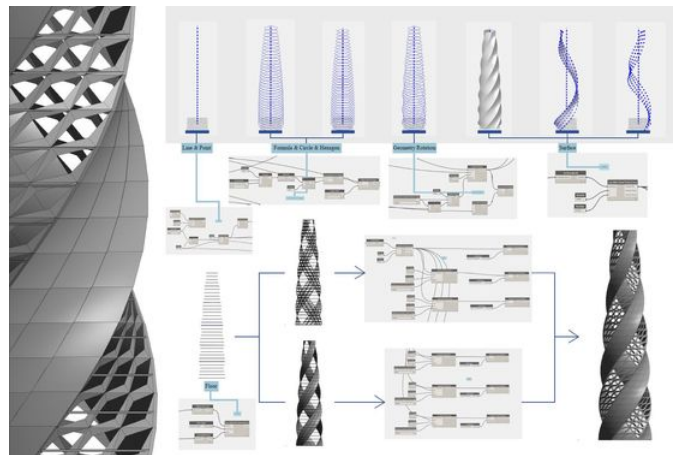


Figura 6.7.1: Programación de una estructura 3D de forma paramétrica con software CAD Dynamo. Fuente: <http://www.theprovingground.org/2015/03/university-of-nebraska-computational.html>

cuando la interacción gráfica computadora-humano cambio completamente con el desarrollo del sistema gráfico del científico computacional Ivan Sutherland con el cual era posible trazar figuras sobre una pantalla instalada en la computadora denominada **TX-2**, la computadora más poderosa del mundo en ese entonces en el MIT diseñada en 1956, este sistema fue llamado “*Sketchpad*” y hasta hoy en día después de seis décadas de su invención es del los softwares gráficos más usados en la industria <sup>1</sup>

Sin embargo, no fue hasta la década de 1980 cuando las computadoras se hicieron más accesibles y se desarrolló el primer sistema comercial de dibujo asistido por computadora CAD por su siglas en inglés *Computed Aided Design* el cual fue adoptado rápidamente por la sociedad.

Es importante recalcar que aunque el proceso de hacer dibujos había pasado de ser analógico a ser digital, en el ámbito del diseño de edificios esta transición no se vió realmente reflejada, los edificios seguían teniendo el mismo aspecto, era imprescindible pues dar cabida a la optimización funcional de geometrías a través de su parametrización. Hoy en día en la ingeniería civil y arquitectura esta es la tendencia principal de modelado que se pretende adoptar debido a las ventajas y beneficios indiscutibles que esta supone en eficiencia y reducción de tiempos en ejecución de tareas referente a diseño y análisis de problemas geométricos de conceptualización. Se ha desarrollado en las últimas décadas múltiples trabajos de investigación de gran relevancia relacionados con el tema, así como software de implementación de este nuevo paradigma para las industrias, desde optimización de cortes y traslapes en la parametrización óptima del refuerzo en los elementos (Moussavi et al., 2018) a análisis

<sup>1</sup>BBC News Mundo, Ivan Sutherland, “el padre de la computación gráfica” que revolucionó nuestra interacción con las máquinas, 2019, <https://www.bbc.com/mundo/noticias-47393964>

basados en desempeño para la generación de componentes estructurales apropiados (**Ercan & Elias-Ozkan, 2015**). En la ingeniería civil, referente a análisis y diseño estructural, al ir de la mano con la arquitectura de un espacio y elementos estructurales definidos, es requerido tener una buena noción y control de la geometría y su distribución del proyecto y de sus distintos componenetes en todo momento del diseño. Con la combinación de esta técnica de diseño paramétrico y de procesos de optimización estructural y métodos numéricos computacionales se pueden crear soluciones automatizadas eficientes de forma, espacio y comportamiento con el máximo control de las variables que intervienen para el diseño y modelación en toda etapa, generando aplicaciones de interfaces gráficas que nos permitan visualizar los procesos de optimización de las estructuras y sistemas estructurales en 3D para mejores interpretaciones (véase (**Muttio & Botello, 2017**)) **Fig. 6.7.2**.

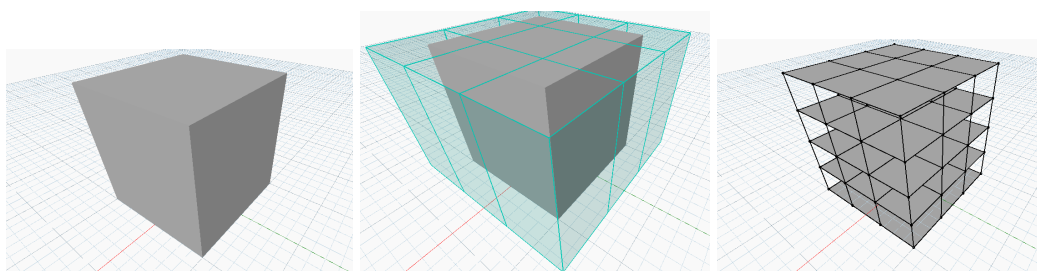


Figura 6.7.2: *Programación visual paramétrica para el diseño y análisis de edificaciones con software CAD. (Muttio & Botello, 2017)*

### Diseño de Acero de Refuerzo por Empalmes y Traslapes Libres de Choques

Debido a que usualmente se optimizan diferentes topologías y tipos de acero en los diferentes elementos de un sistema estructural es crucial el implementar criterios de diseño por traslapes, de modo que las juntas de cada uno de estos miembros se adapten a restricciones de espaciamiento entre las barras y longitudes de adherencia para una correcta unión **Fig. 6.7.3**, y más aún en unionenes losa-columna-viga. De esta forma se puede lograr sincronizar los diseños con los procesos constructivos y asegurar desde las etapas tempranas de planeación del proyecto una mejor ejecución en la construcción. Mientras que por un lado, un diseño óptimo por desempeño podría producir diseño de varillas confiables en resistencia y rigidez, también se podrían generar diseños complejos de varillas en los elemntos (**Verduzco et al., 2021**) y por ende mayor complejidad de construcción de cada uno, traducidos al final en mayores costos (**Eleftheriadis et al., 2018**).

Al tratar con este tipo de problemas de optimización, el uso de tecnología BIM se vuelve crucial para la visualización e interpretación de los diseños libres de choques; aunque ha habido ya investigación al respecto, lo que se espera en futuras investigaciones es la exploración de nuevos métodos para generar detallado de varillas libre de choques y asegurar correctos traslapes en conexiones complejas (uniones de más de dos elementos y de diferentes dimensiones) durante las etapas tempranas de diseño de acero de refuerzo. De modo en los

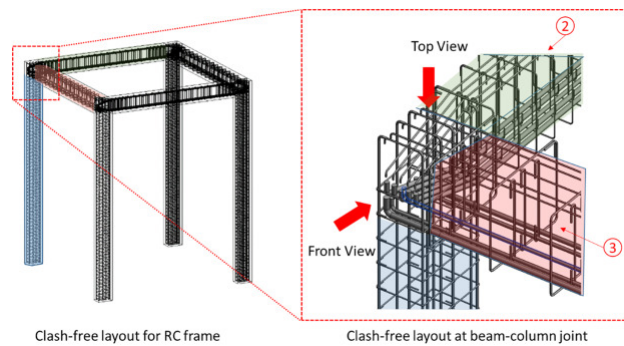


Figura 6.7.3: Automatización de diseño de refuerzo por criterios de empalmes y traslapes libres de choques con software BIM. (Mangal et al., 2021)

futuros trabajos de investigación se podría enfocar en crear sistemas de acómodo de varillas mediante detección de choques y su resolución efectiva (Afzal et al., 2020).

### Ansys SpaceClaim

SpaceClaim es una herramienta CAD altamente funcional para la creación rápida de modelos conceptuales, así como para la creación de detalles de componentes, ensamblado y dibujo<sup>2</sup>. Te permite pasar de datos de geometría en 2D a 3D de manera precisa y sencilla **Fig. 6.7.4**. Es ideal para flujos de trabajo de reconstrucción de geometría 3D para una mejor visualización y comunicación de los diversos elementos que componen a un proyecto en su proceso de análisis y diseño, permitiendo la innovación y un mejor desarrollo del producto a través de su interfaz gráfica dejando a un lado el proceso tradicional de recargar todo un paquete de información CAD cada vez que se ejecutaba un cambio, sino que el proceso de diseño y optimización aquí es completamente dinámico y fluido, habilitando la percepción de los efectos de cambios de geometría y dominio espacial en los resultados de análisis y simulación realizados con el Ansys Workbench u otros productos de Ansys. Acepta tipos de archivos DXF, DWG para el intercambio de información con cualquier otro software de modelado. El lenguaje de programación con el que las diversas tareas se automatizan y se parametrizan geoméricamente las soluciones es Python. Al igual que con *Ansys Parametric Language (APDL)*<sup>3</sup>, en SpaceClaim también se pueden generar Scripts en su misma interfaz gráfica de usuario (UI), usando los comandos ya integrados en el mismo software para la generación de las geometrías además del cálculo de operaciones matemáticas complejas.

### 6.7.3 CALFEM - MatLab

Actualmente MatLab es uno de los softwares más usados para la investigación a nivel internacional. Por sus excelentes funciones gráficas y sencilla sintaxis de lenguaje de pro-

<sup>2</sup><https://www.ansys.com/products/3d-design/ansys-spaceclaim>

<sup>3</sup><https://www.ansys.com/training-center/course-catalog/structures/introduction-to-ansys-mechanical-apdl>

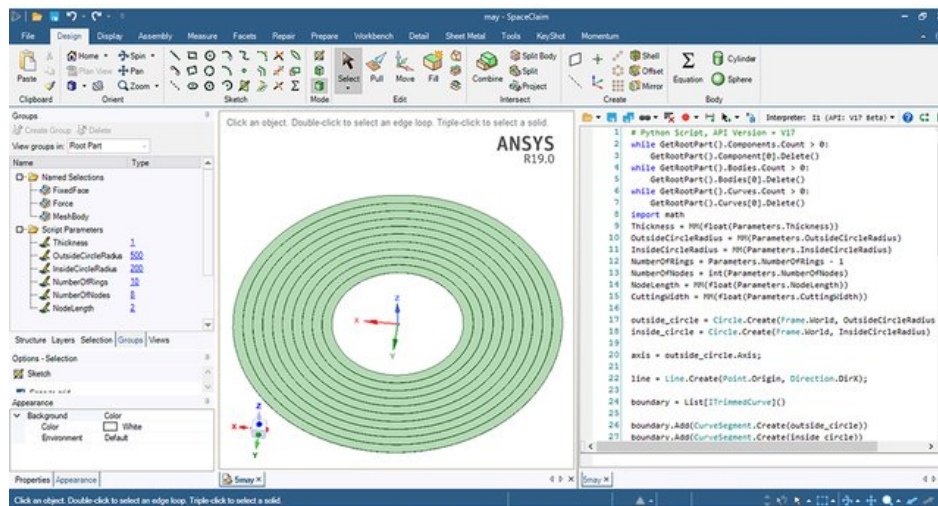


Figura 6.7.4: Modelo geométrico 3D en ANSYS SpaceClaim con lenguaje python a través de IronPython scripting. (Danesh et al., 2018)

gramación MatLab permite enfocarse enteramente en la investigación más que en la misma programación cuando de problemas complejos se trata. Desde la creación de MatLab en los años 70's por Cleve Moler, se han integrado multiples librerías (Toolbox) que potencializan el uso de MatLab para cualquier área de ciencias; desde Procesamiento de Señales, Economía, Biología e Ingeniería con librerías como *Signal Processing Toolbox*, *Optimization Toolbox*, *Simulink Toolbox*, entre muchas otras.

MatLab sigue desarrollando más funciones y librerías cada día a través de MathWorks, Inc., la que distribuye las licencias de MatLab desde 1984. Sin embargo, cualquier entidad, organización o institución puede aportar al desarrollo de nuevas funciones y librerías. En la década de los 80's la Universidad de Lund, en Suecia, comenzaron a desarrollar la librería CALFEM (CALFEM Toolbox) (Dahlblom et al., 1986) que es una serie de funciones de Mecánica Estructural Computacional para la enseñanza del Método del Elemento Finito (ver documentación (Austrell et al., 2004)<sup>4</sup>), y cuyo contenido ha seguido en desarrollo desde entonces.

La librería *CALFEM Toolbox* cuenta con funciones matriciales para el cálculo de Matrices de Rigidez de varios tipo de elementos finitos (tipo barra, tipo sólidos, tipo resorte, tipo viga, de flujo de calor, etc.), Matrices Constitutivas de materiales (elásticas lineales, esfuerzos y deformaciones plásticas de von Mises), funciones de Solvers de Sistemas Dinámicos y Estáticos para el cálculo de Esfuerzos y Deformaciones, así como de Elementos Mecánicos Internos. Basta con hacer ligeras adaptaciones al problema particular que se tiene para emplear estas funciones de manera dinámica e incluso interactuar con las funciones gráficas que ofrece

<sup>4</sup>Librería disponible para descarga: <https://github.com/CALFEM/cal-fem-matlab>

el mismo entorno de MatLab **Fig. 6.7.5, Fig. 6.7.6.**

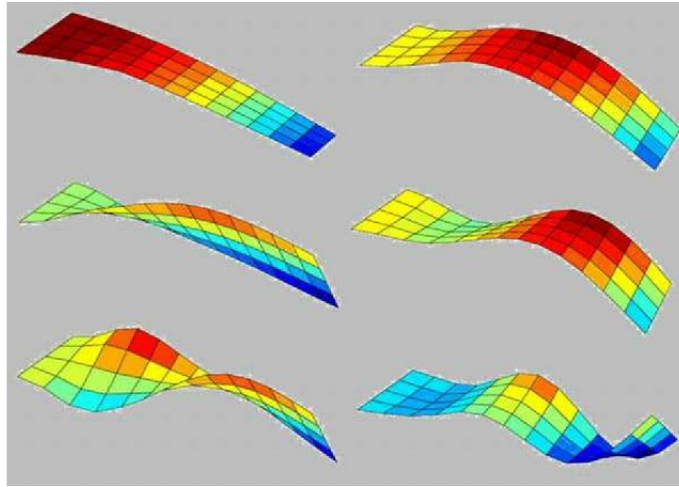


Figura 6.7.5: CALFEM results for shell structures using CALFEM graphic functions and work-flow through MatLab.

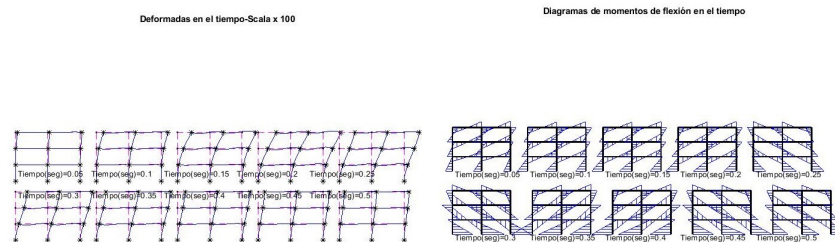


Figura 6.7.6: CALFEM results for frame structures under impact response analysis in time, using CALFEM graphic functions and work-flow through MatLab: (Izq.) Deformadas, (Der.) Elementos mecánicos a flexión en el tiempo.

En el presente proyecto se usaron principalmente funciones para el cálculo de matrices de rigidez de elementos tipo viga 2D y 3D [**beam2e,beam3e**] y ensamblaje [**assem**], además de funciones de solver para el cálculo de reacciones y elementos mecánicos [**sol-veq,beam2s,beam3s**], o [**eigen**] para resolver las ecuaciones de valores y vectores característicos de análisis modales para simulaciones de análisis sísmicos, entre otras. Para el caso de análisis estáticos no-lineales se crearon funciones propias, mismas que se presentan a detalle en el **Apéndice 2** (p.259) como propuestas de contribución a la integración en la librería CALFEM. De esta forma fue posible integrar los procesos de optimización a partir de los resultados de los análisis estructurales de los modelos numéricos creados en un flujo de trabajo dinámico e iterativo a través del IDE de MatLab sin necesidad de recurrir a software especializados comerciales de análisis estructural como SAP 2000 o ANSYS.





## 7. Mecanismos de Diseño

### 7.1 Análisis y diseño de Vigas de concreto

#### 7.1.1 Mecanismo de diseño - Estados límite últimos

##### Flexión

Las vigas son usualmente analizadas y diseñadas contra flexión pura debido a que las cargas axiales actuantes son muy bajas en relación a su resistencia ante cargas axiales. Siempre que se cumpla una relación de carga-resistencia de  $\frac{P_u}{P_{oc}} < 0.1$  se puede suponer un mecanismo de flexión pura en una viga como el que se muestra en la **Fig. 7.1.1** acorde a las (NTC-17) en el que se tiene un bloque de esfuerzos equivalente a la distribución real más parecida a lo que se muestra en la **Fig. 7.1.2**.

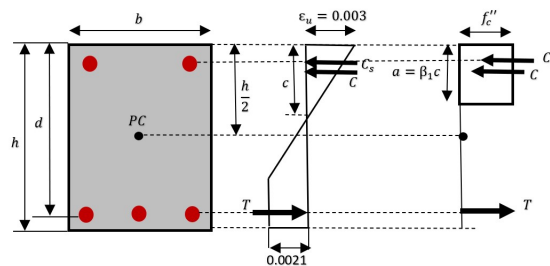


Figura 7.1.1: Mecanismo de diseño de una viga sometida a flexión pura

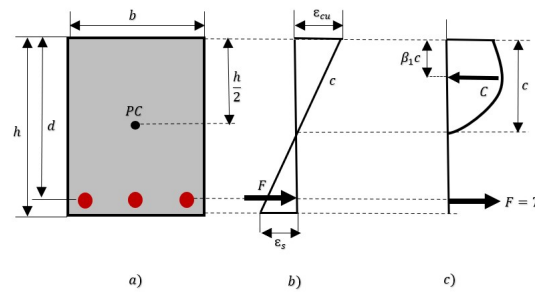


Figura 7.1.2: Distribución real del bloque de esfuerzos a compresión en un elemento de concreto reforzado (McCormack, 2011).

De modo que se pueden enunciar las siguientes hipótesis de diseño de manera formal, para el cálculo de la resistencia de una sección:

#### Hipótesis de diseño a flexión:

1. La deformación del concreto en un punto es proporcional a la distancia de éste punto respecto al eje neutro
2. El acero de refuerzo tiene un comportamiento elastoplástico perfecto a tensión idéntico al de compresión
3. La deformación unitaria de fluencia se considera de 0.0021
4. La distribución real de esfuerzos a compresión **Fig. 7.1.2** del concreto en una sección cualquiera se puede transformar en un bloque equivalente de esfuerzos **Fig. 7.1.1**
5. No existen corrimientos relativos entre el acero y el concreto que lo rodea. Se supone que la deformación unitaria es la misma en el acero que en el concreto que se encuentra al mismo nivel de profundidad en la sección
6. El concreto no resiste esfuerzos a tensión
7. El elemento alcanza su resistencia a una deformación unitaria máxima útil del concreto de 0.003

#### Resistencia a flexión

Para el cálculo de la resistencia de una sección de concreto reforzada se requiere conocer la profundidad del eje neutro  $c$  tal que se tenga un equilibrio de fuerzas tanto a tensión como a compresión, ya que se considera que no hay cargas axiales actuando sobre el elemento. De esta manera, tomando como referencia la **Fig. 7.1.1** el eje neutro se puede encontrar de manera iterativa hasta que se cumpla  $T - C - C_s = 0$  o expresado de otra forma como (7.1), siguiendo la ley de distribución lineal de esfuerzos de Hooke acorde a las hipótesis de diseño. Por otra parte, la resistencia a flexión de la sección se puede determinar como la suma de cada una de las fuerzas resistentes multiplicadas por su brazo de palanca respecto al centro geométrico de la sección como (7.2). Donde  $T$  es la resistencia del acero de refuerzo a compresión,  $C$  es la

resistencia de la zona a compresión del concreto y  $C_s$  es la resistencia del acero a compresión.

$$\sum_{i=1}^{i=nbars} A_{s_i} E_y \varepsilon_i + \beta_1 ab f_c'' = 0 \quad (7.1)$$

$$M_n = \sum_{i=1}^{i=nbars} A_{s_i} E_y \varepsilon_i \left( \frac{h}{2} - d_i \right) + \beta_1 ab f_c'' \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \quad (7.2)$$

El parámetro  $f_c''$  se toma acorde a las (NTC-17) como  $f_c'' = 0.85 f_c'$  y  $\beta_1$  como (7.3) en el SI. Por otra parte, para flexión pura las NTC-17 establecen un factor de resistencia  $F_R = 0.9$  de modo que la ecuación (7.2) se transforma a (7.4), aunque el (ACI 318-19) reduce este factor de acuerdo a si la sección es controlada por compresión o por tensión, como se verá más adelante.

$$0.65 \leq \left( \beta_1 = 1.05 - \frac{f_c'}{1400} \right) \leq 0.85 \quad (7.3)$$

$$M_R = F_R \left[ \sum_{i=1}^{i=nbars} A_{s_i} E_y \varepsilon_i \left( \frac{h}{2} - d_i \right) + \beta_1 ab f_c'' \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (7.4)$$

### Mecanismo de agrietamiento de secciones

Debido a los esfuerzos de tensión en el concreto este tiende a agrietarse. Una vez sobrepasado el modulo de rotura tal agrietamiento tiene gran influencia no solo en la resistencia de la sección, sino también en la rigidez de la misma. De modo que el considerar dicho agrietamiento en el diseño de estos elementos es de vital importancia para obtener diseños más fiables y seguros. Un método para tomar en consideración este agrietamiento en la sección de concreto es el *método de la sección transformada* que constituye un excelente mecanismo para analizar secciones de material compuesto como de material homogéneo. Cuando se refiere a secciones de concreto reforzado, el principal objetivo es transformar el acero de refuerzo a área efectiva de concreto tal que se determine un momento de inercia modificado y usualmente menor al original, así mismo un Momento resistente a flexión modificado y también menor o más crítico que el original. Tomando como referencia la **Fig. 7.1.3** se puede determinar el momento de inercia modificado como (7.5).

$$I_{ag} = \frac{by^3}{12} + \frac{by^2}{4} + nA_s(d-y)^2 \quad (7.5)$$

Donde la profundidad del eje neutro  $y = kd$  se determina como  $y = \frac{-nA_s + \sqrt{(nA_s)^2 + 2bnA_s d}}{b}$ .

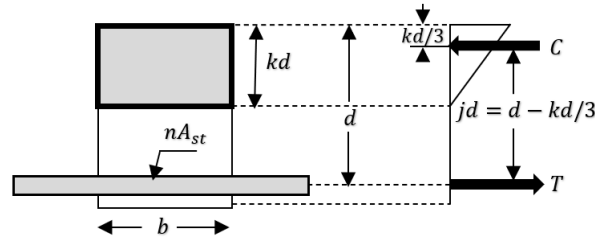


Figura 7.1.3: Modelo de sección agrietada para una sección reforzada de tipo viga.

### 7.1.2 Restricciones de diseño

Cuando se trata de vigas en marcos de CR se requiere tener en cuenta la demanda de ductilidad de tales marcos para establecer los criterios límites adecuados de diseño de las propias vigas, tanto en dimensiones de las secciones, como en distribución de las varillas sobre las secciones transversales y su porcentaje de acero máximo o mínimo. De acuerdo a las *Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México del 2017 (NTC-17)* se tienen las siguientes restricciones sin importar la demanda de ductilidad de la estructura:

#### Separación mínima de varillas ACI 318-19/NTC-17

El mayor de:

$$sep_{min} = \begin{cases} \frac{4}{3}d_{ag}, \\ d_{ag} = \frac{3}{4}in \end{cases} \quad (7.6)$$

#### Disposición de varillado ACI 318-19/NTC-17

Al menos cuatro varillas se deben disponer sobre una sección trasnversal (una en cada esquina). Cuando se analice y diseñe una viga, se toman tres secciones transversales a lo largo de su longitud (una en cada extremo y una en el centro) de acuerdo a la naturaleza de distribución de flexión en estos elementos.

#### Requerimientos de ductilidad ACI 318-19/NTC-17:

Se considera una deformación mínima para el acero de refuerzo (grado 42) en tensión de  $\epsilon_t = 0.004$  para que se asegure un comportamiento dúctil de los elementos, de acuerdo al código (ACI 318-19) para vigas dúctiles, tal que la profundidad del eje neutro este limitada por (7.7).

$$c \leq \frac{d}{\frac{0.005}{0.003} + 1} \quad (7.7)$$

Y el cálculo de los factores de reducción de resistencia  $\phi$  se determinen como (7.46):

$$\phi = \begin{cases} 0.65 + (\epsilon_t - 0.002) \frac{250}{3} & [0.004 \leq \epsilon_t < 0.005] \\ 0.9, & [\epsilon_t > 0.005] \end{cases} \quad (7.8)$$

De acuerdo a la demanda de ductilidad  $Q$  de la estructura:

### Estructuras de ductilidad baja $Q=2$

#### Restricciones en dimensiones:

$$b_{min} = 20cm, \frac{h}{b} \leq 6$$

#### Área de refuerzo máximo y mínimo ACI 318-19/NTC-17

$$0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \leq A_s \leq 0.9 \frac{(0.85 f'_c)}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} bd \quad (7.9)$$

### Estructuras de ductilidad media $Q=3$

#### Restricciones en dimensiones:

$$b_{min} = 25cm, \frac{h}{b} \leq 4, \frac{L}{h} \geq 4$$

#### Área de refuerzo máximo y mínimo ACI 318-19/NTC-17

$$0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \leq A_s \leq 0.75 \frac{(0.85 f'_c)}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} bd \quad (7.10)$$

### Estructuras de ductilidad muy alta $Q=4$

#### Restricciones en dimensiones:

$$b_{min} = 25cm, \frac{h}{b} \leq 3, \frac{L}{h} > 4$$

#### Área de refuerzo máximo y mínimo ACI 318-19/NTC-17

$$0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \leq A_s \leq 0.025bd \quad (7.11)$$

## 7.2 Análisis y diseño de columnas de concreto

### 7.2.1 Clasificación de columnas de concreto

Las columnas de concreto reforzado pueden clasificarse como columnas cortas, intermedias y columnas largas. (McCormack, 2011). Para cada tipo le corresponde un mecanismo de diseño distinto acorde a su comportamiento de falla.

#### **Clasificación de columnas de acuerdo a su mecanismo de falla:**

**Columnas cortas:** La carga que pueden soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales de que está construida.

**Columnas intermedias:** La falla es por una combinación de aplastamiento y pandeo.

**Columnas largas:** La capacidad de carga axial en estas columnas se ve reducida a causa de los momentos secundarios resultantes debidos a la deformación por flexión de la columna.

### 7.2.2 Tipos de columnas de concreto

El tipo de columnas de concreto depende de la forma de la sección transversal, así como de su tipo de refuerzo (McCormack, 2011). Hay columnas de concreto con refuerzo en forma de varillas longitudinales de acero, con restricción lateral (helicoidal o con estribos cerrados).

Generalmente las columnas con estribos tienen una sección transversal rectangular, mientras que las columnas zunchadas suelen tener sección transversal circular, pero también pueden fabricarse con secciones rectangulares, octogonales, entre otras formas. Las espirales en comparación de los estribos incrementan en mayor medida la resistencia debido al aumento de la eficiencia del efecto de confinamiento del refuerzo transversal; aunque, en algunos casos, aumentando también los costos de construcción.

### 7.2.3 Mecanismos de diseño - Estados límite últimos

#### **Carga axial**

De manera general, el tipo de carga que domina el diseño de una columna es la compresión, aunque también, debido a los momentos de flexión que pueden actuar simultáneamente con la compresión se pueden generar fuerzas de tensión sobre una porción de la sección transversal del elemento.

La resistencia o carga máxima a compresión que un prisma de concreto con refuerzo longitudinal puede alcanzar se puede determinar con la expresión (7.12), donde  $A_c$  es el área

neta de concreto y  $A_s$  es el área total de acero de refuerzo.

$$P_{oc} = 0.85f'_c(A_c - A_s) + f_y(A_s) \quad (7.12)$$

Por otra parte, la resistencia a tensión que el elemento puede soportar se puede determinar como (7.13) en la que se desprecia cualquier contribución extra del concreto, ya que se considera que el concreto se agrieta a tensión.

$$P_{ot} = f_y(A_s) \quad (7.13)$$

En las **NTC-17** se considera necesario sustituir  $f'_c$  por  $f''_c$  donde  $f''_c = 0.85f'_c$ . Además, se especifica el integrar el factor de resistencia  $F_R = 0.65$  si se considera que la sección fallara por aplastamiento, y  $F_R = 0.75$  si se considera que la falla es en tensión.

### Flexo-compresión

Debido a las excentricidades de las cargas axiales que actúan en un elemento estructural de un sistema se generan momentos de flexión que en acción simultánea con la compresión generan la *flexo-compresión*. Esta flexo-compresión es prácticamente inevitable en cualquier edificación o sistema estructural a causa de los mismos procesos de construcción y de la multitud de cargas que actúan en el sistema. Esta es la razón de que las columna siempre se diseñan a *flexo-compresión*, estableciendo incluso excentricidades mínimas a tomar en cuenta en el diseño. Las **NTC-17** establecen considerar una excentricidad mínima de  $0.05h > 20mm$ .

Considérense las siguientes hipótesis de diseño para la determinación de la resistencia de una sección de cualquier geometría ante cargas de fuerza axial y flexión:

#### **Hipótesis de diseño a flexo-compresión:**

1. Se aborda el análisis mediante propuestas de geometría de la sección transversal que permanecerán fijas durante el análisis, haciendo variar únicamente el área de acero de refuerzo
2. Un elementos puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momento flexionante. Estas combinaciones varían desde una carga axial máxima  $P_{oc}$  sin momento de flexión, hasta un momento  $M_0$  sin fuerza axial
3. El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que un elemento puede alcanzar su resistencia se representa graficamente por medio de un *diagrama de interacción* **Fig. 7.2.1**
4. Cuando al aumentar la carga externa, el momento y la carga axial crecen en la misma proporción, la historia de carga queda representada por una recta desde el origen con una pendiente igual al cociente  $\frac{P}{M} = \frac{1}{e}$  **Fig. 7.2.1**
5. Existen solo dos modos principales de falla de elementos sujetos a flexo-compresión: *falla a compresión y falla a tensión*

- *Falla a compresión:* Se produce por aplastamiento del concreto ante excentricidades de carga pequeñas. El acero del lado más comprimido fluye, en tanto que el lado opuesto no fluye en tensión
  - *Falla a tensión:* Se produce cuando el acero de un lado fluye en tensión antes de que se produzca el aplastamiento del concreto en el lado opuesto más comprimido. Ocurre principalmente ante excentricidades de carga grandes
6. El diagrama de interacción de una sección puede obtenerse a partir de las hipótesis descritas para el cálculo de la resistencia de elementos sujetos a flexión pura, considerando que ahora la sumatoria de fuerzas debe ser igual a la carga  $P$  aplicada, para alcanzar el equilibrio

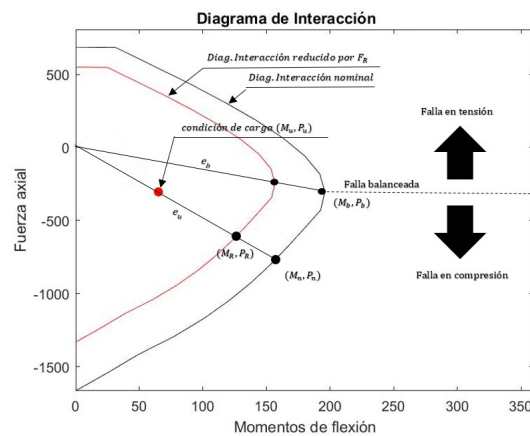


Figura 7.2.1: Diagrama de interacción tipo de referencia.

La zona de falla de tensión del diagrama de interacción y la zona de falla a compresión están divididas por una línea de falla balanceada determinada por su respectiva carga balanceada  $(M_b, P_b)$  y excentricidad balanceada  $e_b$  **Fig. 7.2.1** en la cual el concreto alcanza su deformación límite  $\epsilon_u$  en el mismo instante en que el acero a tensión logra su deformación de fluencia. Este punto de falla es gran utilidad para establecer relaciones de disposiciones de seguridad en el diseño de estos elementos, de modo que el diseñador deberá analizar todas las posibles combinaciones de carga actuantes en un elemento y utilizar siempre aquella combinación que envuelva una carga axial certera de compresión. Esto debido a que la zona a compresión de la sección de cada elemento será la que defina el diseño, dado que esta zona se genera por una sobre-deformación del concreto, misma que limita cualquier deformación adicional disponible para la compresión adicional ocasionada por flexión. En cambio, la zona de falla a tensión está definida por la fluencia del acero, de modo que ante posibles esfuerzos adicionales a compresión se generará una resistencia adicional del acero, dado que estos esfuerzos adicionales a compresión se constarrestarían con los esfuerzos previos a tensión en el acero.

**Bresler, (1961)** desarrolló una expresión muy simple para el cálculo de valores máximos de la carga a compresión en columnas rectangulares con acero simétrico que actúa a excentri-



tidades  $e_x$  y  $e_y$  (7.14). Dicha solución surgió ante la necesidad de evitar realizar cálculos para determinar una *superficie de interacción*<sup>1</sup>, reduciendo el problema biaxial a un solo plano de simetría. A este método también se le conoce como *método de carga inversa* y aplica solo para altos valores de carga axial tal que  $\frac{P}{P_{oc}} \geq 0.1$  requiriendo solo del cálculo de diagramas de interacción en cada plano de simetría para determinar la resistencia, tal que la eficiencia estructural se pueda entonces determinar como (7.15). Donde  $P_n$  es la resistencia nominal de la sección considerando los dos planos de simetría, y  $P_{Rx}$  y  $P_{Ry}$  son las resistencias de la sección en su respectivo plano de simetría determinadas a partir diagramas de interacción.

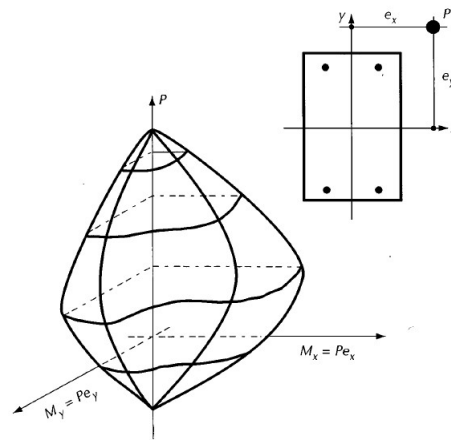


Figura 7.2.2: Superficie de interacción tipo de referencia. Tomada de (Cuevas, 2015).

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{ot}} \quad (7.14)$$

$$Ef = \frac{P_n}{P_{oc}} \leq 1.0 \quad (7.15)$$

Por otra parte, para valores pequeños de carga axial  $\frac{P}{P_{oc}} \leq 0.1$  es más fiable usar el *método de carga de contorno* con la *ecuación de interacción bidireccional* (7.16) para el cálculo de la eficiencia estructural:

$$Ef = \frac{M_{nx}}{M_{Rx}} + \frac{M_{ny}}{M_{Ry}} \leq 1.0 \quad (7.16)$$

<sup>1</sup>Lugar geométrico de los valores de carga axial que la sección de un elemento es capaz de resistir, en todos su planos

### Refuerzo con distribución simétrica

Resulta más viable reforzar los elementos columnas de manera simétrica a lo largo de las caras de la sección transversal, tanto por practicidad en los procesos de construcción como por las ventajas que conlleva al confinarse con el acero transversal. En este caso, el *Centro Geométrico* de la sección corresponderá con la posición del *Centro Plástico* **Fig. 7.2.3**

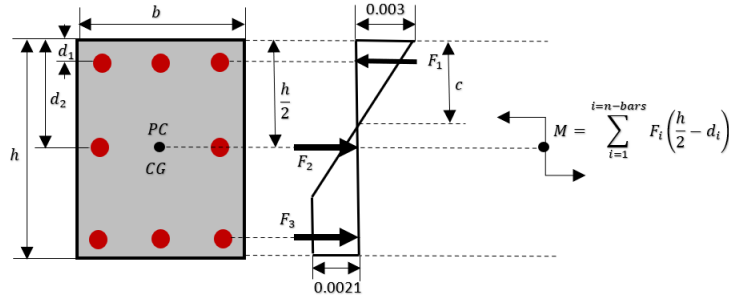


Figura 7.2.3: *Mecanismo de diseño a flexo-compresión para una sección trasnversal con acero distribuido simétricamente.*

De modo que el cálculo de las fuerzas resistentes para definir el diagrama de interacción de una sección de este tipo queda definido con las ecuaciones (7.17) y (7.18).

$$P_n = \sum_{i=1}^{i=nbars} F_i = \sum_{i=1}^{i=nbars} A_{s_i} E_y \epsilon_i + \beta_i a b f_c'' \quad (7.17)$$

$$M_n = \sum_{i=1}^{i=nbars} F_i = \sum_{i=1}^{i=nbars} A_{s_i} E_y \epsilon_i \left( \frac{h}{2} - d_i \right) + \beta_i a b f_c'' \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \quad (7.18)$$

### Refuerzo con distribución asimétrica

Para el caso de excentricidades altas y en casos donde los momentos críticos son uniaxiales, resulta más económico utilizar un patrón asimétrico de distribución de refuerzo en las secciones, con mayor número de barras en la zona de tensión. De modo que para la determinación de la resistencia con las ecuaciones anteriormente descritas será necesario la ubicación del *Centroide Plástico* que en este caso diferirá en ubicación con el *Centro Geométrico*. Tal *Centro Plástico* se define como el punto de aplicación de la fuerza resultante de la sección transversal de la columna, misma que esta comprimida de manera uniforme. La excentricidad de carga en este caso también deberá medirse con referencia a este punto, puesto que justo ahí la excentricidad es cero. Se puede determinar dicha ubicación del *centro plástico* como (7.19) y tomando referencia a la **Fig. 7.2.4**:

$$y = \frac{0.85 f_c' \frac{b h^2}{2} + \sum_{i=1}^{i=nbars} A_{s_i} f_u d_i}{0.85 f_c' b h + \sum_{i=1}^{i=nbars} A_{s_i} f_y} \quad (7.19)$$

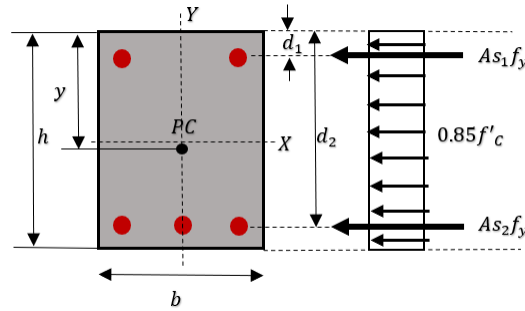


Figura 7.2.4: Mecanismo de diseño a flexo-compresión para una sección transversal con acero distribuido asimétricamente.

De esta manera el momento resistente nominal para los diagramas de interacción se calcula como (7.20):

$$M_n = \sum_{i=1}^{i=nbars} F_i = \sum_{i=1}^{i=nbars} A_{s_i} E_y \epsilon_i (y - d_i) + \beta_i a b f_c'' (y - \frac{a}{2}) \quad (7.20)$$

### Agrietamiento en secciones

Al igual que en vigas se pueden diseñar columnas a través de mecanismos de agrietamiento de acuerdo a las condiciones de carga en un elemento. Para el caso de columnas es recomendado adoptar un mecanismo de sección *agrietada* cuando se tienen excentricidades grandes de carga, de modo que se podría determinar la excentricidad límite  $e_{lim}$  para considerar una sección transversal como *no-agrietada* con la ecuación (7.21) mediante la analogía ISR, es decir, idealizando el refuerzo como láminas de acero, siguiendo el mecanismo de una sección no-agrietada, sea con refuerzo simétrico **Fig. 7.2.5** o asimétrico **Fig. 7.2.6**. De esta manera el momento de inercia modificado de la sección transformada  $I_t$  se determina como (7.22) para secciones con refuerzo simétrico y como (7.23) para secciones con refuerzo asimétrico. Mientras que el área de sección transformada  $A_t$  se determinaría como (7.24), (7.24) para acero simétrico y asimétrico, respectivamente.

$$e_{lim} = \frac{2(\frac{P}{A_t} + f_r) I_t}{P h} \quad (7.21)$$

$$I_t = I_{xx_{no-ag_{sym}}} = \frac{bh^3}{12} + 2 \frac{(b - 2(cover))((n - 1)t_1)^3}{12} + \dots \quad (7.22)$$

$$2(n - 1)t_1(b - 2(cover))(\frac{h}{2} - cover)^2 + \frac{2(n - 1)t_2(h - 2(cover))^3}{12}$$

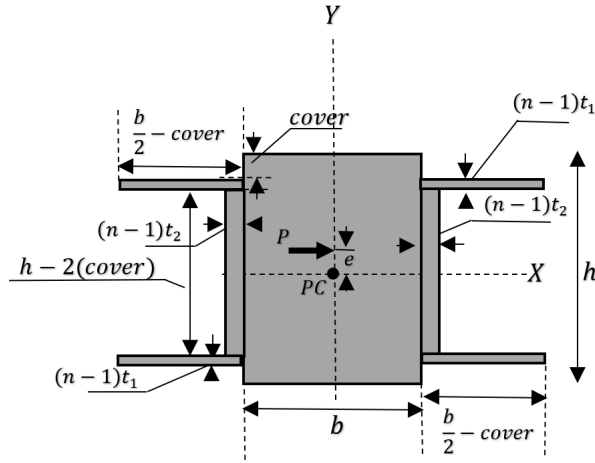


Figura 7.2.5: Sección transformada de una sección no-agrietada con refuerzo simétrico para excentricidades pequeñas  $e \leq e_{lim}$  de carga  $P$ .

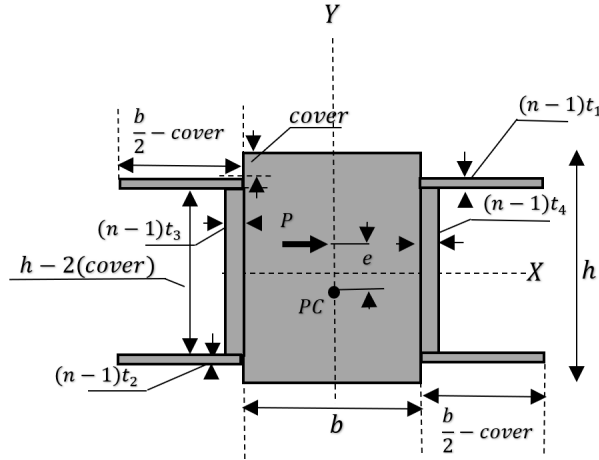


Figura 7.2.6: Sección transformada de una sección no-agrietada con refuerzo asimétrico para excentricidades pequeñas  $e \leq e_{lim}$  de carga  $P$ .

$$\begin{aligned}
 I_t = I_{xx_{no-ag_{asym}}} &= \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - PC\right)^2 + (n-1)t_1(b-2cover)(cover-CP)^2 + \dots \\
 &+ (n-1)t_2(b-2cover)(h-cover-CP)^2 + \frac{(n-1)t_3(h-2cover)^3}{12} + \dots \\
 &+ ((n-1)t_3)(h-2cover)\left(\frac{h}{2} - CP\right)^2 + \frac{(n-1)t_4(h-2cover)^3}{12} + \dots \\
 &+ (n-1)t_4(h-2cover)\left(\frac{h}{2} - PC\right)^2
 \end{aligned} \quad (7.23)$$

$$A_t = A_{no-ag_{sym}} = bh + 2(b-2cover)(n-1)t_1 + 2(h-2cover)(n-1)t_2 \quad (7.24)$$

$$A_t = A_{no-ag,sym} = bh + (b - 2cover)(n - 1)t_1 + (b - 2cover)(n - 1)t_2 + \dots \\ (h - 2cover)(n - 1)t_3 + (h - 2cover)(n - 1)t_4 \quad (7.25)$$

Una vez que se ha superado esta excentricidad límite  $e_{lim}$  el mecanismo de sección agrietada toma lugar y es requerido entonces, determinar modificar el momento de inercia de la sección  $I_t$  de acuerdo a si la sección esta reforzada con refuerzo simétrico **Fig. 7.2.7** o asimétrico **Fig. 7.2.8** como (7.26) y (7.27) respectivamente. Para el cálculo del área de sección transformata  $A_t$  se hace referencia a (7.28) y (7.29) para acer simétrico y asimétrico, respectivamente.

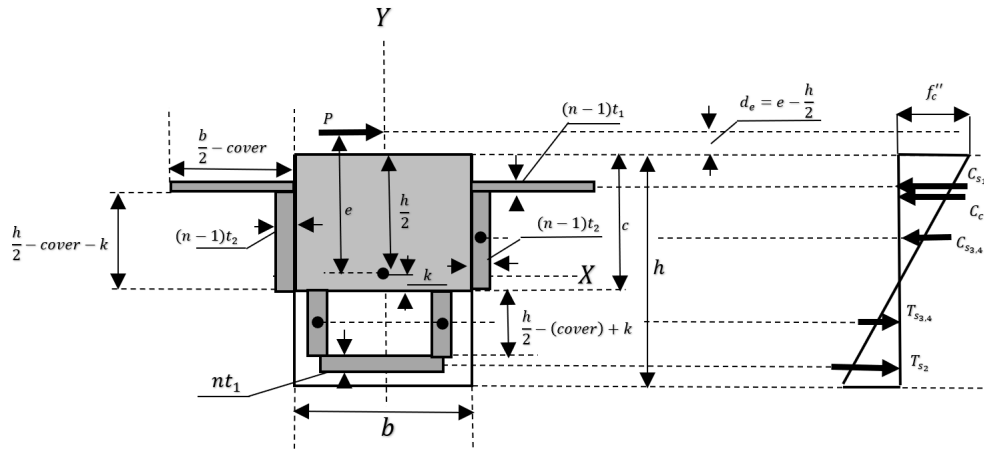


Figura 7.2.7: Sección transformada de una sección agrietada con refuerzo simétrico para excentricidades grandes  $e \geq e_{lim}$  de carga  $P$ .

$$I_t = I_{xx_{ag,sym}} = \frac{bc^3}{12} + \frac{bc^2}{4} + nt_1(b - 2cover)(h - cover - c)^2 + (n - 1)t_1(b - 2cover)(c - cover)^2 + \dots \\ \frac{2(n - 1)t_2(\frac{h}{2} - cover - k)^3}{12} + 2(n - 1)t_2(\frac{h}{2} - cover - k)(\frac{1}{2}(\frac{h}{2} - cover - k))^2 + \dots \\ \frac{2nt_2(\frac{h}{2} - cover + k)^3}{12} + 2nt_2(\frac{h}{2} - cover + k)(\frac{1}{2}(\frac{h}{2} - cover + k))^2 \quad (7.26)$$

$$\begin{aligned}
I_t = Ixx_{ag_{asym}} = & \frac{bc^3}{12} + \frac{bc^3}{4} + nt_2(b - 2cover)(h - cover - c)^2 + (n - 1)t_1(b - 2cover)(c - cover)^2 + \dots \\
& \frac{(n - 1)(t_3 + t_4)(\frac{h}{2} - cover - k)^3}{12} + (n - 1)(t_3 + t_4)(\frac{h}{2} - cover - k)(\frac{1}{2}(\frac{h}{2} - cover - k))^2 + \dots \\
& \frac{n(t_3 + t_4)(\frac{h}{2} - cover + k)^3}{12} + n(t_3 + t_4)(\frac{h}{2} - cover + k)(\frac{1}{2}(\frac{h}{2} - cover + k))^2
\end{aligned} \quad (7.27)$$

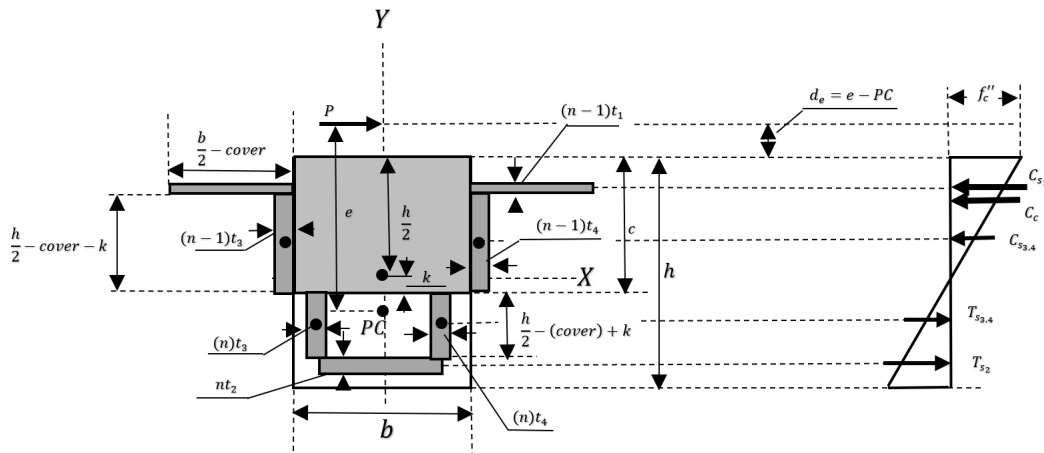


Figura 7.2.8: Sección transformada de una sección agrietada con refuerzo asimétrico para excentricidades  $e \geq e_{lim}$  de carga  $P$ .

$$\begin{aligned}
A_t = A_{ag_{sym}} = & b(h - c) + 2(b - 2cover)((n - 1) + n)t_1 + 2(\frac{h}{2} - cover - k)(n - 1)t_2 + \dots \\
& 2(\frac{h}{2} - cover + k)(n - 1)t_2
\end{aligned} \quad (7.28)$$

$$\begin{aligned}
A_t = A_{ag_{asym}} = & b(h - c) + (b - 2cover)((n - 1)t_1 + (b - 2cover)(n)t_2 + \dots \\
& 2(\frac{h}{2} - cover - k)(n - 1)t_3 + 2(\frac{h}{2} - cover + k)(n)t_4
\end{aligned} \quad (7.29)$$

### Efectos de esbeltez

En la actualidad, gracias a las tecnologías de concreto, es cada vez más común ver columnas esbeltas, por lo que se vuelve imprescindible el conocer los mecanismos que gobiernan al diseño por efectos de esbeltez en estos elementos.

Se define la esbeltez como la relación entre la longitud de la columna entre la dimensión más corta de la sección transversal analizada  $\frac{l}{h}$ . Si un elemento es relativamente esbelto, se puede flexionar lateralmente y fallar por flexión, en vez de fallar por compresión directa del material. En otras palabras, si un elemento tiene un índice de esbeltez más elevado colapsará bajo menor carga de compresión que una columna corta por sobreesfuerzo en el acero debido a un incremento en la flexión debido a momentos de segundo orden (7.30) a causa de desplazamientos laterales relativos  $\delta$  respecto al eje centroidal de la columna, incrementando así la excentricidad de carga  $e$  generando que la columna se pandee.

$$M = P(e + \delta) \quad (7.30)$$

Este decremento en la resistencia ante cargas de compresión está definido por la ecuación de Euler (7.31) la cuál indica la carga crítica para la cual una columna fallaría por pandeo misma que llega a ser considerable a partir de una relación de esbeltez mínima  $(\frac{l}{r})_{min}$ , donde  $r$  es el radio de giro de la sección definido como  $r = \sqrt{\frac{I_g}{A}}$ :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (7.31)$$

De manera general y en resumen, se tienen los siguientes factores que influyen en la resistencia de una columna en una edificación.

#### VARIABLES PRINCIPALES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA DE LAS COLUMNAS:

1. Rigidez a flexión de las vigas que restringen a la columna
2. Rigidez a flexión de la columna
3. Relación de excentricidades en los dos extremos de la columna y tipo de curvatura
4. Desplazamiento lateral relativo entre los dos extremos de la columna
5. Duración de la carga

### Flexo-compresión con efectos de esbeltez

#### Tipos de falla en columnas esbeltas::

- **Falla del material:** para columnas intermedias, hay una reducción en su capacidad de carga axial debido a los momentos adicionales provocados por la deflexión. **Línea OB Figura [7.2.9]**
- **Falla por inestabilidad:** Para relaciones de esbeltez grande, la falla ocurrirá por pandeo súbito del elemento, se presentará entonces una falla por inestabilidad. **Línea OC Figura [7.2.9]**

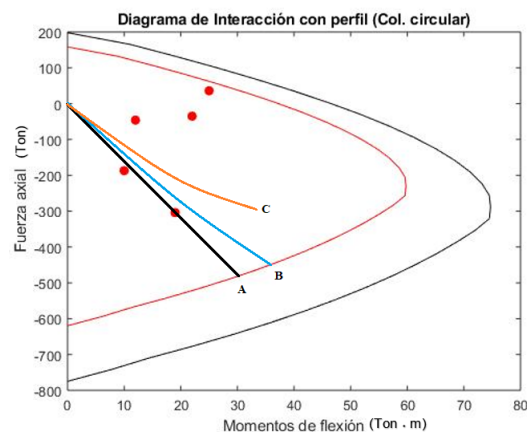


Figura 7.2.9: Diagrama de interacción típico de una columna de concreto. La línea OB representa una disminución de capacidad en carga axial debido a momentos adicionales provocados por la deflexión. La línea AC representa una falla por inestabilidad del elemento ante pandeo súbito.

#### Amplificación de momentos por efectos de esbeltez

Se puede recurrir tanto a métodos analíticos como a métodos numéricos para el cálculo de momentos amplificados ante efectos de esbeltez en un elemento sometido a flexo-compresión. Cuando se hace referencia a un método analítico se tendrán diferentes fórmulas para el cálculo de acuerdo a las relaciones de geometría del elemento.

Para columnas en marcos no-restringidos lateralmente se emplean las siguientes ecuaciones para el cálculo de los momentos amplificados en cada extremo de cada columna (7.32), (7.33), donde  $M_2$  es el mayor de los momentos y  $M_1$  es el menor,  $M_{1s}$  y  $M_{2s}$  son los momentos causados por las fuerzas que generan desplazamientos apreciables,  $M_{1b}$  y  $M_{2b}$  son los momentos causados por aquellas fuerzas que no causan desplazamientos apreciables. Y finalmente,  $F_{as}$  es el factor de amplificación y se determina como (7.34), donde  $\lambda$  se define como el índice de estabilidad igual a  $\lambda = \frac{W_i Q \Delta_i}{h V_i}$ ,  $V_i$  es el cortante del  $i$ -ésimo entrepiso,  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico (de acuerdo a la ductilidad requerida para la estructura),  $h_i$  es la



altura de el  $i$ -ésimo entrepiso y  $W_u$  es la suma de las cargas axiales gravitacionales de diseño en las columnas del  $i$ -ésimo entrepiso.

$$M_1 = M_{1b} + F_{as}M_{1s} \quad (7.32)$$

$$M_2 = M_{2b} + F_{as}M_{2s} \quad (7.33)$$

$$1.5 \geq [F_{as} = \frac{1}{1 - \lambda}] \geq 1.0 \quad (7.34)$$

Cuando  $\frac{L_c}{r} \geq \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c A_g}}}$  entonces el momento amplificado se calcula como (7.35), donde  $M_2$

es también el momento mayor de los dos momentos en cada extremo del elemento y  $F_{ab}$  es el factor de amplificación de momento determinado como (7.36), donde  $C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$ ,  $P_u$  es la carga axial de diseño y  $P_c$  es la carga crítica de pandeo de Euler definida como (7.37), donde  $H' = kl$  en el que  $k$  es el factor de esbeltez definida por las condiciones de apoyo de cada miembro (para pórticos  $0.5 < k < 1.0$ ),  $EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1+u}$ .  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto,  $I_g$  es el momento de inercia de la sección y el término  $u$  se determina como la relación de la carga axial muerta de diseño entre la suma de la carga axial muerta de diseño y la carga axial viva de diseño  $u = \frac{P_{um}}{P_{um} + P_{uv}}$ , que en muchos casos se considera como 0.5.

$$M_c = F_{ab}M_2 \quad (7.35)$$

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \quad (7.36)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(H')^2} \quad (7.37)$$

### 7.2.4 Restricciones de diseño

Cuando se trata de columnas en marcos de CR se requiere tener en cuenta la demanda de ductilidad de tales marcos para establecer los criterios límites adecuados de diseño de las propias columnas, tanto en dimensiones de las secciones, como en distribución de las varillas sobre las secciones transversales y su porcentaje de acero máximo o mínimo. De acuerdo a las *Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México del 2017 ((NTC-17)* se tienen las siguientes restricciones generales sin importar el grado de ductilidad de la estructura:

**Separación mínima de varillas ACI 318-19/NTC-17**

El mayor de:

$$sep_{min} = \begin{cases} \frac{3}{2}d_b \\ \frac{4}{3}d_{ag}, d_{ag} = \frac{3}{4}in \\ 4cm \end{cases} \quad (7.38)$$

**Disposición de varillado ACI 318-19/NTC-17**

Al tratarse de columnas rectangulares se deberán disponer al menos cuatro varillas sobre una sección transversal (una en cada esquina).

Al tratarse de refuerzo simétrico se considera solo un tipo de varilla sobre cada sección transversal.

**Requerimientos de ductilidad ACI 318-19/NTC-17:**

Se requiere determinar si la sección esta controlada a tensión o a compresión, tal que el factor de reducción de resistencia  $\phi$  se calcule como (7.39):

$$\phi = \begin{cases} 0.75, \dots tension \\ 0.65, \dots compression \end{cases} \quad (7.39)$$

Estos factores se aplican a los diagramas de interacción nominales, basándose en la condición balanceada.

Ahora, de acuerdo a la demanda de ductilidad  $Q$  de la estructura se tienen las siguientes restricciones:

**Estructuras de ductilidad baja  $Q=2$** **Requerimientos de dimensiones ACI 318-19/NTC-17:**

$$b_{min} = 20cm, \frac{h}{b} \leq 4, Ag \geq \frac{P_u}{0.5f'_c}$$

**Área de refuerzo máximo y mínimo ACI 318-19/NTC-17**

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

#### Estructuras de ductilidad media $Q=3$

##### Requerimientos de dimensiones ACI 318-19/NTC-17:

$$b_{min} = 25cm, \frac{h}{b} \leq 4, Ag \geq \frac{P_u}{0.5f'_c}$$

##### Área de refuerzo máximo y mínimo ACI 318-19/NTC-17

$$0.01 \leq \rho \leq 0.06$$

#### Estructuras de ductilidad muy alta $Q=4$

##### Requerimientos de dimensiones ACI 318-19/NTC-17:

$$b_{min} = 30cm, \frac{b}{h} \geq 0.4, \frac{L}{b} \leq 15, Ag \geq \frac{P_u}{0.5f'_c}$$

##### Área de refuerzo máximo y mínimo ACI 318-19/NTC-17

$$0.01 \leq \rho \leq 0.04$$

## 7.3 Análisis y diseño de zapatas aisladas de concreto

Estas cimentaciones son usualmente aptas para columnas y representan el tipo de cimentación más sencillo y económico, cuando se tienen suelos con buena capacidad de carga. De acuerdo al tipo de suelo sobre el que esta cimentación se apoye se tendrá un cierto tipo de distribución de carga **Fig. 7.3.1**:

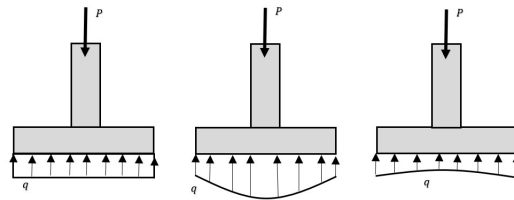


Figura 7.3.1: Distribución de presiones en una cimentación aislada de acuerdo al tipo de suelo. a) Cargas concéntricas respecto a la superficie de contacto, b) suelos granulares gruesos, c) suelos arcillosos. Adaptada de [71]

De modo que las presiones de contacto admisibles  $q_{adm}$  se determinan con los principios de Mecánica de suelos de manera que presenten factores de seguridad entre 2.0 y 3.0 para no exceder la capacidad portante del suelo y límites de asentamientos. Para zapatas aisladas

cargadas excéntricamente se considera para fines de diseño y con aproximaciones bastante aceptables una distribución lineal de esfuerzos de contacto con del suelo con la zapata **Fig. 7.3.2**, pudiéndose aplicar la fórmula de la escuadrilla (7.40) tal que  $q_{real} < q_{max} < q_{adm}$  (7.41):

$$q_{max-min} = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{BL^2} \pm \frac{6M_y}{LB^2} \quad (7.40)$$

$$q_{real} = \frac{P}{LB} \quad (7.41)$$

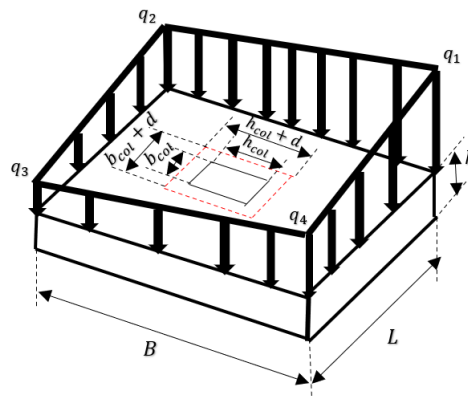


Figura 7.3.2: Distribución lineal de esfuerzos de contacto suelo-zapata por cargas excéntricas biaxiales en la zapata.

### 7.3.1 Mecanismos de diseño - Estados Límite últimos

#### Flexión

Tomando como referencia la **Fig. 7.3.3** se puede considerar un mecanismo de viga en cantiliver para el análisis de las presiones de contacto actuando hacia arriba, tal que el momento de flexión en cada sección transversal de la zapata en cada sentido se puede determinar con las ecuaciones (7.42) y (7.43).

$$M_{ux} = q_{max} \left( B \frac{(\frac{1}{2}(L-b))^2}{2} \right) \quad (7.42)$$

$$M_{uy} = q_{max} \left( L \frac{(\frac{1}{2}(B-h))^2}{2} \right) \quad (7.43)$$

A partir de la determinación de estas acciones se diseña posteriormente el acero de refuerzo como en vigas; en donde el acero a tensión se dispondrá en el lecho inferior de ambas secciones transversales de cada eje de la zapata en planta cuidando que se respeten los límites correspondientes  $\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$  de los códigos vigentes de referencia, mientras que en el lecho superior se dispondrá el acero a compresión, estableciendo un mínimo por temperatura.

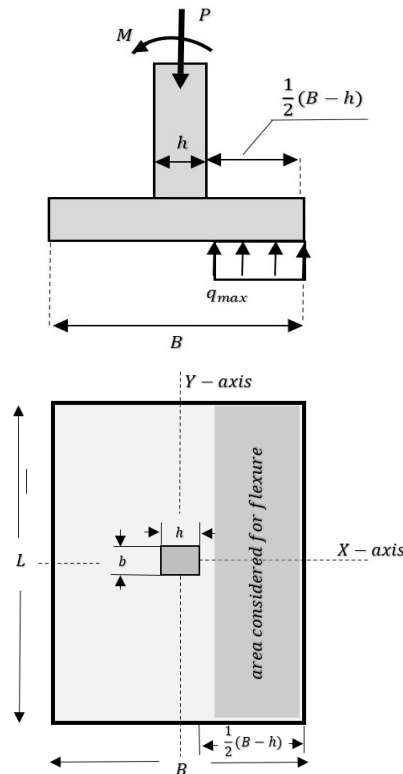


Figura 7.3.3: Mecanismo de flexión como viga en cantiliver para el análisis de flexión en una zapata aislada ante las presiones de contacto con el suelo.

### Cortante por punzonamiento

Al diseñar el peralte de la zapata  $d$  es recomendable tomar en consideración un mecanismo de cortante por punzonamiento en ambos sentidos **Fig. 7.3.4 (Der.)**, en donde se tiene un perímetro crítico alrededor de la columna donde actúa el cortante. Solo se considera el cortante que soporta el concreto, más no el que soporta el acero. De esta manera, se cae en un proceso de diseño para  $d$  tal que de manera iterativa se calcule (7.44) hasta que  $V_u < V_{CR}$ . Donde  $q_{av}$  es el promedio de las fuerzas de contacto (teniendo en cuenta una distribución uniforme de fuerzas sobre la base de la zapata):

$$\text{Punching - Shear} = \begin{cases} V_{net} = P_u - q_{av}(b_{col} \cdot h_{col}) \\ A_{shear} = d(2(b_{col} + d) + 2(h_{col} + d)) \\ V_u = \frac{V_{net}}{A_{shear}} \\ V_{CR} = 0.85 \sqrt{f'_c} \end{cases} \quad (7.44)$$

### Cortante por flexión

Por otra parte, también es recomendado junto con el mecanismo por punzonamiento el condicionar un mecanismo de cortante por flexión en una dirección **Fig. 7.3.4 (Izq.)**. De manera general, el esfuerzo calculado de un análisis por punzonamiento es mayor que el calculado en

un análisis de flexión como viga en una dirección. Similar a un mecanismo por punzonamiento, se calcula el peralte  $d$  mínimo requerido para que se cumpla  $V_u < V_{CR}$  (7.45). Donde  $q_{av_{max}}$  es la fuerza de contacto promedio máxima de las dos calculadas en cada sentido:

$$Beam - Shear = \begin{cases} V_{net} = \frac{1}{2}B(q_{av})(L - b_{col} - d) \\ V_{CR} = \frac{1}{2}0.85\sqrt{f'_c} \\ d = \frac{q_{av_{max}}(\frac{1}{2}(L - b_{col} - d))}{BV_{CR}} \end{cases} \quad (7.45)$$

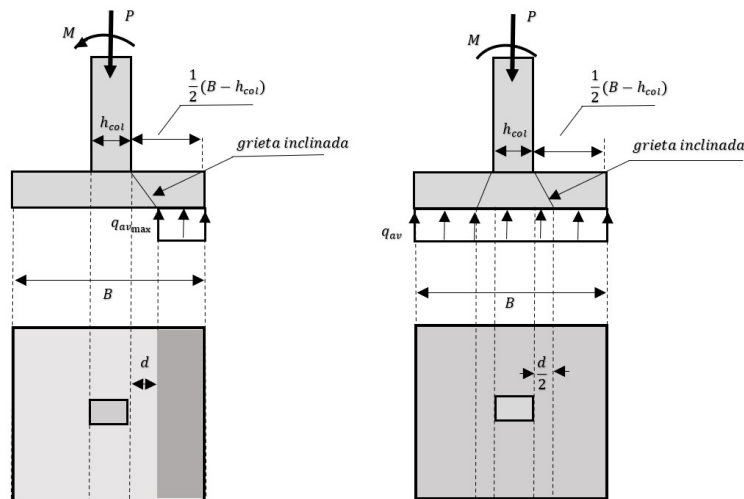


Figura 7.3.4: Izq. Mecanismo de diseño a cortante por flexión como viga, Der. Mecanismo de diseño a cortante por punzonamiento.

### 7.3.2 Restricciones de diseño

#### Separación mínima de varillas ACI 318-19/NTC-17

El mayor de:

$$sep_{min} = \begin{cases} \frac{4}{3}d_{ag}, \\ d_{ag} = \frac{3}{4}in \end{cases} \quad (7.46)$$

#### Disposición de varillado ACI 318-19/NTC-17

Este tipo de elementos estructurales de cimentación se refuerzan en ambos sentidos con varillas longitudinales de modo que cada sección se puede diseñar bajo el mecanismo de una viga, dado que estos elementos trabajan a flexión pura en cada sección transversal. Cuando se trata de zapatas aisladas rectangulares la distribución de refuerzo en un sentido es de manera

no-uniforme **Fig. 7.3.5** acorde a los códigos de construcción **ACI 318-19** y **NTC-2017**, de modo que el refuerzo en el lado largo  $L$  se dispone uniformemente en el centro de longitud igual a la longitud del lado corto  $B$  con un área de acero  $A'_s = A_s \left( \frac{2B}{B+L} \right)$ , y los extremos  $\frac{1}{2}(L-B)$  se refuerzan con otra distribución (separación) aunque con el mismo tipo de varilla con un área de refuerzo igual a  $A_s - A'_s$ .

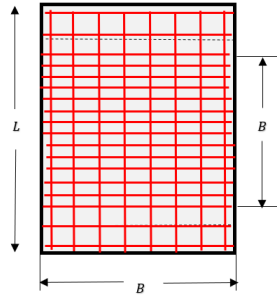


Figura 7.3.5: Típico refuerzo para una zapata aislada rectangular. Uniforme en el lado corto y no-uniforme en el lado largo.

**Estructuras de ductilidad baja y media:  $Q=2$ ,  $Q=3$**   
**Requerimientos de dimensiones ACI 318-19/NTC-17:**

$$h_{min} = 15cm$$

**Área de refuerzo máximo y mínimo ACI 318-19/NTC-17**

$$0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \leq A_s \leq 0.9 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} \quad (7.47)$$

**Estructuras de ductilidad alta:  $Q=4$**

**Área de refuerzo máximo y mínimo ACI 318-19/NTC-17**

$$0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \leq A_s \leq 0.75 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} \quad (7.48)$$

## 7.4 Análisis y diseño de nodos

La mayor parte de las fallas en marcos de concreto reforzado ocurren por la mala calidad de diseño de refuerzo y dimensionamiento en las uniones de los miembros, principalmente

uniones viga-columna. Un requisito clave para un buen diseño de nodos es que estos sean capaces de resistir las fuerzas resultantes en todos los extremos de los miembros que llegan al nodo en particular.

Los nodos o conexiones viga-columna proyectados para mantener resistencia ante movimientos sísmicos se clasifican de **Tipo 2**: acorde al **ACI 352 (ACI 352RS-02)** y a las **(NTC-17)**, y se diseñan para mantener la resistencia bajo deformaciones alternantes en el rango inelástico, pudiéndose subdividir en hasta seis tipos diferentes de uniones **Fig. 7.4.1**:

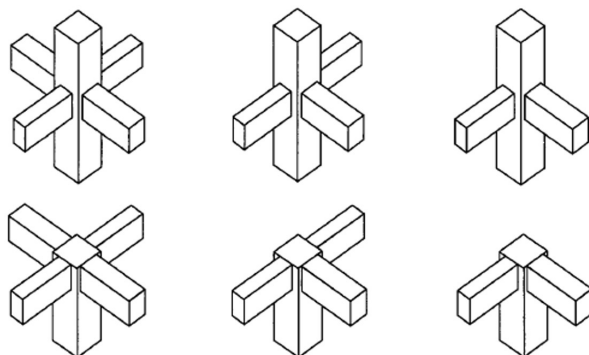


Figura 7.4.1: Tipos de nodos para marcos tridimensionales de concreto reforzado. (ACI 352RS-02). **Superior Izq.** Nodo interior, **Superior Central** Nodo extremo, **Superior Der.** Nodo de esquina interior, **Inferior Izq.** Nodo interior de azotea, **Inferior Central** Nodo extremo de azotea, **Inferior Der.** Nodo de esquina de azotea.

## 7.4.1 Mecanismos de diseño - Estados Límite últimos

### Diseño y análisis por cortante

Para el análisis de las fuerzas y acciones que actúan en un nodo se puede hacer referencia al mecanismo de puntal-tensor **Fig. 7.4.2**. Dicho mecanismo proporciona soluciones a problemas estructurales de concreto reforzado que debido a perturbaciones en la distribución de esfuerzos por cambios abruptos geométricos o presencia de cargas concentradas y reacciones (*regiones D<sup>2</sup>*) ya no resulta válido tomar en consideración las hipótesis de distribución lineal de esfuerzos y teoría de flexión (*regiones B<sup>3</sup>*), ya que ahora para la región de una porción grande de la carga se transfiere de manera directa a los apoyos por fuerzas de compresión en el concreto y fuerzas de tensión en el refuerzo. De esta manera, es que con la armadura hipotética de puntales de concreto del modelo de *puntal-tensor* se modelan los esfuerzos a compresión, mientras que los esfuerzos a tensión se modelan con los tensores hipotéticos que representa el acero de refuerzo unido en el nodo.

<sup>2</sup>D-Discontinuity

<sup>3</sup>B-Beam



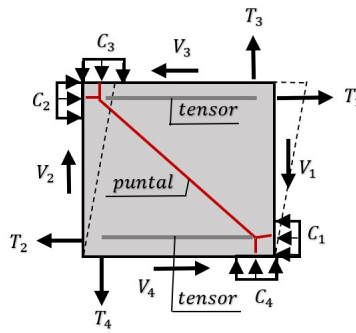


Figura 7.4.2: Modelo de Puntal-Tensor en un nodo (conexión viga-columna) interior de concreto reforzado a causa de perturbaciones geométricas y concentraciones de esfuerzos.

Para la determinación de las acciones mostradas en la **Fig. 7.4.2** a partir de las regiones B de los miembros adyacentes al nodo se puede hacer referencia a la **Fig. 7.4.3**, en donde establece que el punto de inflexión de las columnas adyacentes está en el centro de su longitud, es decir, donde aproximadamente el momento de flexión en la mayoría de las columnas es cercano a cero.

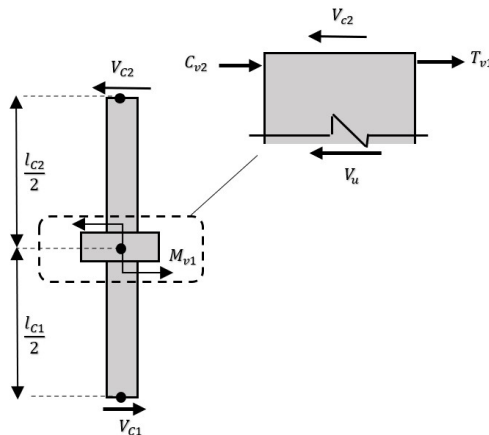


Figura 7.4.3: Mecanismo de distribución de fuerzas de elementos adyacentes a un nodo interior.

De esta forma, el cortante último  $V_u$  se calcula como (7.49). Donde  $V_{c1}$  se calcula como (7.50) en la que  $M_{Rv1}$  es el momento resistente nominal de diseño de la viga 1 ( $v1$ ).

$$V_u = T_{v1} + C_{v2} - V_{c1} \quad (7.49)$$

$$V_{c1} = \frac{M_{Rv1}}{\frac{1}{2}(l_{c1} + l_{c2})} \quad (7.50)$$

Acorde al capítulo 9.7 de las **NTC-17**  $T_{v1}$ ,  $C_{v2}$  y  $M_{Rv1}$  se calculan con el área de acero que corresponda y multiplicado por un factor de 1.25, (7.51), (7.52) y (7.53).

$$T_{v1} = 1.25A_{s1}f_y \quad (7.51)$$

$$C_{v2} = 1.25A_{s2}f_y \quad (7.52)$$

$$M_{Rv1} = 1.25M_{nv1} \quad (7.53)$$

En la **Fig. 7.4.2** y **Fig. 7.4.3** se hace referencia a las acciones típicas en un nodo interior de un pórtico de concreto reforzado, por lo que para cada tipo de nodo será necesario hacer los ajustes requeridos haciendo nulos los valores de las variables que no intervengan en cualquier dirección de corte. Por otra parte, respecto al cortante resistente de un nodo, este también varía de acuerdo al tipo de nodo. Las **NTC-17** establecen lo siguiente para cada uno, con un factor de reducción de resistencia de 0.75:

**Nodos interiores:**

$$V_{CR} = 0.75(5.5\sqrt{f'_c}b_e h_c) \quad (7.54)$$

**Nodos exteriores:**

$$V_{CR} = 0.75(4.5\sqrt{f'_c}b_e h_c) \quad (7.55)$$

**Nodos de esquina:**

$$V_{CR} = 0.75(3.5\sqrt{f'_c}b_e h_c) \quad (7.56)$$

**Nodos interiores de azotea:**

$$V_{CR} = 0.75(5.5\sqrt{f'_c}b_e h_c) \quad (7.57)$$

**Nodos exteriores de azotea:**

$$V_{CR} = 0.75(4.5\sqrt{f'_c}b_e h_c) \quad (7.58)$$

**Nodos de esquina de azotea:**

$$V_{CR} = 0.75(3.5\sqrt{f'_c}b_e h_c) \quad (7.59)$$

**7.4.2 Restricciones de diseño****Estructuras de ductilidad muy alta  $Q=4$** **Requerimientos de dimensiones ACI 318-19/NTC-17:**

- Todas las dimensiones de ancho de las vigas de intersección en un nodo deben ser iguales o menores que las dimensiones de ancho de las columnas en el mismo nodo
- Las dimensiones ancho y peralte de las columnas superiores en un nodo deben ser iguales o menores que las dimensiones de la columna superior en el mismo nodo
- Con referencia en la **Fig. 7.4.4** se establecen los siguientes criterios de relación de dimensiones que deben cumplir las columnas y vigas que intersectan en cada tipo de nodo, en el mismo plano o acción de las cortantes, acorde a las **NTC-17**. Donde  $b_v = \frac{1}{2}(b_{v1} + b_{v2})$ .

$$b_e \leq \begin{cases} \frac{1}{2}(b_v + b_c) \\ b_v + h_c \\ b_c \end{cases} \quad (7.60)$$

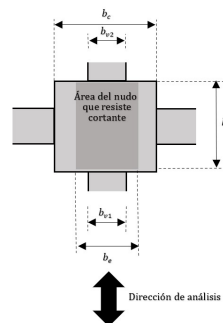


Figura 7.4.4: Vista en planta de una conexión viga-columna para establecer criterios de relación de dimensiones entre las vigas y columnas que intersectan de acuerdo al área efectiva de cortante que el nodo resiste.

De acuerdo al tipo de nodo se harán los ajustes requeridos de restricciones de la ecuación (7.60). De manera que para el caso en que solo una viga intersecte al nodo en el mismo plano del corante  $b_{v2} = 0$



# Parte 3: Programas e implementación

## **8 Optimización con la analogía ISR 115**

- 8.1 Enfoques de análisis con la analogía ISR
- 8.2 Enfoques de optimización con la analogía ISR
- 8.3 Experimentaciones con formulaciones de espesor uni/multi variable

## **9 Optimización de varillado de refuerzo ..... 137**

- 9.1 Introducción
- 9.2 Análisis de costos de varillado
- 9.3 Formulaciones de métodos de optimización de diseños de refuerzo
- 9.4 Experimentaciones de diseño óptimo de varillado

## **10 Optimización de marcos de concreto ..... 175**

- 10.1 Introducción
- 10.2 Criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques
- 10.3 Optimización estructural Mono-objetivo
- 10.4 Marcos Planos: Optimización mono-objetivo
- 10.5 Optimización estructural Multi-objetivo
- 10.6 Marcos Planos: Optimización Multi-objetivo

## **11 Validación de investigación ... 223**

- 11.1 Contraste de resultados
- 11.2 Validación de hipótesis

## **12 Futura investigación ..... 225**

- 12.1 Diseño óptimo de marcos 3D
- 12.2 Diseño óptimo de marcos de CR con acero asimétrico en columnas ante otro tipo de acciones
- 12.3 Diseño óptimo de marcos de CR basado en desempeño por factores de Colapso Sísmico con el FEMA P695
- 12.4 Continuación con desarrollo de CALRECOD





## 8. Optimización con la analogía ISR

### 8.1 Enfoques de análisis con la analogía ISR

Se puede abordar el análisis mecánico de elementos de concreto reforzado mediante distintas formulaciones con la analogía ISR, de acuerdo al mecanismo del elemento estructural que se trate, así como de los recursos disponibles de poder computacional con que se disponga.

El objetivo principal es encontrar espesores ISR tan delgados como sea posible, es decir, un área mínima de refuerzo, tal que aún se sigan cumpliendo con los requerimientos de servicio de cargas. Cuando se trata de elementos sometidos a flexo-compresión uniaxial o biaxial (normalmente columnas) se puede emplear la fórmula de Bresler con el *Método de la Carga Inversa* o el *Método de la Carga de Contorno* para cargas axiales grandes (ver **Apartado 7.2.3**) de forma que se tenga registro y control de la eficiencia estructural del diseño de los elementos con los refuerzos propuestos una vez calculada su resistencia mediante el cómputo de *Diagramas de Interacción*, es decir, a partir de un espesor inicial del ISR  $t_0$  con un diagrama de interacción en un eje **Fig. 8.1.1 (Izq.)** se pretendería llegar a un espesor final  $t_f$  con un diagrama de interacción sobre el mismo eje **Fig. 8.1.1 (Der.)** en donde las envolventes de resistencia se adaptan mejor a las condiciones de carga.

Otra posibilidad es computar *Superficies de Interacción* rotando la sección transversal del elemento sobre su propio eje longitudinal **Fig. 8.1.2** calculando la resistencia de la sección respecto a un valor de profundidad del eje neutro  $c$  para cada valor de ángulo de rotación.

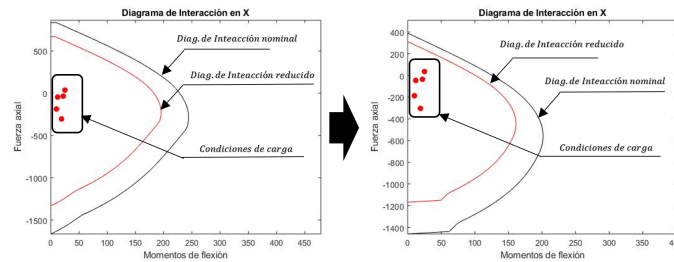


Figura 8.1.1: (Izq.) Diagrama de interacción para un espesor de ISR inicial  $t_0$ , (Der.) Diagrama de interacción óptimo para un espesor óptimo de ISR  $t_f$ .

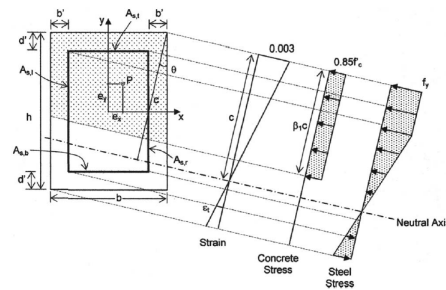


Figura 8.1.2: Sistema de referencia para el cómputo de superficies de interacción con la analogía ISR. (Tomada de (Aschheim et al., 2008)).

Por otra parte, cuando se trata de secciones sometidas únicamente a flexión como es el caso de las vigas o secciones transversales de zapatas, se recomienda un ISR como se muestra en la **Fig. 8.1.3** y **Fig. 8.1.4**, donde el acero a tensión va por abajo con su respectiva variable de espesor  $t$ , mientras que el acero a tensión por la parte superior con un espesor fijo  $t_{min}$ .

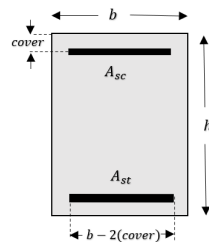


Figura 8.1.3: ISR para una sección viga sometida a flexión pura. (Tomada de (Verduzco & Horta, 2021b)).

El tipo de análisis o método computacional que se lleve a cabo para el cálculo de la resistencias puede ser **matemático** o **numérico**, de acuerdo a la geometría de la sección transversal del elemento. Los métodos matemáticos sin duda requieren de mucho menos tiempo computacional que los métodos numéricos, aunque solo es viable aplicarlos para geometrías



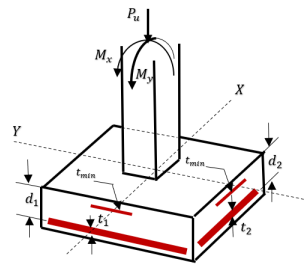


Figura 8.1.4: ISR para secciones de zapata sometidas a flexión pura. (Tomada de (Verduzco & Horta, 2021b)).

rectangulares, sean sólidas o huecas (ver (Verduzco & Hernández, 2019)). Por otra parte, los métodos numéricos resultan más sencillos para computar y ser adaptados a geometrías complejas con configuraciones tipo de acero de refuerzo más diversas, por ejemplo, secciones rectangulares sólidas o huecas, trapezoidales, tipo AASHTO, entre otras.

### 8.1.1 Formulación matemática para columnas de secciones rectangulares sólidas

Tomando como referencia el ISR en la sección transversal de una columna rectangular de concreto de la Fig. 8.1.5 (Izq.), con un espesor uniforme  $t$ , se pueden analizar las distribuciones de esfuerzos o deformaciones de una sección como bloques sólidos, basándose en las hipótesis de diseño correspondientes para el tipo de elemento estructural Fig. 8.1.5 (Der.), a partir de cuyas geometrías se podría calcular la resistencia para cualquier valor de la profundidad del eje neutro  $c$ . De modo que se obtendrían hasta seis casos o rangos de análisis con sus correspondientes geometrías tipo de esfuerzos y deformaciones. A continuación se presentan tales casos en pseudocódigo Algoritmo 9. Para mayor referencia ver (Verduzco, 2019).

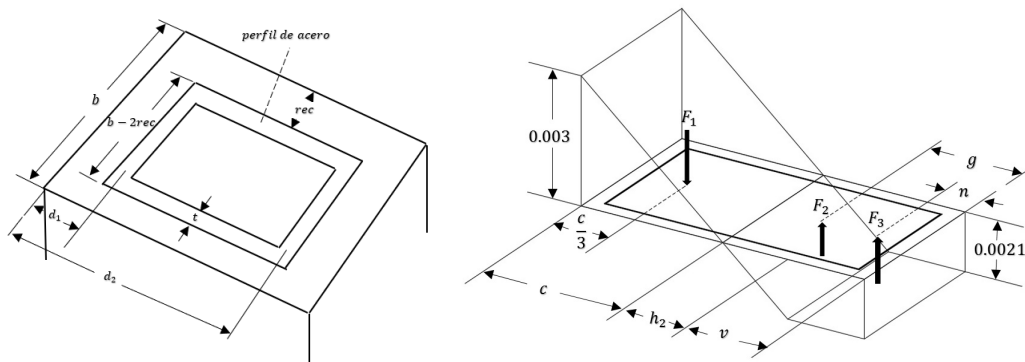


Figura 8.1.5: (Izq.) Sección rectangular de concreto con un ISR de espesor uniforme, (Der.) Geometrías de bloques de distribución de esfuerzos y deformaciones para un valor de profundidad del eje neutro  $c$ . (Tomadas de (Verduzco & Hernández, 2019))

Aunque a simple vista pueda parecer tedioso o tardado el computar estas líneas de código

para métodos matemáticos, se puede observar que solo se requieren unas cuantas operaciones aritméticas para cada caso de posición del eje neutro para obtener la resistencia de la sección. Esto puede ser de gran ventaja cuando se tienen edificios grandes de varios pisos con numerosa cantidad de elementos de concreto. Como se verá a continuación, cuando se computa el método numérico discretizado, aunque será más sencillo de computar, requerirá por supuesto de mayor poder computacional para obtener resultados aceptables.

---

**Algoritmo 7:** Algoritmo para el Método Matemático de ISR para columnas rectangulares sólidas - Parte 1

---

**INICIO**

**If**  $[-\text{inf} < c \leq \frac{30}{51}d_1]$

$$F_R = 2t(d_2 - d_1)E_{ac}\varepsilon_y + 2\varepsilon_y E_{ac}t(b - 2rec)$$

$$M_R = 0$$

**Else If**  $[\frac{30}{51} < c \leq d_1]$

$$F_a = F_b = (0.0021)E_{ac}t(b - 2rec)$$

$$F_1 = 2(t)(\varepsilon)(h_3 - (d_1 - c))E_{ac}$$

$$F_2 = 2(t)\frac{1}{2}(0.0021 - \varepsilon)(h_3 - (d_1 - c))E_{ac}$$

$$F_3 = 2(t)(d_2 - h_3 - c)(0.0021)E_{ac}$$

$$F_R = F_a + F_b + F_1 + F_2 + F_3$$

$$M_R = F_1(d_1 + \frac{1}{2}(h_3 - (d_1 - c) - \frac{1}{2}h) + F_2(d_1 + \frac{2}{3}(h_3 - (d_1 - c)) - \frac{1}{2}h) + F_3(c + h_3 + \frac{1}{2}(d_2 - c - h_3) - \frac{1}{2}h) + F_a(d_1 - \frac{1}{2}h) + F_b(d_2 - \frac{1}{2}h)$$

**Nota:**  $h_3 = \frac{21}{51}c$

**Else If**  $d_1 < c \leq \frac{30}{9}d_1$

**If**  $\frac{60}{102}t < \frac{9}{51}h - \frac{60}{51}rec$

$$F_a = (1 - \frac{d_1}{c})0.003E_{ac}t(b - 2rec)$$

$$F_b = 0.0021E_{ac}t(b - 2rec)$$

$$F_1 = -\frac{1}{2}(c - d_1)(\varepsilon_a)(2t)E_{ac}$$

$$F_2 = \frac{1}{2}h_2(0.0021)(2t)E_{ac}$$

$$F_3 = 0.0021(d_2 - c - h_2)(2t)E_{ac}$$

$$F_R = F_1 + F_2 + F_3 - F_a + F_b$$

$$M_R = F_1(d_1 + \frac{1}{3}(c - d_1) - \frac{1}{2}h) + F_2(c + \frac{2}{3}h_2 - \frac{1}{2}h) + F_3((c + h_2) + \frac{1}{2}(d_2 - c - h_2) - \frac{1}{2}h) - F_a(d_1 - \frac{1}{2}h) + F_b(d_2 - \frac{1}{2}h)$$

**Nota:**  $\frac{21}{30}c$

**Else If**  $\frac{60}{102}t \geq \frac{9}{51}h - \frac{60}{51}rec$

$$F_a = (1 - \frac{d_1}{c})(0.003)E_{ac}t(b - 2rec)$$

$$F_b = (\frac{d_2}{c} - 1)(0.003)E_{ac}t(b - 2rec)$$

$$F_1 = -\frac{1}{2}(1 - \frac{d_1}{c})(0.003)E_{ac}(c - d_1)2t$$

$$F_2 = \frac{1}{2}(\frac{d_2}{c} - 1)(0.003)E_{ac}(d_2 - c)2t$$

**CONTINÚA...**

---

---

**Algoritmo 8:** Algoritmo para el Método Matemático de ISR para columnas rectangulares sólidas - Parte 2

---

**...CONTINUACIÓN**

$$F_R = F_1 + F_2 - F_a + F_b$$

$$M_R = -F_1(d_1 + \frac{1}{3}(c - d_1)) + F_2(d_2 - \frac{1}{3}(d_2 - c)) - F_a(d_1 - \frac{1}{3}h) + F_b(d_2 - \frac{1}{2}h)$$

**Nota:**  $C_{mn} = 30(\frac{d_2}{51}), C_{mx} = 30(\frac{d_1}{9})$

**End If**

**Else If**  $\frac{30}{9}d_1 < c \leq \frac{30}{51}d_2$

$$F_a = (0.0021)E_{act}(b - 2rec)$$

$$F_b = (0.0021)E_{act}(b - 2rec)$$

$$F_1 = -2t(0.0021)(s_1)E_{ac}$$

$$F_2 = -\frac{1}{2}2t(0.0021)(c - s_1 - d_1)E_{ac}$$

$$F_3 = \frac{1}{2}2t(0.0021)(d_2 - c - s_2)E_{ac}$$

$$F_4 = 2t(0.0021)(s_2)E_{ac}$$

$$F_R = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 - F_a - F_b$$

$$M_R = F_1(d_1 + \frac{1}{2}(s_1) - \frac{1}{2}h) + F_2(d_1 + s_1 + \frac{1}{3}((c - d_1 - s_1)) - \frac{1}{2}h) + F_3(d_2 - s_2 - \frac{1}{3}(d_2 - c - s_2) - \frac{1}{2}h) + F_4(d_2 - \frac{1}{2}s_2) - \frac{1}{2}h - F_a(d_1 - \frac{1}{2}h) - F_b(d_2 - \frac{1}{2}h)$$

**Nota:**  $s_1 = \frac{9}{30}c - d_1, s_2 = h - \frac{51}{30}c - d_1$

**Else If**  $[\frac{30}{51}d_2 < c \leq d_2]$

$$F_a = (0.0021)E_{act}(b - 2rec)$$

$$F_b = (0.003)(\frac{d_2}{c} - 1)E_{act}(b - 2rec)$$

$$F_1 = -2t(0.0021)h_4E_{ac}$$

$$F_2 = -\frac{1}{2}2t(0.0021)(c - d_1 - h_4)E_{ac}$$

$$F_3 = \frac{1}{2}2t\varepsilon(d_2 - c)E_{ac}$$

$$F_R = F_1 + F_2 + F_3 - F_a + F_b$$

$$M_R = F_1((d_1 + \frac{1}{2}h_4) - \frac{1}{2}h) + F_2(\frac{2}{3}(d_1 + h_4 + \frac{1}{2}c) - \frac{1}{2}h) + F_3((\frac{1}{3}c + \frac{2}{3}d_2) - \frac{1}{2}h) - F_a(d_1 - \frac{1}{2}h) + F_b(d_2 - \frac{1}{2}h)$$

**Nota:**  $h_4 = (1 - \frac{21}{30} - \frac{d_1}{c})c$

**Else If**  $[d_2 < c \leq \frac{30}{9}d_2]$

$$F_a = (0.0021)E_{act}(b - 2rec)$$

$$F_b = (0.0021 - \frac{0.003}{c}(d_2 - h_5))E_{act}(b - 2rec)$$

$$F_1 = -2t(0.0021)(h_5 - d_1)E_{ac}$$

$$F_2 = -\frac{1}{2}2t(0.0021 - \varepsilon_b)(d_2 - h_5)E_{ac}$$

$$F_3 = -\varepsilon_b(d_2 - h_5)2tE_{ac}$$

$$F_R = F_1 + F_2 + F_3 - F_a - F_b$$

$$M_R = F_1(\frac{1}{2}(h_5 + d_1) - \frac{1}{2}h) + F_2(\frac{2}{3}(h_5 + \frac{1}{2}d_2) - \frac{1}{2}h) + F_3(\frac{1}{2}(d_2 + h_5) - \frac{1}{2}h) - F_a(d_1 - \frac{1}{2}h) - F_b(d_2 - \frac{1}{2}h)$$

**Nota:**  $h_5 = \frac{9}{30}c$

**Else If**  $[c > \frac{30}{9}d_2]$

$$F_a = (0.0021)E_{act}(b - 2rec)$$

**CONTINÚA...**

---

---

**Algoritmo 9:** Algoritmo para el Método Matemático de ISR para columnas rectangulares sólidas - Parte 3

---

**...CONTINUACIÓN**

$$F_b = (0.0021)E_{ac}t(b - 2rec)$$

$$F_1 = -0.0021(d_2 - d_1)E_{ac}2t$$

$$F_R = F_1 - F_a - F_b$$

$$M_R = 0$$

**END IF**

**FIN**

---

### 8.1.2 Formulación numérica para secciones rectangulares sólidas

Tomando en cuenta el ISR discretizado de la **Fig. 8.1.6**, se sigue la siguiente metodología para la determinación de la resistencia de carga axial y flexión del ISR, donde  $dA_{ac} = dL(t)$ ,  $L = h - 2rec$ ,  $dL = \frac{L}{nElementos}$ ,  $nElementos$  = es el número de elementos discretizados,  $\epsilon_a = (1 - \frac{d_1}{c})(0.003)$ ,  $\epsilon_b = (\frac{d_2}{c} - 1)(0.003)$ ,  $d_1 = rec + \frac{1}{2}(t)$ ,  $d_2 = h - rec - \frac{1}{2}(t)$ ,  $t$  es el espesor del ISR,  $rec$  es recubrimiento,  $h$  es el peralte de la sección,  $\epsilon_a = (1 - \frac{d}{c})(0.003)$ ,  $E_{ac} = 2e10 \frac{kg}{cm^2}$ .

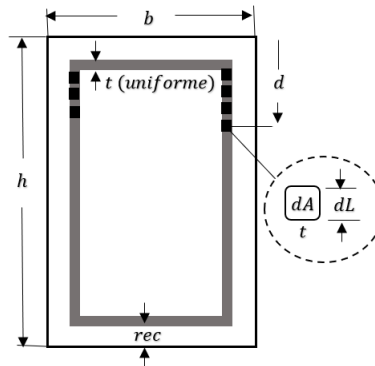


Figura 8.1.6: Modelo geométrico para la metodología numérica de análisis del ISR para secciones rectangulares sólidas. (Tomada de (Verduzco et al., 2021))

- Determinar la distancia de cada segmento de perfil con respecto a la fibra superior más alejada de la sección transversal del elemento de concreto  $d$ .

Para las partes superior e inferior del perfil se tiene:

$$F_a = \epsilon_a E_{ac} t (b - 2rec) \quad (8.1)$$

$$F_b = \epsilon_b E_{ac} t (b - 2rec) \quad (8.2)$$

$$M_{a,b} = F_a(d_1 - \frac{1}{2}h) + F_b(d_2 - \frac{1}{2}h) \quad (8.3)$$

Mientras que para los costados del perfil se tiene:

$$F_R = 2 \sum_{i=1}^{nElementos} E_{ac} \varepsilon(dA_{ac}) \quad (8.4)$$

$$M_R = \sum_{i=1}^{nElementos} -2E_{ac} \varepsilon(dA_{ac}) (\frac{1}{2}h - d) \quad (8.5)$$

- A partir de aquí se calcula  $\varepsilon$  en función de  $c$ , con sus debidas restricciones de valores máximos y mínimos.
- Y finalmente calcular la fuerza y momento resultantes resistentes:

$$F_R = F_a + F_b + 2 \sum_{i=1}^{nElementos} E_{ac} \varepsilon(dA_{ac}) \quad (8.6)$$

$$M_R = F_a(d_1 - \frac{1}{2}h) + F_b(d_2 - \frac{1}{2}h) + \sum_{i=1}^{nElementos} -2E_{ac} \varepsilon(dA_{ac}) (\frac{1}{2}h - d) \quad (8.7)$$

### 8.1.3 Formulación numérica para secciones circulares sólidas

Idealizando la sección como se muestra en la **Fig. 8.1.7 (Izq.)** y discretizando el acero como se muestra en **Fig. 8.1.7 (Der)** se puede formular un método numérico para el cálculo de la resistencia del ISR en la sección. Donde  $dA_{ac} = dL(t)$ ,  $L = \Pi(d_{ma} - 2rec)$ ,  $dL = \frac{L}{n}$  y  $n =$  es el número de elementos discretizados.

De esta manera, se obtiene la resistencia del ISR como (8.8) y (8.9):

$$F_R = \sum_{i=1}^{nElementos} E_{ac} \varepsilon(dA_{ac}) \quad (8.8)$$

$$M_R = \sum_{i=1}^{nElementos} -E_{ac} \varepsilon(dA_{ac}) (\frac{1}{2}d_{ma} - d) \quad (8.9)$$

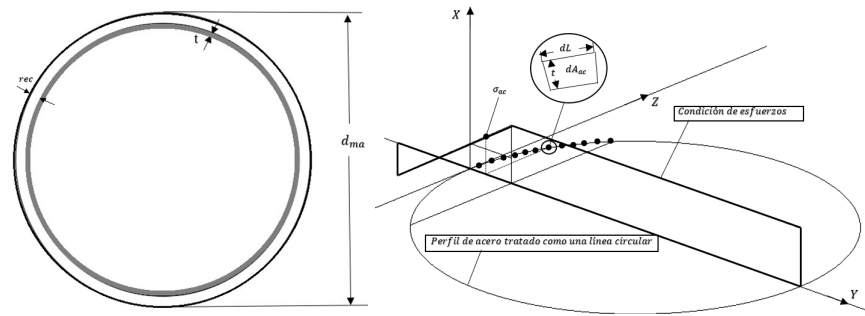


Figura 8.1.7: (Izq.) Idealización de una sección circular de concreto reforzado, (Der.) Discretización para el análisis de esfuerzos resistentes en el acero de refuerzo. (Tomadas de (Verduzco & Hernández, 2019)).

## 8.2 Enfoques de optimización con la analogía ISR

### 8.2.1 Problemas de una variable de espesor ( $t$ ) del ISR

En general, esta formulación de optimización ISR (sea para elementos a flexión o flexo-compresión) es útil cuando se pretende diseñar estrictamente bajo códigos y normativas de construcción y diseño, dado que cuando se pasa del área óptimo de refuerzo ISR a varillado se pierde bastante aproximación por los requerimientos limitados de dichos códigos y especificaciones, tales como tipo de varillas homogéneo y configuraciones simétricas. Para este tipo de problemas, al graficarse la *eficiencia estructural* con el espesor del ISR  $t$  se obtiene una curva como se muestra en la **Fig. 8.2.1**. Cuando de eficiencia estructural se trata, en la mayoría de los problemas se busca un rango entre [80% – 100%] de modo que se podría adaptar un método de optimización al problema para encontrar soluciones de espesores  $t$  en este rango de eficiencia. Sin embargo, será requerido también restringir los valores de  $t$  en un rango máximo y mínimo, para ello se emplean las especificaciones de códigos de diseño (**ACI 318-19**) o (**NTC-17**) referente a porcentajes máximos y mínimos en elementos estructurales de acuerdo a sus requerimientos de ductilidad. De modo que para elementos sometidos a flexo-compresión uniaxial o flexión pura se puede expresar  $t_{min}$  y  $t_{max}$  en función de sus respectivos porcentajes de acero como (8.10) y (8.11). Mientras que para elementos sometidos a flexo-compresión biaxial (8.12) y (8.13), respectivamente.

$$t_{min} = \frac{\rho_{min}bh}{b - 2rec} \quad (8.10)$$

$$t_{max} = \frac{\rho_{max}bh}{b - 2rec} \quad (8.11)$$

$$t_{min} = \frac{\rho_{min}bh}{2(b - 2rec) + 2(h - 2rec)} \quad (8.12)$$

$$t_{max} = \frac{\rho_{max}bh}{2(b - 2rec) + 2(h - 2rec)} \quad (8.13)$$

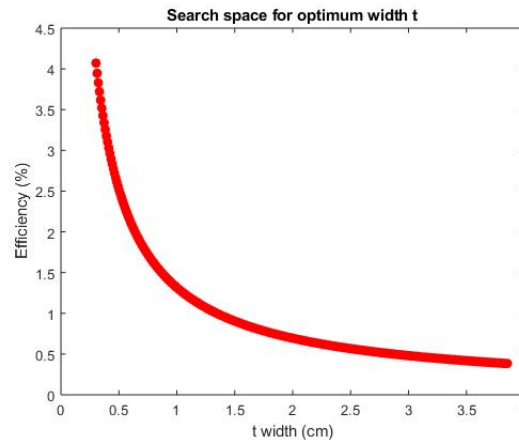


Figura 8.2.1: Gráfica típica de eficiencia estructural de una elemento de concreto reforzado conforme a área de refuerzo o espesor  $t$  de un perfil ISR. (Tomada de (Verduzco & Horta, 2021a)).

Los métodos de optimización clásicos o matemáticos son los más aptos a emplear para este tipo de problemas, tales como el *Newton-Raphson*, *Método de Bisección*, *Método de Gradiente Descendiente*, por mencionar algunos (ver **Sección 4.3.3**). Al ver la gráfica anterior **Fig. 8.2.1** se puede observar como incrementa la pendiente de la curva al decrecer el valor de espesor  $t$  del perfil ISR (o área de acero). Este hecho puede utilizarse a favor al adaptar el método de optimización de preferencia al problema, dado que ese cambio de pendiente en la curva no es más que el cambio en el gradiente de la función  $\nabla f(t_k)$  **Fig. 8.2.2**. Un excelente ejemplo de método para aplicar es el *Método de Gradiente Descendiente de Mayor Inclinación* presentado de forma general en la **Sección 4.5.1**. Al integrar el criterio de terminación (rango de eficiencia) se transforma en el siguiente algoritmo **Algoritmo 10**, donde  $f_{final}$  es la eficiencia estructural:

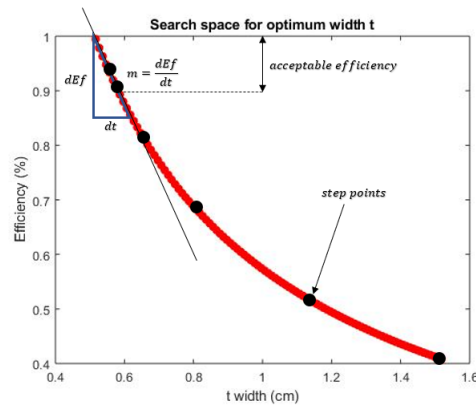


Figura 8.2.2: Formulación del problema de optimización de una variable de espesor  $t$  del ISR. (Tomada de (Verduzco, 2021)).

---

**Algoritmo 10:** Algoritmo para el Método de Optimización de Gradiente Descendiente de más Inclinación aplicando la analogía ISR

---

**INICIO**

**for** Nmodels=1:nm

$t_k = \text{inital} \rightarrow t_0$

Compute  $f(\text{inital} \rightarrow t) = f(t_k)$

**While**  $f(t_k) > 1.0$  or  $f(t_k) < 0.8$

Compute  $g(t_k) = \nabla f(t_k)$

Compute search direction  $p_k$

**if**  $f(t_k) < \text{rango}_{inf}$

$p_k = 1$

**else if**  $f(t_k) > \text{rango}_{sup}$

$p_k = -1$

**End if**

Update the current  $t_{k+1} = t_k + \alpha_k(p_k)$

$\alpha_k = -\frac{g(x_k)}{\|g(x_k)\|}$

Compute  $f(t_{k+1})$

k=k+1;

**End While**

$t_{final} = t_k$

$f_{final} = f(t_k)$

**End for**

**FIN**

---

**Nota:** es recomendable usar valores pequeños iniciales de la longitud de paso  $\alpha_0$  [0.1 – 0.3] para evitar ciclos infinitos en la vecindad del rango óptimo de eficiencia estructural en casos donde el valor óptimo buscado de espesor  $t_{optimo}$  este muy cerca del valor inicial propuesto  $t_0$ .



### 8.2.2 Problemas de multi-variables de espesor ( $t$ ) del ISR

Para diseños más precisos se requerirá de consideraciones no-uniformes en refuerzo (Ashheim et al. 2008) para alcanzar mejores óptimas globales. Refiriéndose a elementos de sección rectangular sometidos a flexo-compresión en los que el acero de refuerzo se dispone en los cuatro bordes de la sección se llegaría incluso a proponer soluciones con acero dispuesto asimétricamente, para tales casos, un problema de optimización con la analogía ISR se adaptaría bastante bien formulando el problema con más de una variable de espesor  $t_i$ . Cuando se planea reforzar a tales elementos simétricamente se recomienda un máximo de dos variables de espesor  $t_1, t_2$  Fig. 8.2.3 (Izq.), y para refuerzos asimétricos se recomienda un máximo de cuatro  $t_1, t_2, t_3, t_4$  Fig. 8.2.3 (Der.).

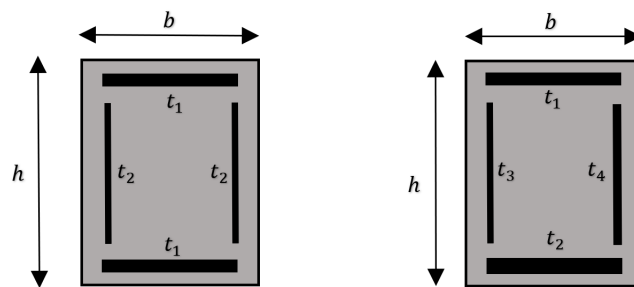


Figura 8.2.3: (Izq) ISR con dos variables de espesor  $t$  para acero simétrico en elementos sometidos a flexo-compresión, (Der) ISR con cuatro variables de espesor  $t$  para acero asimétrico en elementos sometidos a flexo-compresión.

Aquí los métodos de optimización estocásticos, heurísticos y metaheurísticos funcionan bastante bien, ya que resultan sencillo de computarse, a diferencia de los métodos matemáticos, en los que cuando se tienen problemas de más de una variable, el cálculo de las derivadas no resulta tan sencillo.

La forma en que se calcula la eficiencia estructural para elementos sometidos a flexo-compresión tiene gran influencia en los resultados óptimos. Es requerido enfocarse primordialmente en las eficiencias por momentos de flexión más que en las eficiencias por carga axial, es decir, para todo momento será recomendado usar la fórmula de Bresler (8.14) ajustando  $\alpha$  y  $\beta$  según sea el caso de diseño y su respectivo eje fuerte y eje débil de la sección:

$$\left(\frac{M_{ux}}{M_{Rx}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{uy}}{M_{Ry}}\right)^{\beta} \leq 1.0 \quad (8.14)$$

A continuación se presentan dos formulaciones: una empleando el algoritmo de Optimización por Enjambre de Partículas (PSO) y otra con el Algoritmo Genético (GA), cada formulación con su respectiva estructura algorítmica en pseudo-código.

Para ambas formulaciones es requerido primeramente establecer el rango de búsqueda de variables  $t_j$ . A diferencia del caso en que solo se tiene una variable  $t$  aquí se requiere establecer un valor máximo y mínimo para cada  $t_j$  de acuerdo a su posición en el borde la sección transversal. Una forma de hacerlo es con una suposición bastante simple al considerar que el área de refuerzo máxima en cada borde de la sección esta limitada por el área máxima que se puede tener en ese borde al disponer varillas de diámetro de  $\frac{12}{8}$  de pulgada, tomando en cuenta una separación mínima, por ejemplo  $sep_{min} = \frac{3}{4}pulg$  del código (ACI 318-19). De modo que para los bordes superiores e inferiores se puede expresar dicho espesor máxima  $t_{max_h}$  como (8.15), donde  $Nv_{max-hor}$  es el máximo número de varillas permitidas del diámetro previamente dicho con la separación mínima previamente establecida. Mientras que para los bordes izquierdo y derecho se puede expresar el espesor máximo  $t_{max_v}$  como (8.16).

$$t_{max_h} = \frac{Nv_{max-hor}(diam)}{b - 2rec} \quad (8.15)$$

$$t_{max_v} = \frac{Nv_{max-hor}(diam)}{h - 2rec} \quad (8.16)$$

Por otra parte, el espesor mínimo  $t_{min}$  podría simplemente considerarse como  $0.01cm$  para cualquier borde. De esta manera solo se tendrían que restringir los valores de la función objetivo  $[A_{min} \leq A(t) \leq A_{max}]$  de acuerdo a los códigos de diseño que apliquen, de acuerdo a los requerimientos de ductilidad del elemento, con eficiencias estructurales  $Ef(\%) < 100$  para toda posible solución.

### Optimización de espesor multi-variable con el PSO

Para la formulación de este proceso óptimo, se diseñó un algoritmo *anidado*, es decir, se estructuró un proceso de optimización PSO en varias iteraciones, de modo que se potencializarán los resultados óptimos, dado que en cierto punto la convergencia de optimización de este algoritmo prevalece constante (**Algoritmo 11**).

**Algoritmo 11:** General algorithmic process for the nested PSO-ISR**INICIO**Generate a  $t_0 = []$ **For i=1:numberPSOiterations****PSO-algorithm**Initial positions and velocities (the previous best position- $t_{i-1}$ ) is introduced

$$x_{ij} = t_{ij} = t_{min} + r(t_{max} - t_{min})$$

$$v_{ij} = \frac{\alpha}{\Delta t} \left( -\frac{t_{max} - t_{min}}{2} + r(t_{max} - t_{min}) \right)$$

**For j=1:numberOptimIterations**

Update of positions and velocities

$$v_{ij} = v_{ij} + c_1 q \left( \frac{t_{ij}^{pb} - t_{ij}}{\Delta t} \right) + c_2 r \left( \frac{t_j^{sb} - t_{ij}}{\Delta t} \right)$$

$$t_{ij} = t_{ij} + v_{ij} \Delta t$$

**End for****End PSO-algorithm**Extract a best new t-values (position)  $t_i = []$  in terms of reinforcement area

$$At_i = (b - 2rec)(t_1 + t_2) + (h - 2rec)(t_3 + t_4)$$

**End for**globalBest-tvalues= $t[t_1, t_2, t_3, t_4]$ **FIN****Optimización de espesor multi-variable con el GA****Algoritmo 12:** General algorithmic process for the nested GA-ISR**INICIO****For i=1:numberGenerations****For j=1:numberPopulation**Decode chromosomes  $t_{min} + \frac{2t_{max}}{1-2^{-k}} \sum_{j=1}^{j=k} (2^{-j} g_j)$ Evaluate individuals (Objective function)  $Efficiency(t)$ **End for**

Create next generation

Selection (tournament)

Crossover

Mutation

Replace individuals

**End for**globalBest-tvalues= $t[t_1, t_2, t_3, t_4]$ **FIN****8.3 Experimentaciones con formulaciones de espesor uni/multi variable**

A continuación se muestran los resultados que se obtienen con un conjunto de parámetros estructurales que permanecen fijos para cada experimentación con cada formulación de

optimización. Posteriormente se hará una comparación de desempeño entre cada formulación haciendo incapié entre distintos parámetros de recomendación para cada formulación.

**Parámetros estructurales fijos:**

$$\begin{aligned}
 b(\text{width} - \text{Section}) &= 50\text{cm} \\
 h(\text{height} - \text{Sectin}) &= 80\text{cm} \\
 rec(\text{steel} - \text{cover}) &= 5\text{cm} \\
 E &= 2.1e6 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \\
 f_y &= 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \\
 f'_c &= 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \\
 \text{maxEficiency} &= 99.99\% \\
 P_u &= -46\text{Ton} \\
 M_{ux} &= 12\text{Ton} \cdot \text{m} \\
 M_{uy} &= 76\text{Ton} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

### 8.3.1 Experimentación con el método SGD

**Parámetros algorítmicos:**

$$\begin{aligned}
 \alpha_0 &= 0.15 \\
 t_0 &= 0.4
 \end{aligned}$$

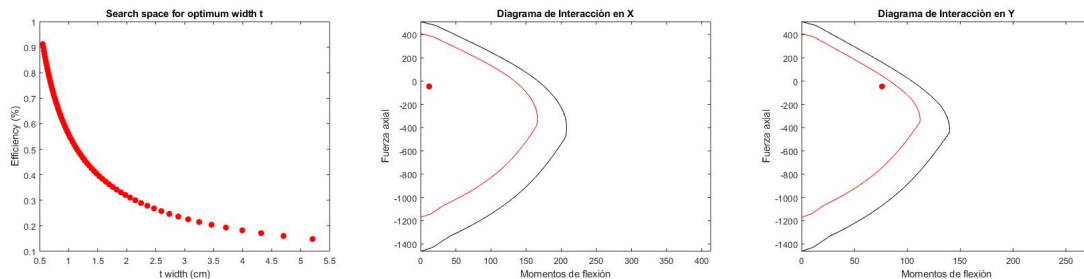


Figura 8.3.1: (Izq.) Convergencia a la óptima con un área de refuerzo de  $121.58\text{cm}^2$ , (Cen.) Diagrama de interacción en el eje X del ISR óptimo, (Der.) Diagrama de interacción en el eje Y del ISR óptimo.

### 8.3.2 Experimentación con el PSO algorithm

#### Parámetros algorítmicos

$$\begin{aligned}\alpha &= 1.0 \\ c_1 &= 2 \\ c_2 &= 2 \\ dt &= 1.0 \\ inertiaWeight &= 1.3 \\ \beta &= 0.99 \\ number_of_particles &= 20 \\ PSO - iteration\_number &= 20 \\ number\_total\_iterations &= 10\end{aligned}$$

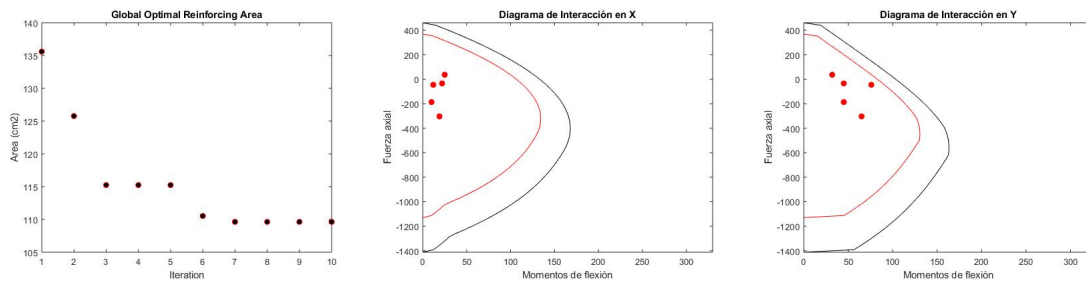


Figura 8.3.2: (Izq.) Convergencia del área de refuerzo con la formulación PSO-ISR-4t, (Cen.) Interaction diagram in the X-axis direction for the global optima 4t-ISR, (Der.) Interaction diagram in the Y-axis direction for the global optima 4t-ISR

Con un área óptima de refuerzo de  $109.63\text{cm}^2$  y espesores óptimos  $[0.080, 0.051, 0.936, 0.555]\text{cm}$ ,  $Efficiency = 95.97\%$ .

### 8.3.3 Experimentación con el GA

#### Parámetros algorítmicos:

$$\begin{aligned}number\_generations &= 150 \\ number\_individuals &= 20 \\ population - size &= 30 \\ number\_genes &= 60; \\ prob\_mutation &= 0.015 \\ tournamente - selection - parameter &= 0.6 \\ tournament - size &= 2\end{aligned}$$

Con espesores óptimos  $t = [0.856, 0.015, 0.818, 0.412]$ ,  $Efficiency = 97.73\%$  y un área óptima de refuerzo de  $minimum - area = 121\text{cm}^2$ .

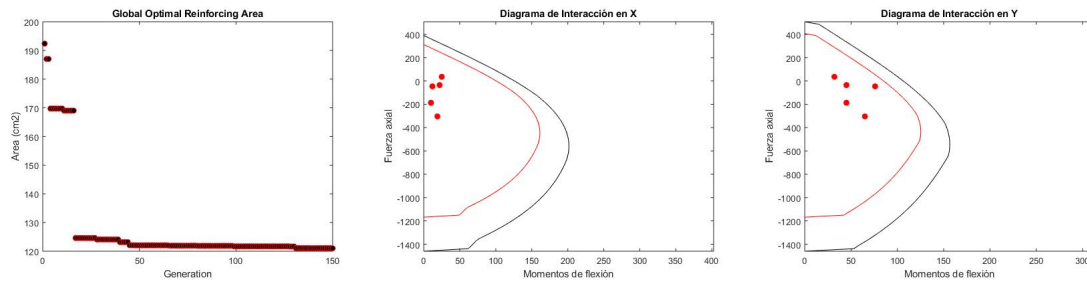


Figura 8.3.3: (Izq.) Convergencia a la óptima con la formulación GA-ISR-4t, (Cen.) Diagrama de interacción en el eje-X para la óptima global, (Der.) Diagrama de interacción en el eje-Y para la óptima global.

### 8.3.4 Resúmen de resultados

Tabla 8.3.1: Tabla resúmen de experimentaciones con todas las formulaciones de optimización

Formulación	Área(t) $cm^2$
SGD-ISR-1t	121.58
PSO-ISR-4t	109.53
GA-ISR-4t	121.00

#### Notas adicionales:

1. El tiempo de ejecución con el PSO-ISR-4t es mucho más alto que con las otras formulaciones. Es recomendable usar cómputo paralelo si se quiere emplear esta formulación para el diseño en serie de múltiples columnas
2. Se requieren de al menos 50 generaciones con el GA-ISR-4t para obtener resultados similares óptimos al PSO-ISR-4t, aunque aún con áreas mayores de refuerzo. Tal desempeño puede variar de un modelo de experimentación o diseño a otro, ya que la probabilidad de mutación tiene buena influencia en la convergencia. De cualquier forma, se recomienda también usar cómputo paralelo si se pretendiera usar esta formulación en el diseño en serie de varias columnas
3. Cuando de tiempos de ejecución bajos se refiere, el SGD-ISR-1t es la mejor opción. Se requiere solo de un par de segundos para el diseño óptimo de cada modelo estructural

### 8.3.5 Comparación entre las diferentes formulaciones de optimización

#### Desempeño de la formulación SGD-ISR-1t

Es requerido para esta formulación el establecer parámetros algorítmicos iniciales de recomendación para evitar inconveniencias en los procesos de diseño. Especialmente refiriéndose a  $t_0$ , si se dan valores muy altos a este parámetro puede alargar en gran medida el número de iteraciones requeridas para llegar a la óptima, por otra parte  $\alpha_0$  si también se dan valores altos se puede caer incluso en casos de ciclos infinitos si dicho paso inicial es mayor al rango óptimo establecido como criterio de terminación. Por lo que se realizó una experimentación

con distintos valores de estas dos variables para analizar la interacción entre ambas y su influencia en el número de iteraciones requeridas **Fig. 8.3.4**, **Tabla 8.3.2** y la calidad de los resultados finales. A continuación se muestran los resultados:

**Experimentación:**

$$b(\text{width} - \text{Section}) = 50\text{cm}$$

$$h(\text{height} - \text{Sectin}) = 50\text{cm}$$

$$t_{\min} = 0.1420\text{cm}$$

$$t_{\max} = 0.8523\text{cm}$$

Tabla 8.3.2: Tabla resumen de experimentaciones con la formulación SGD-ISR-It variando  $t_0$  y  $\alpha_0$ .

Corrida	$t_0(\text{cm}^2)$	$\alpha_0$	Eficiencia %	$t_f(\text{cm}^2)$	$Num_{iter}$
1	0.1	0.1	0.9995	0.8117	159
2	0.1	0.25	0.9966	0.8146	60
3	0.1	0.4	0.9961	0.8152	31
4	0.25	0.1	0.9914	0.8202	25
5	0.25	0.25	0.9797	0.8325	9
6	0.25	0.4	0.9973	0.8139	4
7	0.5	0.1	0.9845	0.8274	5
8	0.5	0.25	1.0630	0.75	1
9	0.5	0.4	1.4622	0.5	0

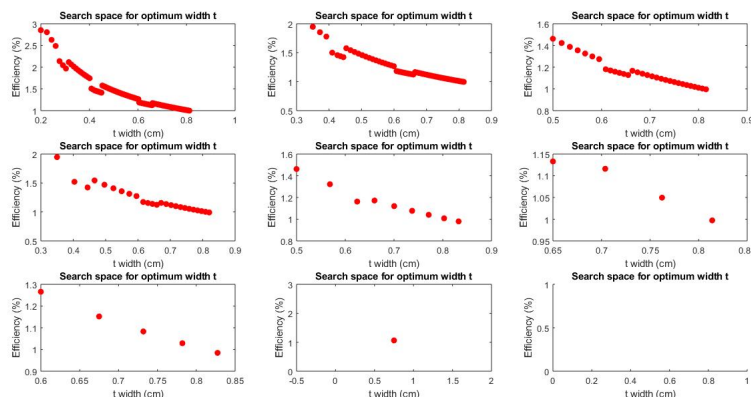


Figura 8.3.4: Convergencias de óptimas con distintos parámetros de  $t_0$  y  $\alpha_0$  para dimensiones de sección  $b = 50$  y  $h = 50\text{cm}$ .

**Observaciones y recomendaciones:**

1. Se puede observar que en las últimas dos experimentación de la **Tabla 8.3.2** no se está cumpliendo con la eficiencia estructural requerida menor a 100% dado que el  $t_0$  está más cerca del óptimo  $t_f$  de aproximadamente 0.81cm y las longitudes de paso son muy altas para la convergencia entre dentro del rango requerido de eficiencia estructural para la terminación natural del programa respetando  $t_{min}, t_{max}$ , por lo que en la última experimentación ni siquiera entra dentro del ciclo de optimización. Por otra parte para las primeras tres experimentaciones el número de iteraciones requeridas para alcanzar el óptimo es bastante elevado
2. Se recomienda usar valores iniciales  $t_0$  entre  $[t_{min} - t_{max}]$  con  $\alpha_0$  entre valores de 0.1 y 0.3

**Desempeño de la formulación GA-ISR-4f**

El desempeño del Algoritmo Genético depende en gran medida del parámetro de *Probabilidad de mutación*, de manera que se requieren establecer valores óptimos de este parámetro para un apto desempeño con esta formulación. Por ello se hicieron nueve experimentaciones variando este parámetro algorítmico (ver **Fig. 8.3.5, Fig. 8.3.3**), con los mismos parámetros estructurales tomados para las experimentaciones anteriores con dimensiones de sección  $b = 50cm, h = 80cm$ . Los valores tomados para la *probabilidad de mutación* van de  $p_{mu} = 0.01$  a  $p_{mu} = 0.05$  para 100 generaciones. Los resultados se muestran a continuación:

**Resumen de experimentaciones:**

Tabla 8.3.3: *Resumen de resultados para las experimentaciones con la variación de la probabilidad de mutación para 100 generaciones usando la formulación GA-ISR.*

Corrida	$p_{mu}$	%	$cm^2$	$cm$	$cm$	$cm$	$cm$
		$Eff$	$Area_{est}$	$t_1$	$t_2$	$t_3$	$t_4$
1	0.01	98.64	131.7	0.002	0.240	1.234	0.510
2	0.015	99.88	166.4	1.795	1.112	0.561	0.154
3	0.02	97.20	130.5	1.764	0.009	0.052	0.799
4	0.025	98.7	153.8	0.072	1.081	0.620	0.917
5	0.03	99.9	150.7	0.828	0.910	0.325	0.835
6	0.035	99.5	126.51	1.030	0.231	0.713	0.374
7	0.04	90.69	144.34	2.151	0.437	0.070	0.512
8	0.045	99.8	128.9	1.818	0.050	0.012	0.512
9	0.05	99.5	163.21	1.313	1.237	0.861	0.013

**Observaciones y recomendaciones:**

1. Las menores áreas de refuerzo se encuentran en las experimentaciones con *probabilidades de mutación* de 0.035 y 0.045, aunque estos resultados podrían variar con cada



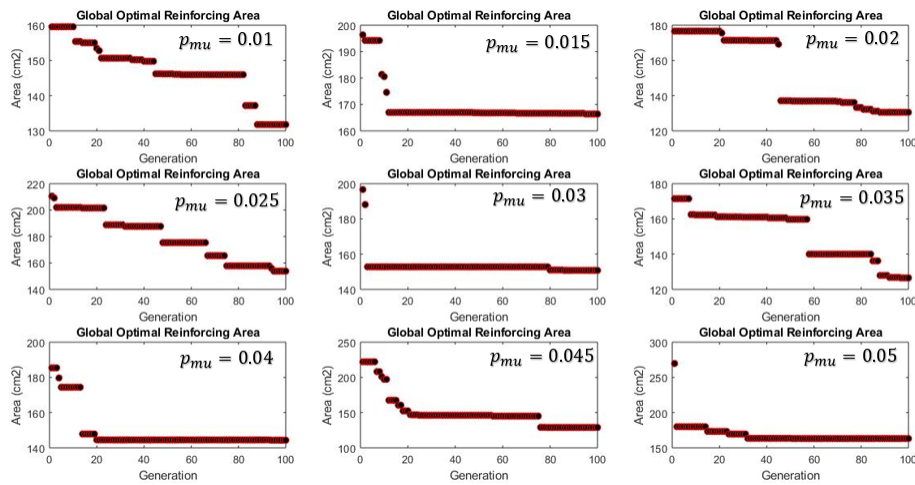


Figura 8.3.5: Experimentation results with the GA-ISR for different values of the mutation probability from 0.01 to 0.05

modelo experimental en cuestión

2. Con el uso de este algoritmo, el tiempo de cómputo es un factor preponderante a la hora de aumentar el número de generaciones, por lo que se recomendaría usar de 100 a 150 generaciones con probabilidades de mutación entre 0.03 y 0.045, para obtener óptimas aceptables en tiempos de cómputo aceptables

#### Desempeño de la formulación PSO-ISR-4t

Para esta formulación es de interés analizar el desempeño para diferentes valores del número de total de iteraciones, por ello se hicieron seis experimentaciones con valores de 10 iteraciones totales a 50 Fig. 8.3.6, con las mismas dimensiones de sección anteriores  $b = 50cm, h = 80cm$  e idénticos parámetros estructurales para mejor comparación en los desempeños.

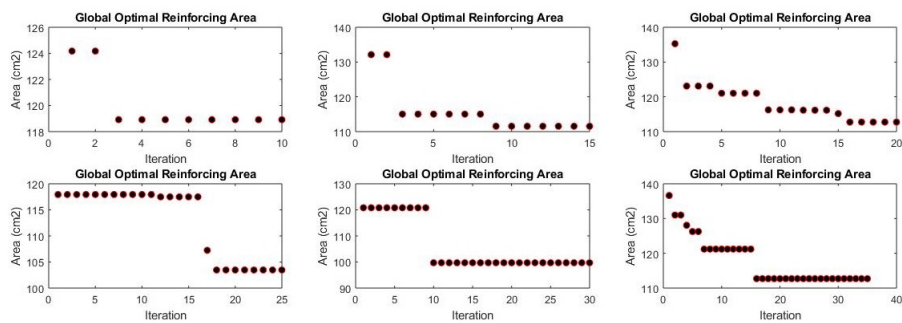


Figura 8.3.6: Resultados de convergencia de las experimentaciones con la formulación PSO-ISR variando el número de iteraciones.

Tabla 8.3.4: Área mínima de convergencia para diferentes valores de número de iteraciones  $N_{iter}$  para el PSO-ISR

Run	$N_{total,uns}$	% $Eff$	$cm^2$ $Area_{est}$	$cm$ $t_1$	$cm$ $t_2$	$cm$ $t_3$	$cm$ $t_4$
1	10	98.64	118.91	0619	0.300	0.736	0.437
2	15	99.88	111.55	0.539	0.187	0.570	0.608
3	20	97.20	112.73	0.673	0.067	0.803	0.384
4	25	98.7	103.47	0.186	0.010	0.739	0.575
5	30	99.9	99.71	0.574	0.011	0.573	0.517
6	35	99.5	112.70	0.048	0.053	0.995	0.557

### Observaciones y recomendaciones:

1. Se puede observar de la **Tabla 8.3.4** claramente que para valores mayores en el número total de iteraciones hay mejores convergencias en el área de refuerzo óptima aunque las diferencias no son tan significativas entre una y otra
2. Es imprescindible tomar el tiempo de cómputo para esta formulación, ya que las diferencias son considerables entre una experimentación y otra. De cualquier manera, para un número de iteraciones menor a 10 se obtienen menores áreas de refuerzo óptimas que usando el SGD-ISR-1t
3. Se recomienda usar, por ende, un número de iteraciones entre 3 y 6 para alcanzar mejores óptimos que con el SGD-ISR-1t con tiempos de cómputo aceptables

### 8.3.6 Comentarios y recomendaciones adicionales

El próximo paso para un diseño de refuerzo es convertir el ISR óptimo encontrado con las formulaciones anteriores a varillas de refuerzo, para ello se podrían emplear diversas metodologías con distintos métodos, ya sea optimizando el número, la posición y diámetro de las varillas sobre la sección transversal (refuerzos asimétricos) o simplemente considerando refuerzos simétricos con uno o dos tipos de varilla, lo cual lo último resultaría más práctico. Incluso no solo las variables de diseño óptimo y los métodos de optimización podrían variar, sino también el mismo programa o proceso de diseño, lo cual puede cambiar de diseñador a diseñador.

### 8.3.7 Conclusiones

- Las formulaciones aquí desarrolladas resultaron ser simples de replicar para cualquiera que tenga conocimientos básicos de programación y de algoritmos de optimización
- En términos generales, cuando de eficiencia en la convergencia de la óptima de área de refuerzo se refiere, la formulación PSO-ISR-4t es la más efectiva, aunque el tiempo requerido de computación es considerablemente alto en comparación con el SGD-ISR-1t y similar al GA-ISR-4t
- En términos prácticos, el SGD-ISR-1t resulta el mejor, ya que se obtienen resultados bastante aceptables de área de refuerzo en un tiempo de cómputo considerablemente

bajo

- Cuando de estructuras con alto número de elementos estructurales se tratará, el aplicar las formulaciones PSO-ISR-4t y GA-ISR-4t reducirían considerablemente el peso de la estructura por ahorro de acero, ya que con la ayuda de cómputo paralelo se podrían aplicar tales formulaciones en diseños óptimos de complejos estructurales completos sin requerir tanto tiempo de ejecución





## 9. Optimización de varillado de refuerzo

### 9.1 Introducción

Con la tecnología disponible hoy en día en cuanto a software, aplicaciones e interfaces computacionales de ingeniería civil es imprescindible el transformar y revolucionar las prácticas de diseño, análisis y modelado de la infraestructura. Las normativas y especificaciones de construcción y diseño en general con que en la actualidad se cuenta limitan en gran medida la forma en que la infraestructura es diseñada. Referente a estructuras y elementos de concreto reforzado, el detallado del acero en varillas y estribos juega un papel preponderante en el desempeño estructural de dichos elementos. En este capítulo se expone precisamente el estudio de diversas formulaciones y metodologías a partir de la analogía ISR para diseñar el refuerzo longitudinal de diversos tipos de elementos estructurales comunes en edificaciones de concreto reforzado, se muestran estudios de sensibilidad entre calidad, complejidad, eficiencia estructural y costos de las diversas opciones prácticas con que se podría diseñar el acero de refuerzo en tales tipos de elementos, así como un estudio de desempeño con diversos algoritmos y métodos computacionales para cada uno.

Una vez que se ha aplicado un proceso de optimización con el ISR se procede a transformar el área de refuerzo óptima a varillas longitudinales. Para ello se requiere ejecutar también un diseño; cuando de diseño óptimos se trata el número de posibilidades viables puede incluso ser infinita (si el diseño está basado en desempeño más que en reglamentos y códigos de diseño) considerando que más de un tipo de varilla podría estar presente en la sección y dispuestas de forma asimétrica. Sin embargo, esto no necesariamente implica costos menores de construcción, ya que la practicidad de los diseños tiene gran influencia en los costos;

cuanto más complejo sea un arreglo de varillado en un elemento mayor tiempo le tomará a un trabajador en sitio de la obra para disponer dicho arreglo correctamente.

## 9.2 Análisis de costos de varillado

Teniendo en consideración la disponibilidad de varillas comerciales comunes **Tabla 9.2.1** y tablas de rendimientos de construcción de mano de obra para el habilitado del armado en vigas, columnas y zapatas **Tabla 9.2.2**, se pueden elaborar tarjetas de Precios Unitarios (PU) que consideren ciertos factores por complejidad del varillado entre otras asunciones de armado.

Tabla 9.2.1: *Tabla de tipos de varillas comerciales en México*

Tipo (octavo)	diam(pulg)	diam(cm)	área(cm <sup>2</sup> )
#4	0.5	1.27	1.2668
#5	0.625	1.5875	1.9793
#6	0.75	1.905	2.8502
#8	1.0	2.54	5.067
#9	1.125	2.8575	6.413
#10	1.25	3.175	7.917
#12	1.5	3.81	11.400

Tabla 9.2.2: *Rendimientos típicos para el habilitado y armado de varillado de refuerzo*

Tipo	Rendimiento vigas $\frac{kg}{Jor}$	Rendimiento Columnas $\frac{kg}{Jor}$	Rendimiento Zapatas $\frac{kg}{Jor}$
# 4	120	212	223
# 5	110	216	227
# 6	100	220	232
# 8	90	220	232
# 9	90	220	232
# 10	90	220	232
# 12	90	220	232

### 9.2.1 Vigas rectangulares

Cuando se diseña un elemento viga, usualmente se consideran como mínimo tres secciones de diseño a lo largo de la longitud del elemento **Fig. 9.2.1** (en cada extremo y en el centro), de modo que no solo se cumpla con la resistencia en cada sección sino que haya compatibilidad por criterios de cortes o traslapes entre cada sección. El diseñar un proceso de optimización que considerará las tres secciones de manera simultánea con criterios de cortes y traslapes no sería sencillo, aunque sin duda se podría formular. Sin embargo, en este apartado, para la formulación del proceso de diseño óptimo se consideró cada sección por separado con restricciones únicamente por ductilidad y resistencia bajo un mecanismo de sección agrietada

(ver **Sección 7.1.1**), de manera que se pudieran tomar en cuenta criterios de cortes y traslapes de forma sencilla variando el valor del recubrimiento en cada sección **Fig. 9.2.2**; una medida que aunque no es muy común en la práctica sin duda es posible y viable. Este criterio se verá más a detalle en el siguiente capítulo para marcos estructurales.

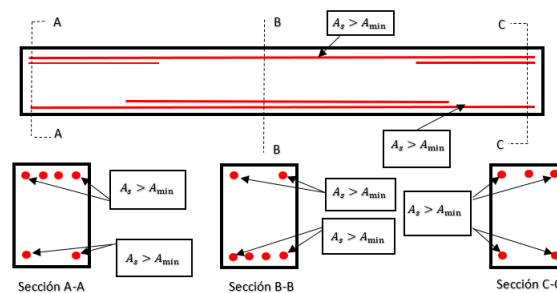


Figura 9.2.1: Refuerzo típico a lo largo de la longitud de un elemento estructural tipo viga.

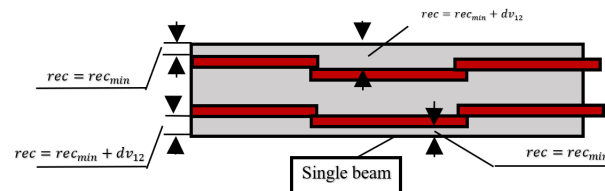


Figura 9.2.2: Posibilidad de refuerzo por criterios de cortes y traslapes con el esquema propuesto de diseño para vigas rectangulares.

Como se puede observar en la **Fig. 9.2.1** el varillado se dispone tanto en la parte superior como inferior de acuerdo a la ubicación de la sección en el elemento a partir del área óptima encontrada para cada lecho con el ISR, de forma que en la parte bajo compresión solo se dispone de un área mínima de acero en varillado en donde el tipo de varilla no necesariamente es el mismo que el que hay en la parte a tensión. De esta manera, en un elemento viga, puede haber hasta un máximo de seis tipos de varillado a lo largo de toda su longitud, motivo suficiente para elaborar una tarjeta de PU que considere el desempeño del armado del acero como un promedio de los desempeños para cada tipo de varilla de la **Tabla 9.2.2**, dicha tarjeta se muestra a continuación **Tabla 9.2.3**.

Tabla 9.2.3: Tarjeta PU-01-Vigas

Concepto	Unidad	P.Unitario	Cantidad	Importe
<b>Materiales:</b>				
Alambre recocido Cal. 16, 1.59mm diam.)	KG	20.80	0.04	0.83
Varilla G-6000 del No. 3, ( $\frac{3}{8}diam$ ), $0.557\frac{KG}{M}$	KG	16.20	0.105	1.70
Varilla G-6000 del No. 4 AL 12, ( $\frac{1}{2}diam$ ), $0.996\frac{KG}{M}$	KG	16.20	1.07	17.33
-		<b>Subtotal Materiales</b>		19.87
<b>Mano de obra:</b>				
1 Oficial Fierrero y 1 Ayudante	Jor	1373.91	$\frac{1}{190}$	15.26
-		<b>Subtotal Mano de obra</b>		15.26
<b>Herramienta y equipo:</b>				
Herramienta menor	%	15.26	0.03	0.488
-		<b>Subtotal Equipo y Hmo</b>		0.488
-		<b>CD</b>		35.62
-		<b>CI</b>		3.56
-		<b>PU (CD + CI)</b>		39.78

ACERO DE REFUERZO EN VIGAS RECTANGULARES DE CONCRETO CON 1 TIPO DE VARILLA LONGITUDINAL DEL NO. 4 AL NO. 12 Y ESTRIBOS CON VARILLA NO. 3, AMARRES CON ALAMBRE RECOCIDO CAL. 16,  $F_y=4200\frac{KG}{CM^2}$ , INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, ACARREOS, ELEVACIONES, CORTES, TRASLAPES, GANCHOS, ESCUADRAS, DOBLECES, SILLETAS, DESPERDICIOS, HABILITADOS, AMARRES, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA. **Análisis: 1 KG**

## 9.2.2 Columnas rectangulares

Cuando se trata de este tipo de elementos se podrían también establecer diferentes suposiciones en restricciones de refuerzo, tanto de distribución como de número de columnas, sea que se permitan distribuciones simétricas o asimétricas. Se podría esperar que con acero asimétrico se obtendrían resultados más óptimos, y de hecho se ha demostrado que para diseños óptimos este tipo de refuerzo es más probable (como se mencionó en la **Sección 5.3.1**). Sin embargo, para obtener diseños que resulten también prácticos es requerido establecer criterios y restricciones de uniformidad de tipos de varillas en cada borde de la sección; para esta tarea los algoritmos heurísticos o meta-heurísticos resultan una excelente opción dado el gran número posible de soluciones que se podrían obtener. Por otra parte, cuando se consideran diseños de refuerzo simétrico el posible número de soluciones se reduce bastante y un algoritmo de búsqueda simple a partir del óptimo ISR-1t o ISR-2t podría ejecutarse con excelentes resultados en tiempo de ejecución sin intercambiar necesariamente desventajas en área de acero.

Para este apartado se desarrollaron cuatro diferentes formulaciones de optimización de varillado **Fig. 9.2.3** para hacer comparaciones en área mínima de refuerzo, tiempo de cómputo,



costo y resistencia de los diseños resultantes.

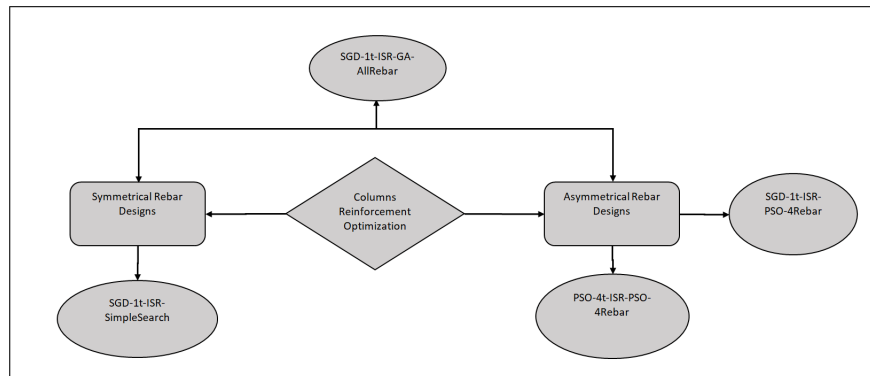


Figura 9.2.3: Mapa mental de las cuatro formulaciones de diseño óptimo de varillado para columnas.

Cuando se considera acero simétrico con un solo tipo de varillado en la sección los costos de construcción se pueden tomar directamente de la **Tabla 9.2.1**. Por otra parte, cuando se consideran dos tipos de varillas (un tipo para cada eje) se puede tomar simplemente un promedio de cada PU de cada varilla, ya que la complejidad no afectaría significativamente en el rendimiento de su ensamblaje en sitio de construcción. Para este primer caso de refuerzo simétrico se desarrolló el proceso de optimización llamado **SGD-1t-ISR-SimpleSearch**, que se puede ubicar en el mapa mental anterior **Fig. 9.2.3** con algunas variaciones en la estructura del programa cuando se tiene un solo tipo de varilla y cuando se tienen dos, pudiéndose obtener resultados en refuerzo como se muestra en la **Fig. 9.2.4** para su respectiva variante de formulación.

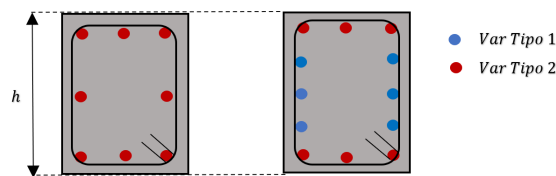


Figura 9.2.4: (Izq.) Diseño óptimo resultante cuando se considera acero simétrico con un solo tipo de varillado, (Der.) Diseño óptimo resultante cuando se considera acero simétrico con dos tipos de varillado.

Sin embargo, cuando se toma en cuenta precisamente esta complejidad en el refuerzo con más de un solo tipo de varillado en la sección se requiere entonces modificar los análisis de PU de acuerdo a las restricciones impuestas la distribución del varillado. Una opción es considerar el mismo número de varillas en por eje como si se tratara de refuerzo simétrico; para este caso se formuló el proceso de optimización con el Algoritmo Genético (GA) llamado **SGD-1tISR-GA-AllRebar** **Fig. 9.2.3** en donde se pueden obtener diseños simétricos como asimétricos, sin embargo para diseños asimétricos no se establecieron restricciones de ubicación de varillas

de diferente tipo en la sección por lo que los diseños resultantes pueden resultar no-prácticos **Fig. 9.2.5** y los costos de construcción pueden elevarse bastante conforme aumenta el número de diferentes tipos de varillado en una misma sección. A continuación se muestra un análisis de costos en tarjetas PU para diferentes casos de varillado con esta formulación; tanto para un tipo de varilla en una sección **Tabla 9.2.4**, de dos a tres tipos diferentes **Tabla 9.2.5** y de cuatro a siete **Tabla 9.2.6**. El resumen de los resultados de PU se muestran en la **Tabla 9.2.7**.

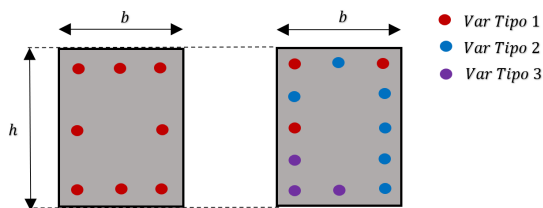


Figura 9.2.5: Diseño óptimo posible resultante con acero simétrico (Izq.) y asimétrico (Der.) con la formulación GA-AllRebar.

Tabla 9.2.4: Tarjeta PU-01-Columnas

Concepto	Unidad	P.Unitario	Cantidad	Importe
<b>Materiales:</b>				
Alambre recocido Cal. 16, 1.59mm diam.)	KG	20.80	0.04	0.83
Varilla G-6000 del No. 3, ( $\frac{3}{8}diam$ ), $0.557\frac{KG}{M}$	KG	16.20	0.105	1.70
Varilla G-6000 del No. 3 AL 12, ( $\frac{1}{2}diam$ ), $0.996\frac{KG}{M}$	KG	16.20	1.07	17.33
-		<b>Subtotal Materiales</b>		19.87
<b>Mano de obra:</b>				
1 Oficial Fierrero y 1 Ayudante	Jor	1373.91	$\frac{1}{214.75}$	6.40
-		<b>Subtotal Mano de obra</b>		6.40
<b>Herramienta y equipo:</b>				
Herramienta menor	%	6.40	0.03	0.19
-		<b>Subtotal Equipo y Hmo</b>		0.19
-		<b>CD</b>		26.46
-		<b>CI</b>		2.65
-		<b>PU (CD + CI)</b>		29.10

ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS RECTANGULARES DE CONCRETO CON 1 TIPO DE VARILLA LONGITUDINAL DEL NO. 3 AL NO. 12 Y ESTRIBOS CON VARILLA NO. 3, AMARRES CON ALAMBRE RECOCIDO CAL. 16,  $F_y=4200\frac{KG}{CM^2}$ , INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, ACARREOS, ELEVACIONES, CORTES, TRASLAPES, GANCHOS, ESCUADRAS, DOBLECES, SILLETAS, DESPERDICIOS, HABILITADOS, AMARRES, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA. **Análisis: 1 KG**

Tabla 9.2.5: Tarjeta PU-02-Columnas

Concepto	Unidad	P.Unitario	Cantidad	Importe
<b>Materiales:</b>				
Alambre recocido Cal. 16, 1.59mm diam.)	KG	20.80	0.04	0.83
Varilla G-6000 del No. 3, ( $\frac{3}{8}$ diam), $0.557 \frac{KG}{M}$	KG	16.20	0.105	1.70
Varilla G-6000 del No. 3 AL 12, ( $\frac{1}{2}$ diam), $0.996 \frac{KG}{M}$	KG	16.20	1.07	17.33
-		<b>Subtotal Materiales</b>		19.87
<b>Mano de obra:</b>				
1 Oficial Ferrero y 1 Ayudante	Jor	1373.91	$\frac{1}{107.37}$	12.80
-		<b>Subtotal Mano de obra</b>		12.80
<b>Herramienta y equipo:</b>				
Herramienta menor	%	12.80	0.03	0.38
-		<b>Subtotal Equipo y Hmo</b>		0.38
-		<b>CD</b>		33.05
-		<b>CI</b>		3.30
-		<b>PU (CD + CI)</b>		36.35

ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS RECTANGULARES DE CONCRETO CON 2 A 3 TIPOS DIFERENTES DE VARILLA LONGITUDINAL DEL NO. 3 AL NO. 12 Y ESTRIBOS CON VARILLA NO. 3, AMARRES CON ALAMBRE RECOCIDO CAL. 16,  $F_y=4200 \frac{KG}{CM^2}$ , INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, ACARREOS, ELEVACIONES, CORTES, TRASLAPES, GANCHOS, ESCUADRAS, DOBLECES, SILLETAS, DESPERDICIOS, HABILITADOS, AMARRES, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA. Análisis: 1 KG

Tabla 9.2.6: Tarjeta PU-03-Columnas

Concepto	Unidad	P.Unitario	Cantidad	Importe
<b>Materiales:</b>				
Alambre recocido Cal. 16, 1.59mm diam.)	KG	20.80	0.04	0.83
Varilla G-6000 del No. 3, ( $\frac{3}{8}$ diam), $0.557 \frac{KG}{M}$	KG	16.20	0.105	1.70
Varilla G-6000 del No. 3 AL 12, ( $\frac{1}{2}$ diam), $0.996 \frac{KG}{M}$	KG	16.20	1.07	17.33
-		<b>Subtotal Materiales</b>		19.87
<b>Mano de obra:</b>				
1 Oficial Ferrero y 1 Ayudante	Jor	1373.91	$\frac{1}{52}$	26.42
-		<b>Subtotal Mano de obra</b>		26.42
<b>Herramienta y equipo:</b>				
Herramienta menor	%	26.46	0.03	0.79
-		<b>Subtotal Equipo y Hmo</b>		0.79
-		<b>CD</b>		47.08
-		<b>CI</b>		4.71
-		<b>PU (CD + CI)</b>		51.79

ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS RECTANGULARES DE CONCRETO DE 4 A 7 TIPOS DIFERENTES DE VARILLA LONGITUDINAL DEL NO. 3 AL NO. 12 Y ESTRIBOS CON VARILLA NO. 3, AMARRES CON ALAMBRE RECOCIDO CAL. 16,  $F_y=4200 \frac{KG}{CM^2}$ , INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, ACARREOS, ELEVACIONES, CORTES, TRASLAPES, GANCHOS, ESCUADRAS, DOBLECES, SILLETAS, DESPERDICIOS, HABILITADOS, AMARRES, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA. **Análisis: 1 KG**

Tabla 9.2.7: Resumen de PU para las variaciones en el número de tipos de varilla en una columna

Número de diferentes tipos de varilla	PU $\frac{\$}{kg}$
1	29.10
2-3	36.35
4-7	51.79

Otra forma viable de establecer criterios de refuerzo que pudiera resultar en diseños prácticos cuando se consideran refuerzos asimétricos de varillado sería el limitar el número de tipos diferentes de varillas en una sección rectangular hasta un máximo de cuatro tipos (uno para cada borde de la sección). Para tal caso se desarrollaron dos procesos de optimización llamados **SGD-1t-ISR-PSO-4Rebar** y **PSO-4t-ISR-PSO-4Rebar** Fig. 9.2.3. En caso de que el diseño del refuerzo solo resulte en un tipo de varillado Fig. 9.2.6 se consideró un factor de complejidad de 0.7 en los desempeños de armado de construcción, de modo que los costos unitarios resultan ligeramente más altos que cuando se considera acero simétrico con un solo tipo de varillado **Tabla 9.2.8**

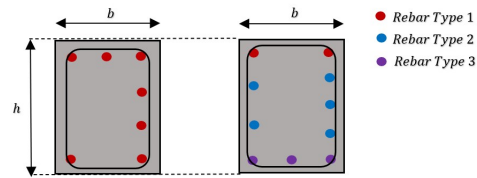


Figura 9.2.6: (Izq.) Refuerzo asimétrico con un solo tipo de varilla, (Der.) refuerzo asimétrico con más de un tipo de varilla.

Tabla 9.2.8: Rendimientos y costo unitario para cada tipo de varilla de refuerzo en un sección dispuesto de forma asimétrica

Type (#)	Rendimiento (asymmetric) $\frac{Kg}{Jor}$	Unit – Cost (asymmetric) $\frac{\$}{Kg}$
#4	150	32.23
#5	152	32.10
#6	154	31.96
#8	154	31.96
#9	154	31.96
#10	154	31.96
#12	154	31.96

Por otra parte, se construyó la siguiente tarjeta de PU cuando se tiene más de un tipo de varilla en la sección dispuestas de manera asimétrica **Tabla 9.2.9**, tomando en cuenta un factor de 0.7 respecto al rendimiento promedio de armado asimétrico con un solo tipo de varillado, resultando en un rendimiento  $\frac{1}{110} \frac{Jor}{Kg}$  para todo caso de refuerzo.

Tabla 9.2.9: Tarjeta PU-03

Concepto	Unidad	P.Unitario	Cantidad	Importe
<b>Materiales:</b>				
Alambre recocido Cal. 16, (1.59mm diam.)	KG	20.80	0.04	0.83
Varilla G-6000 del No. 3, ( $\frac{3}{8}$ diam), $0.557 \frac{KG}{M}$	KG	16.20	0.105	1.70
Varilla G-6000 del No. 3 AL 12, ( $\frac{1}{2}$ diam), $0.996 \frac{KG}{M}$	KG	16.20	1.07	17.33
-		<b>Subtotal Materiales</b>		19.87
<b>Mano de obra:</b>				
1 Oficial Ferrero y 1 Ayudante	Jor	1373.91	$\frac{1}{110}$	12.49
-		<b>Subtotal Mano de obra</b>		12.49
<b>Herramienta y equipo:</b>				
Herramienta menor	%	12.49	0.03	0.37
-		<b>Subtotal Equipo y Hmo</b>		0.37
-		<b>CD</b>		32.73
-		<b>CI</b>		3.27
-		<b>PU (CD + CI)</b>		36.0

ACERO DE REFUERZO EN COLUMNAS RECTANGULARES DE CONCRETO CON 1 A 4 TIPOS DIFERENTES DE VARILLA LONGITUDINAL DEL NO. 4 AL NO. 12 Y ESTRIBOS CON VARILLA NO. 3, AMARRES CON ALAMBRE RECOCIDO CAL. 16,  $F_y=4200 \frac{KG}{CM^2}$ , INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, ACARREOS, ELEVACIONES, CORTES, TRASLAPES, GANCHOS, ESCUADRAS, DOBLECES, SILLETAS, DESPERDICIOS, HABILITADOS, AMARRES, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA. Análisis: 1 KG

### 9.2.3 Zapatas aisladas

Este tipo de elementos estructurales de cimentación se refuerzan en ambos sentidos con varillas longitudinales (como se hace mención en la **Sección 7.3.2**). Para el presente trabajo se consideraron dos posibilidades de refuerzo **Fig. 9.2.7**, una opción con refuerzo por varilla individual y otra con la posibilidad de paquetes de dos en caso de que la restricción por separación mínima (tomada como  $sep_{min} = 10cm$ ) no se cumpliera con varillas individuales.

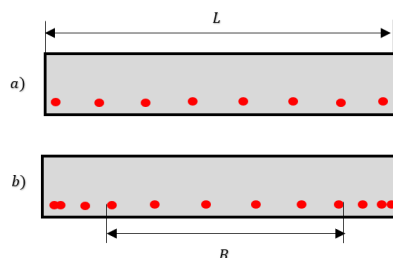


Figura 9.2.7: Rebar layout options for isolated footings: a) uniformly distributed, b) non-uniformly distributed in two-rebar packs at the ends

De modo que se podrían tener en un solo elemento hasta un máximo de cuatro tipos de

varillas diferente por lo que se propone hacer un análisis de costo unitario en conjunto, similar a como se hizo con vigas que tome en cuenta los rendimientos de armado de cada tipo de varilla que este disponible. A continuación se muestra la tarjeta de PU **Tabla 9.2.10**:

Tabla 9.2.10: Tarjeta PU-01-Zapatas

Concepto	Unidad	P.Unitario	Cantidad	Importe
<b>Materiales:</b>				
Alambre recocido Cal. 16, 1.59mm diam.)	KG	20.80	0.04	0.83
Varilla G-6000 del No. 3, ( $\frac{3}{8}diam$ ), $0.557\frac{KG}{M}$	KG	16.20	0.105	1.70
Varilla G-6000 del No. 4 AL 12, ( $\frac{1}{2}diam$ ), $0.996\frac{KG}{M}$	KG	16.20	1.07	17.33
-		<b>Subtotal Materiales</b>		19.87
<b>Mano de obra:</b>				
1 Oficial Ferrero y 1 Ayudante	Jor	1373.91	$\frac{1}{230}$	5.97
-		<b>Subtotal Mano de obra</b>		5.97
<b>Herramienta y equipo:</b>				
Herramienta menor	%	5.97	0.03	0.19
-		<b>Subtotal Equipo y Hmo</b>		0.19
-		<b>CD</b>		24.32
-		<b>CI</b>		2.43
-		<b>PU (CD + CI)</b>		26.75

ACERO DE REFUERZO EN ZAPATAS RECTANGULARES DE CONCRETO CON VARILLAS LONGITUDINALES DEL NO. 4 AL NO. 12 Y ESTRIBOS CON VARILLA NO. 3, AMARRES CON ALAMBRE RECOCIDO CAL. 16,  $F_y=4200\frac{KG}{CM^2}$ , INCLUYE: SUMINISTRO DE MATERIALES, ACARREOS, CORTES, TRASLAPES, GANCHOS, ESCUADRAS, DOBLECES, SILLETAS, DESPERDICIOS, HABILITADOS, AMARRES, MANO DE OBRA, EQUIPO Y HERRAMIENTA. **Análisis: 1 KG**

## 9.3 Formulaciones de métodos de optimización de diseños de refuerzo

### 9.3.1 Vigas rectangulares

Para este trabajo se consideraron dos posibles tipos de configuraciones de refuerzo en el acero a tensión sobre una sección transversal de viga, tanto en una hilera horizontal como en dos (o en paquetes de dos barras) **Fig. 9.3.1** en caso de que no se cumplieran las restricciones de separación mínima en una hilera. Teniendo en cuenta que solo se tiene un tipo de varilla en compresión y otro en tensión se puede formular un proceso de diseño óptimo bajo criterio de búsqueda simple a partir del óptimo ISR debido a que solo se requerirían como máximo 14 iteraciones para encontrar un arreglo óptimo de varillado, donde el óptimo ISR se podría encontrar a través de ejecutar el SGD-ISR-1t **Algoritmo 10**

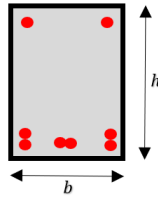


Figura 9.3.1: Opción de refuerzo alternativo para una sección de elemento tipo viga.

El proceso de optimización computacional llamado **SGD-1t-ISR-1Rebar-Beams** para este tipo de elemento se muestra a continuación en pseudo-código **Algoritmo 14**:

---

**Algoritmo 13:** Proceso algorítmico en pseudo-código para la optimización de varillado en secciones de vigas rectangulares

---

**INICIO**

- 1.- Aplicar método de Steepest Gradient Descent para obtener un espesor  $t$  óptimo ( $A(t)$  óptimos para comenzar el proceso)
- 2.- Determinar el número requerido de varillas  $n$  para cada uno de los 7 tipos disponibles, tal que  $A_{var} \geq A(t)$
- 3.- Optimizar el posicionamiento de las barras, sea para varillas en paquetes de 1 o 2. La restricción  $sep \geq sep_{min}$  se debe cumplir en todo momento

**For**  $i=1$  to  $n$ Tipos-Var=7

Verificar si  $sep \geq sep_{min}$  para varillas individuales en una hilera

**End For**

Tomar la opción con la mínima área de refuerzo

**If**  $sep \geq sep_{min}$  para cada opción, then:

**Do**

Transformar la opción con la mínima área de refuerzo de varillado previamente encontrada para un arreglo en una hilera y transformar en paquetes de 2

**While**  $sep \leq sep_{min}$

**Else**

**Incrementar el peralte de la sección**  $h = h + 5cm$

**End If**

**FIN**

---

### 9.3.2 Columnas rectangulares

#### Formulación SGD-1t-ISR-GA-AllRebar

Para este proceso de diseño óptimo, como mínimo se reforzarán las secciones con cuatro varillas (una por cada esquina) acorde a las restricciones impuestas en los códigos **ACI 318** y **NTC-17** de número mínimo de varillas en una sección **Fig. 9.3.2**.



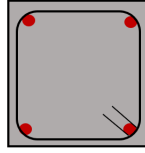


Figura 9.3.2: Refuerzo básico y mínimo de una sección de columna rectangular.

Se lleva a cabo una decodificación binaria para los cromosomas de los individuos, tal que se aplique para las tres variables en juego ( $ndtv, tv, vhor$ ), para luego generar los arreglo de varillado cumpliendo con todas las restricciones, y finalmente evaluar la función objetivo (9.1), si es que se trata de un solo tipo de varilla en la sección  $Costo_1$ , dos a tres tipos  $Costo_{23}$  y cuatro a siete  $Costo_{47}$  con los PU respectivos desarrollados previamente **Tabla 9.2.7**.

$$Funcion_{obj} \rightarrow \begin{cases} Costo_1 = \sum_{j=1}^{nvar} (\gamma_{var}(PU_1)) \\ Costo_{23} = (\sum_{j=1}^{nvar_1} (\gamma_{var_1}) + \dots + \sum_{k=1}^{nvar_{tipo}} (\gamma_{var_{tipo}}))(PU_2) \\ Costo_{47} = (\sum_{j=1}^{nvar_1} (\gamma_{var_1}) + \dots + \sum_{k=1}^{nvar_{tipo}} (\gamma_{var_{tipo}}))(PU_3) \end{cases} \quad (9.1)$$

Para la decodificación binaria en cada variable se generan ciertos espacios de búsqueda:

1. La variable  $ndtv$  puede tomar valores enteros entre  $[1, 7]$  de acuerdo al número de varillas comerciales disponibles **Tabla 9.2.1**. Por lo tanto se tiene la decodificación (9.2) que luego al escalar al rango requerido o espacio de búsqueda se transforma en (9.3), dónde  $m$  es el número de genes de cada cromosoma,  $g$  representa los genes del cromosoma del individuo en cuestión (varilla).

$$x_1 = \sum_{j=1}^{\frac{m}{3}} (2^{-j} g_{j+(1-1)(\frac{m}{3})}) \quad (9.2)$$

$$ndvt = 1 + \frac{(8-1)}{1-2^{-\frac{m}{3}}} x_1 \quad (9.3)$$

:

2. La variable  $tv$  es un vector de tamaño  $(1, ndtv)$  se le podrá asignar solo una combinación de las  $C(7, ndtv) = \frac{7!}{ndtv!(7-ndtv)!}$ , acorde a la fórmula de *coeficiente binomial* para todas las posibles combinaciones de tipos de varillas que se podrían generar para dar un respectivo arreglo. A diferencia de la variable  $ndtv$  la variable  $tv$  tendrá rangos de valores dependiendo del valor generado para la variable  $ndtv$  a partir de la decodificación (9.4) luego escalada al rango de búsqueda como (9.5):

$$x_2 = \sum_{j=1}^{\frac{m}{3}} (2^{-j} g_{j+(2-1)(\frac{m}{3})}) \quad (9.4)$$

$$tv = 1 + \frac{(C(7, ndtv) - 1)}{1 - 2^{-\frac{m}{3}}} x_1 \quad (9.5)$$

3. La variable  $vhor$  solo puede tomar valores entre  $[2, \frac{1}{2}nv]$ , ya que esta variable corresponde al número de varillas que están en la parte superior e inferior de manera horizontal (perpendicular al peralte de la sección). De modo que se respete la restricción de la **Fig. 9.3.2**. Su decodificación se hace como (9.6) y se escala al espacio de búsqueda como (9.7). Donde  $nv$  es el número de varillas determinadas al inicio tal que  $A_{nv} > A(t)$

$$x_3 = \sum_{j=1}^{\frac{m}{3}} (2^{-j} g_{j+(3-1)(\frac{m}{3})}) \quad (9.6)$$

$$vhor = 2 + \frac{(\frac{1}{2}nv - 2)}{1 - 2^{-\frac{m}{3}}} x_3 \quad (9.7)$$

#### Notas:

1. El número de varillas  $nv$  siempre es un número par
2. Una vez que se ha formado el individuo (grupo de varillas), lo que procede es distribuir las varillas sobre la sección transversal con la variable  $vhor$  y posteriormente evaluar la eficiencia estructural
3. Si se cumple la restricción de eficiencia estructural  $Ef < 100\%$  se acepta el individuo como apto para entrar a la población, si no cumple con la restricción, se penaliza al individuo y se genera otro hasta que se cumpla la condición
4. Una vez que se ha generado el individuo se evalúa la función objetivo de costo para asignarle al individuo un valor de adaptación
5. El proceso de generación de próximas generaciones se lleva a cabo mediante *selección de individuos* por el método de *cruzamiento* con la probabilidad de cruce (tomando el cuenta el valor de probabilidad de mutación)
6. El proceso de reemplazo de los N cromosomas de la generación previa con los N cromosomas nuevos de la generación actual se lleva a cabo mediante el proceso de *elistismo* para asegurar que los mejores cromosomas generados anteriormente no se destruyan en las próximas generaciones

El algoritmo se presenta a continuación pseudo-código **Algoritmo 14**:

---

**Algoritmo 14:** Proceso algorítmico en pseudo-código para la optimización de varillado en secciones de columnas rectangulares (SGD-1t-ISR-GA-AllRebar)

---

**INICIO**

**1.- Aplicar método de Steepest Gradient Descent para obtener un espesor  $t$  óptimo ( $A(t)$  óptimos para comenzar el proceso)**

**2.- Generar individuos para cada generación de población (arreglo de varillado de tamaño  $n$ )**

Decodificar cromosomas (tres variables):

$$ndvt = 1 + \frac{7-1}{1-2^{-\frac{n_{genes}}{3}}} \left( \sum_{j=1}^{\frac{n_{genes}}{3}} (2^{-j} g_{j+(1-1)(\frac{n_{genes}}{3})}) \right)$$

$$tv = 1 + \frac{C(7,ndtv)-1}{1-2^{-\frac{n_{genes}}{3}}} \left( \sum_{j=1}^{\frac{n_{genes}}{3}} (2^{-j} g_{j+(2-1)(\frac{n_{genes}}{3})}) \right)$$

$$vhor = 2 + \frac{\frac{1}{2}n-2}{1-2^{-\frac{n_{genes}}{3}}} \left( \sum_{j=1}^{\frac{n_{genes}}{3}} (2^{-j} g_{j+(3-1)(\frac{n_{genes}}{3})}) \right)$$

Las varillas son tomadas aleatoriamente hasta que la condición ( $A_{var} \geq A(t)$ ) se cumple

El número de varillas  $n$  generado al inicio permanece constante en las generaciones venideras

**3.- Evaluar individuo**

3.1 Distribución de varillado

Evaluar eficiencia para cada propuesta de refuerzo. Se debe cumplir  $Ef < 100\%$  en todo caso

3.2 Se evalúa la función objetivo de costo (acorde al factor de complejidad)

$$cost = \sum_{j=1}^n (\gamma_{var})(PU)$$

**4.- Generar nuevas generaciones de poblaciones (se reemplazan todos los N individuos generados en la generación pasada)**

**FIN**

---

**Formulación SGD-1t-ISR-SimpleSearch**

Este proceso de diseño para refuerzos simétricos en columnas con solo un tipo de varillado es bastante rápido ya que el número de opciones es limitado debido a que solo se permite varillado en varillas individuales, es decir, no se consideran posibilidades de refuerzo con paquetes de dos barras como en vigas. Se usa el parámetro  $sep_{min}$  para generar los posibles arreglos con cada tipo de varillado disponible **Tabla 9.2.1**, intercambiando valores en el número de varillas posibles en los costados y en las partes superior e inferior de acuerdo al parámetro  $nv$  correspondiente al número de varillas requeridas para cada tipo de barra tal que  $na_v > A(t)$ .

A continuación se presenta su estructura algorítmica en pseudo-código **Algoritmo 15:**

---

**Algoritmo 15:** Algoritmo general para el diseño óptimo de varillado simétrico en una sección transversal de columna con un solo tipo de varillado (SGD-1t-ISR-SimpleSearch)

---

**BEGIN**

**1.- Execute Steepest Gradient Descent method to find  $t$  optimum  $A_t$  to begin rebar optimization**

**2.- Determine the maximum number of rebars horizontally and vertically for each type of rebar**

**For  $i=1$  to  $n$ -rebar-types=7**

$$\maxRebarHorizontal = \frac{(b-2(cover))+sep_{min}}{sep_{min}+d_b}$$

$$\maxRebarVertical = \frac{(h-2(cover))+sep_{min}}{sep_{min}+d_b}$$

**Determine the minimum number of rebars horizontally**

$$\minRebarHorizontal = \lceil \frac{1}{2}(n - 2(\maxRebarHorizontal)) \rceil \geq 2$$

**Search over all the possible rebar arrangements**

**For  $j = \minRebarHorizontal$  to  $\maxRebarHorizontal$**

Evaluate structural efficiency  $Eff < 100\%$

Evaluate  $cost < cost_{min}$

**End For**

Save the option with lowest structural efficiency among the most

economical

**End For**

If  $sep \geq sep_{min}$  is not complied for any option, then:

The column height is increased  $h = h + 5cm$

End if

**END**

---

### Formulación SGD-1t-ISR-PSO-4Rebar

Este proceso de optimización parte de un ISR-1t óptimo determinado a partir del SGD-ISR-1t para columnas, que posteriormente se transforma a una distribución de varillado con máximo cuatro tipos de varillas (un tipo por cada borde) y como mínimo un tipo de varilla (donde el número de varillas puede variar por borde de la sección).

Para la determinación de las posiciones iniciales  $j$  de cada partícula  $i$  se genera el rango de búsqueda  $[1, 7]$  como índices del arreglo de los posibles tipos de varillas que podría haber  $rebar - type = [4, 5, 6, 7, 9, 10, 12]$ , tal que la posición de cada partícula será un vector  $combo - rebar = [k_1, k_2, k_3, k_4]$ , donde  $k_1$  corresponde al tipo de varilla en la parte superior de la sección transversal,  $k_2$  al tipo de varilla en la parte inferior,  $k_3$  al tipo de varilla en el costado izquierdo y  $k_4$  al tipo de varilla en el costado derecho. De esta manera se puede calcular un respectivo número de varillas para cada  $k_j$  tal que  $nav_{k_j} \geq A_j$  **Fig. 9.3.3.**

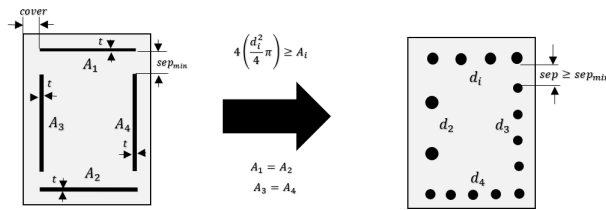


Figura 9.3.3: Transformación del ISR-1t a varillado asimétrico con el algoritmo PSO.

El algoritmo se presenta a continuación en pseudo-código **Algoritmo 17**:

---

**Algoritmo 16:** Proceso algorítmico general para el diseño óptimo de varillado de refuerzo asimétrico para una sección transversal de columna a partir del SGD-ISR-1t (SGD-1t-ISR-PSO-4Rebar) - Parte 1

---

**BEGIN**

**1.- Execute Steepest Gradient Descent method to find  $t$  optimum  $A_{t_1}, A_{t_3}$  to begin rebar optimization**

**2.- Determine all possible rebar combinations**

For each  $A_{t_i}$ :

Check  $n_j a_{b_j} \geq A_{t_i}$

$sep \geq sep_{min}$

face  $\rightarrow$  rebar - type : [4, 5, 6, 8, 9, 10, 12]

number - rebars : [ $n_1, n_2, n_3, n_4, n_5, n_6, n_7$ ]

$n \geq 1$

**3.- Optimize the combination**

**PSO-algorithm**

**For i=1:numberParticles**

Initial positions for each particle ( $combo - rebar = [k_1, k_2, k_3, k_4]$ )

$k_j$  takes a value between [1,7] (number of available rebars)

$x_{ij} = combo_{ij} = combo_{min} + r(7 - 1)$

$v_{ij} = \frac{\alpha}{\Delta t} (-\frac{7-1}{2} + r(7 - 1))$

**End For**

**For i=1:numberIterations**

**For i=1:numberParticles**

Evaluate  $E_{ff} < 100\%$  and  $sep_j \geq sep_{min}$

Minimize cost  $cost_i < cost_{min}$

**End For**

**For i=1:numberParticles**

Update positions and velocities

$v_{ij} = v_{ij} + c_1 q \left( \frac{combo_{ij}^{pb} - combo_{ij}}{\Delta t} \right) + c_2 r \left( \frac{combo_j^{sb} - combo_{ij}}{\Delta t} \right)$

CONTINÚA...

---

---

**Algoritmo 17:** Proceso algorítmico general para el diseño óptimo de varillado de refuerzo asimétrico para una sección transversal de columna a partir del SGD-ISR-1t (SGD-1t-ISR-PSO-4Rebar)-Parte 2

---

CONTINUACIÓN...

$$x_{ij} = combo_{ij} \rightarrow combo_{ij} + v_{ij}\Delta t$$

**End For**

**End For**

**End PSO-algorithm**

**if** *best – position*  $\neq 0$

$h = h + 5$

    Repeat step 3

**End if**

**4.- Extract best combo**  $combo_{best} = [k_1, k_2, k_3, k_4]$

**END**

---

#### Formulación PSO-ISR-4t-PSO-4Rebar

Este proceso óptimo de diseño **Algoritmo 19** parte de un ISR óptimo de cuatro espesores determinado con el **Algoritmo 11**. A partir de este punto el proceso de optimización de varillado es análogo al algoritmo anterior **Algoritmo 17** ya que se tienen las mismas restricciones de un máximo de cuatro diferentes tipos de varillado (uno por borde de sección) y mínimo un tipo de varilla, con posibles variaciones en número en cada borde, la única diferencia es que la transformación a varillado se hace a partir de cuatro áreas de refuerzo (una en cada borde de la columna  $A(t_1), A(t_2), A(t_3), A(t_4)$ )

---

**Algoritmo 18:** Proceso algorítmico general para el diseño óptimo de varillado de refuerzo asimétrico para una sección transversal de columna a partir del PSO-ISR-4t (PSO-ISR-4t-PSO-4Rebar)-Parte 1

---

**BEGIN**

**1.- Execute PSO-ISR-4t method to find  $t_1, t_2, t_3, t_4$  optimum  $A_{t_1}, A_{t_2}, A_{t_3}, A_{t_4}$  to begin rebar optimization**

**2.- Determine all possible rebar combinations**

For each  $A_{t_i}$ :

Check  $n_j a_{b_j} \geq A_{t_i}$

$sep \geq sep_{min}$

$face \rightarrow rebar - type : [4, 5, 6, 8, 9, 10, 12]$

$n \geq 1$

**3.- Optimize the combination**

**PSO-algorithm**

**For i=1:numberParticles**

Initial positions for each particle ( $combo - rebar = [k_1, k_2, k_3, k_4]$ )

$k_j$  takes a value between [1,7] (number of available rebars)

CONTINÚA...

---

---

**Algoritmo 19:** Proceso algorítmico general para el diseño óptimo de varillado de refuerzo asimétrico para una sección transversal de columna a partir del PSO-ISR-4t (PSO-ISR-4t-PSO-4Rebar) - Parte 2

---

CONTINUACIÓN...

$$x_{ij} = combo_{ij} = combo_{min} + r(7 - 1)$$

$$v_{ij} = \frac{\alpha}{\Delta t} \left( -\frac{7-1}{2} + r(7-1) \right)$$

**End For**

**For i=1:numberIterations**

**For i=1:numberParticles**

Evaluate  $Eff < 100\%$  and  $sep_j \geq sep_{min}$

Minimize cost  $cost_i < cost_{min}$

**End For**

**For i=1:numberParticles**

Update positions and velocities

$$v_{ij} = v_{ij} + c_1 q \left( \frac{combo_{ij}^{pb} - combo_{ij}}{\Delta t} \right) + c_2 r \left( \frac{combo_j^{sb} - combo_{ij}}{\Delta t} \right)$$

$$x_{ij} = combo_{ij} \rightarrow combo_{ij} + v_{ij} \Delta t$$

**End For**

**End For**

**End PSO-algorithm**

**if best - position  $\neq 0$**

$$h = h + 5$$

Repeat step 3

**End if**

**4.- Extract best combo**  $combo_{best} = [k_1, k_2, k_3, k_4]$

**END**

---

### 9.3.3 Zapatas aisladas

El proceso de optimización de varillado para zapatas es similar al de vigas, con algunas variaciones por supuesto, en cuanto a la distribución que se mencionaron en la sección anterior. A continuación se presenta el algoritmo en pseudo-código **Algoritmo 20**:

---

**Algoritmo 20:** Proceso algorítmico en pseudo-código para la optimización de varillado en secciones de zapatas rectangulares

---

**INICIO**

1.- Aplicar método de Steepest Gradient Descent para obtener un espesor  $t$  óptimo ( $A(t)$  óptimos para comenzar el proceso)

2.- Determinar el número requerido de varillas  $n$  para cada uno de los 7 tipos disponibles, tal que  $A_{var} \geq A(t)$

$$n_{var} = \frac{A(t)}{a_v}$$

$$A_{var} = n_{var} a_v$$

$$sep_{var} = \frac{a_v b}{A_{var}}$$

3.- Aplicar búsqueda simple para obtener la mejor opción tal que  $A_{var} \rightarrow A_{min}$  y  $sep \geq sep_{min}$  se cumplan en todo momento

Evaluar eficiencia estructural

Evaluar costo

**FIN**

## 9.4 Experimentaciones de diseño óptimo de varillado

### 9.4.1 Vigas rectangulares

#### Consideraciones de diseño

1. Las vigas se analizaron únicamente tomando en cuenta fuerzas de flexión, considerando acorde a los códigos **ACI 318** y **NTC-17** que las cargas axiales son muy pequeñas
2. Se aplica un método numérico de raíces para determinar la posición del eje neutro iterativamente hasta que se cumple  $T - C - C_s = 0$ , o expresado como  $\sum_{i=1}^{n=nbars} A_{s_i} E_y \epsilon_i + \beta_1 c b f_c'' = 0$ , siguiendo una distribución lineal de esfuerzos acorde a la ley de Hooke (ver **Sección 7.1.1**). Donde  $T$  es la resistencia del acero en tensión,  $C$  la resistencia de la zona del concreto a compresión y  $C_s$  la resistencia del acero de refuerzo en compresión
3. Se consideraron criterios de acero máximo y acero mínimo, separación mínima de varillas y requerimientos de ductilidad de acuerdo a los códigos **ACI 318** y **NTC-17** conjuntamente (ya que muchos criterios concuerdan uno con otro) para estructuras de alta ductilidad. Ver **Sección 7.1.2**

#### Modelos estructurales experimentales

##### Modelo 1: Parámetros estructurales

$$b = 25\text{cm}, h = 55\text{cm}, rec = 3\text{cm}, f_c' = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}, M_{u-izq} = -43\text{Ton} - m, M_{u-cen} = 59\text{Ton} - m, M_{u-der} = -49\text{Ton} - m, L = 500\text{cm}.$$

##### Modelo 2: Parámetros estructurales

$$b = 25\text{cm}, h = 50\text{cm}, rec = 3\text{cm}, f_c' = 250 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}, M_{u-izq} = -18.33\text{Ton} - m, M_{u-cen} = 14.16\text{Ton} - m, M_{u-der} = -28.33\text{Ton} - m, L = 500\text{cm}.$$



### Modelo 3: Parámetros estructurales

$b = 30\text{cm}$ ,  $h = 60\text{cm}$ ,  $rec = 3\text{cm}$ ,  $f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ ,  $M_{u-izq} = -33\text{Ton} - m$ ,  $M_{u-cen} = 29\text{Ton} - m$ ,  $M_{u-der} = -31\text{Ton} - m$ ,  $L = 500\text{cm}$ .

### Secciones óptimas reforzadas

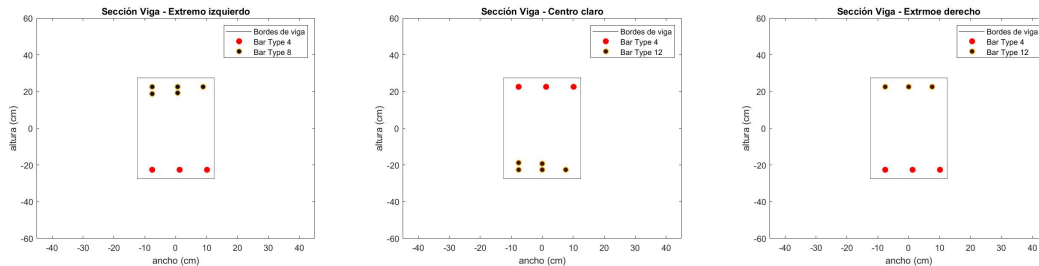


Figura 9.4.1: Secciones del modelo estructural 01: (Izq) Sección transversal en el extremo izquierdo de la viga con el refuerzo óptimo, (Cen) sección transversal al centro del claro de la viga con el refuerzo óptimo, (Der) sección transversal al extremo derecho de la viga con refuerzo óptimo.

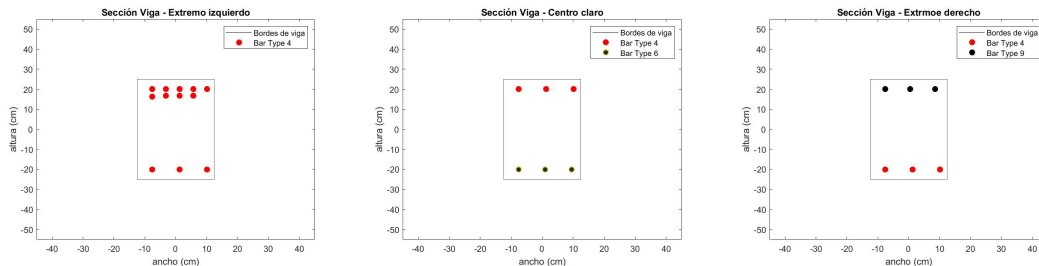


Figura 9.4.2: Secciones del modelo estructural 02: (Izq) Sección transversal en el extremo izquierdo de la viga con el refuerzo óptimo, (Cen) sección transversal al centro del claro de la viga con el refuerzo óptimo, (Der) sección transversal al extremo derecho de la viga con refuerzo óptimo..

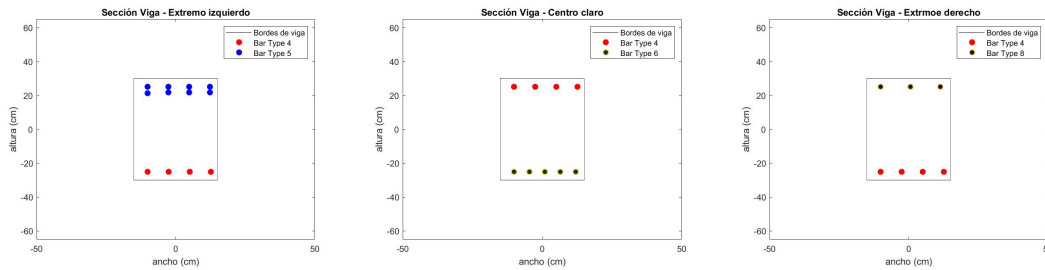


Figura 9.4.3: Secciones del modelo estructural 03: (Izq) Sección transversal en el extremo izquierdo de la viga con el refuerzo óptimo, (Cen) sección transversal al centro del claro de la viga con el refuerzo óptimo, (Der) sección transversal al extremo derecho de la viga con refuerzo óptimo..

### Convergencia del método SGD-ISR-1t

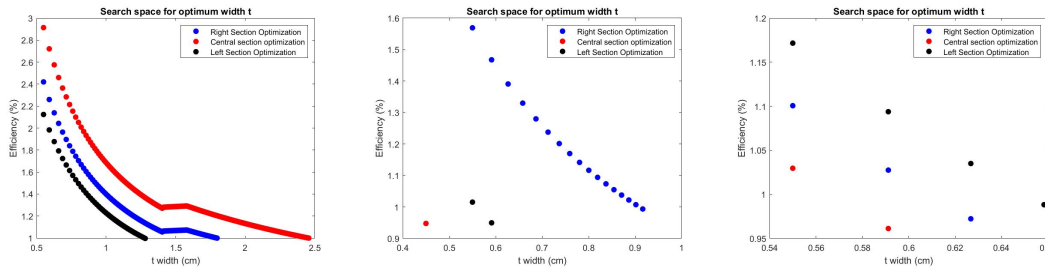


Figura 9.4.4: (Izq) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para las tres secciones transversales del modelo 01, (Cen) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para las tres secciones transversales del modelo 02, (Der) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para las tres secciones transversales del modelo 03.

### Resúmen resultados

#### Observaciones y recomendaciones

1. Las secciones óptimas de refuerzo resultaron obtenidas podrían mejorarse ligeramente al considerar simetría respecto al eje vertical de la sección, de esta forma se podrían usar tales resultados para preparar memorias de cálculo directamente sin necesidad de hacer ningún ajuste en la ubicación del varillado
2. Se podrían aún más mejorar los modelos de análisis, estableciendo una mejor equivalencia entre la posición de ISR a tensión y las posiciones de las varillas cuando se da la opción de disponerlo en paquetes de dos. De esta forma habría más similitud en cuanto resistencia entre los resultados del óptimo ISR y el óptimo arreglo de varillado. De hecho esto se puede ver reflejado en la tabla de resultados, ya que algunas eficiencias pasan por poco el límite permitido de 100 %. Una propuesta de dos ISR a tensión con el mismo espesor podría ser una buena opción, sin embargo, sería conveniente establecer también un criterio para anticipar si el refuerzo en paquetes de dos barras sería de gran

Tabla 9.4.1: *Resumen de resultados de experimentación con la formulación de optimización de varillado en vigas rectangulares.*

Modelo	Sección	$A_{tension}(cm^2)$	$M_R(Ton \cdot m)$	Eff %	Costo (mxn)
01	Izq	25.33	42.82	100	6495.4
	Cen	57.0	64.81	91.04	
	Der	34.20	47.70	102.72	
02	Izq	11.4	18.75	97.76	2570.3
	Cen	8.55	14.27	99.18	
	Der	19.24	29.94	94.60	
02	Izq	15.83	31.95	103.2	3071.6
	Cen	14.25	28.91	100.28	
	Der	15.20	30.74	100.83	

posibilidad, de otra forma se seguiría trabajando con la propuesta de ISR aquí expuesta

## 9.4.2 Columnas rectangulares

Para cada formulación se construyeron los mismos tres modelos estructurales como experimentación para poder comparar los resultados directamente entre cada formulación.

### Consideraciones de diseño

1. Se utilizó el *método de carga inversa* con la fórmula de Bresler para reducir el problema a un problema de un solo plano de simetría, de forma que solo se requiriera de computar diagramas de integración en ambos ejes de la sección transversal rectangular. Con este método se determina la eficiencia estructural para valores grandes de carga axial  $\frac{P_R}{P_{oc}} \geq 0.1$  como  $Eff = [\frac{P_n}{P_{oc}} \leq 1.0]$  (ver **Sección 7.2.3**)
2. Por otra parte, para valores pequeños de la carga axial  $\frac{P_R}{P_{oc}} \leq 0.1$  donde domina la flexión se aplica el *método de carga de contorno* con la *ecuación de interacción bidireccional* para el cálculo de la eficiencia estructural como  $Eff = [\frac{M_{nx}}{M_{Rx}} + \frac{M_{ny}}{M_{Ry}} < 1.0]$  (ver **Sección 7.2.3**)
3. Cuando se considera refuerzo asimétrico en las secciones, se toma en cuenta la variación del *Centro Plástico (PC)* respecto al **Centro Geométrico** (ver **Sección 7.2.3**)
4. Se consideraron criterios de acero máximo y acero mínimo, separación mínima de varillas y requerimientos de ductilidad de acuerdo a los códigos **ACI 318** y **NTC-17** conjuntamente (ya que muchos criterios concuerdan uno con otro) para estructuras de alta ductilidad. Ver **Sección 7.2.4**

### Modelos estructurales experimentales

#### Modelo 01: Parámetros estructurales:

$b = 40cm, h = 100cm, rec = 5cm, f'_c = 280 \frac{Kg}{cm^2}, P_u = -46Ton, M_{ux} = 12Ton - m, M_{uy} = 76Ton - m, L = 400cm.$

**Modelo 02: Parámetros estructurales:**

$b = 60\text{cm}$ ,  $h = 60\text{cm}$ ,  $rec = 5\text{cm}$ ,  $f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ ,  $P_u = -46\text{Ton}$ ,  $M_{ux} = 12\text{Ton} - m$ ,  $M_{uy} = 76\text{Ton} - m$ ,  $L = 400\text{cm}$ .

**Modelo 03: Parámetros estructurales:**

$b = 70\text{cm}$ ,  $h = 50\text{cm}$ ,  $rec = 5\text{cm}$ ,  $f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ ,  $P_u = -46\text{Ton}$ ,  $M_{ux} = 12\text{Ton} - m$ ,  $M_{uy} = 76\text{Ton} - m$ ,  $L = 400\text{cm}$

**Formulación SGD-1t-ISR-GA-AllRebar****Parámetros algorítmicos:**

$p_{mu} = 0.015$ ,  $number_{genes} = 60$ ,  $pop_{size} = 25$ ,  $number_{generations} = 100$ ,  $p_{crossover} = 0.6$ ,  $tour_{selection} = 0.6$ .

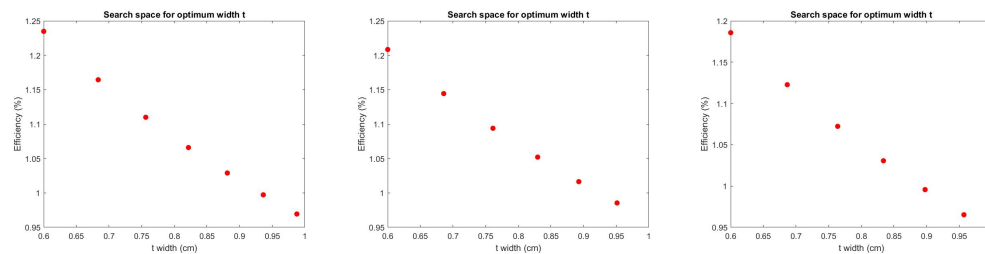
**Convergencias a óptimas:**

Figura 9.4.5: (Izq) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 01, (Cen) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 02, (Der) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 03.

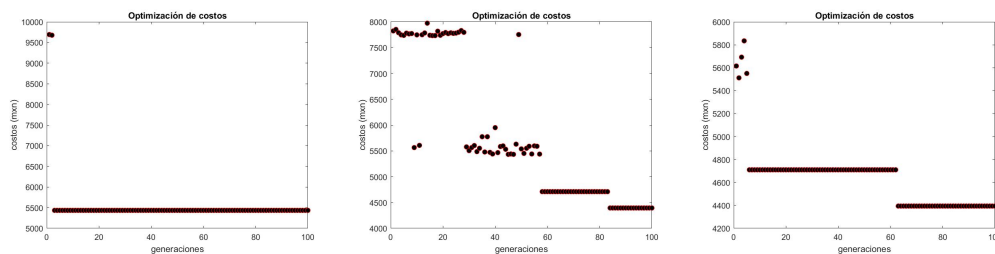


Figura 9.4.6: (Izq) Convergencia al óptimo de combinación de varillado para la sección del modelo 01, (Cen) Convergencia al óptimo de combinación de varillado para la sección del modelo 02, (Der) Convergencia al óptimo combinación de varillado para la sección del modelo 03.

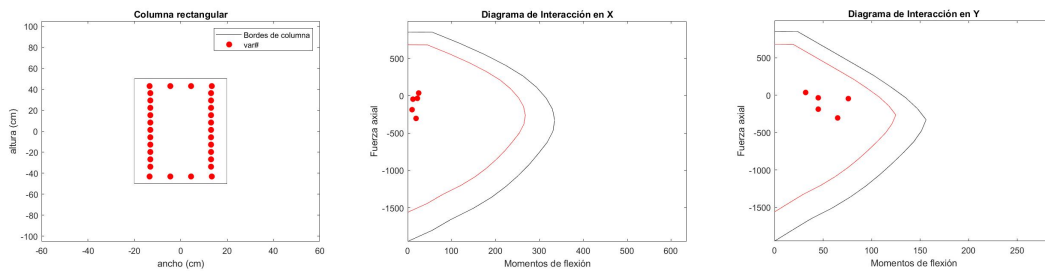
**Refuerzo óptimo:**

Figura 9.4.7: (Izq) Sección reforzada óptimamente con la formulación GA-AllRebar para el modelo estructural 01, (Cen) Resistencia de la sección en el eje X, (Der) Resistencia de la sección en el eje Y.

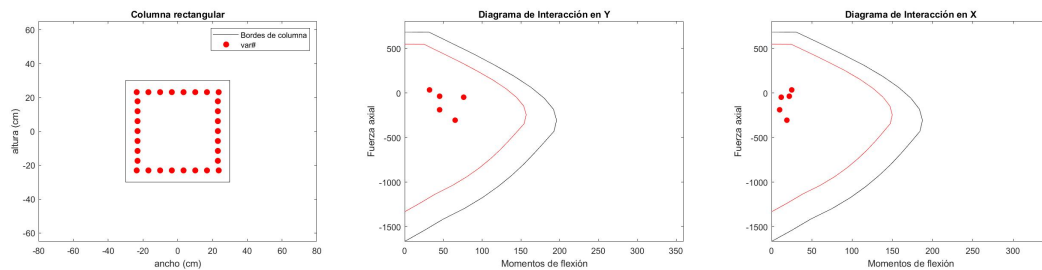


Figura 9.4.8: (Izq) Sección reforzada óptimamente con la formulación GA-AllRebar para el modelo estructural 02, (Cen) Resistencia de la sección en el eje X, (Der) Resistencia de la sección en el eje Y.

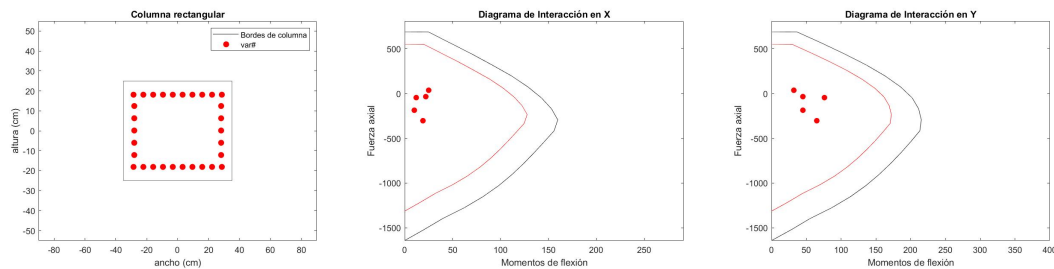


Figura 9.4.9: (Izq) Sección reforzada óptimamente con la formulación GA-AllRebar para el modelo estructural 03, (Cen) Resistencia de la sección en el eje X, (Der) Resistencia de la sección en el eje Y.

**Observaciones recomendaciones:**

- Todos los diseño óptimos resultantes de los tres modelos experimentales tienden a una distribución con un solo tipo de varilla, esto es natural debido a la diferencia de costos por facotr de complejidad del varillado

- Por otra parte, la convergencia al óptimo de varillado puede variar ligeramente de una experimentación a otra debido a la naturaleza estocástica del proceso de optimización, sin embargo, las variaciones que pudieran haber entre una óptima de una experimentación a otra no son significantes
- Se puede concluir que esta formulación no es conveniente de adoptar, ya que en todo caso, se podría ahorrar buen tiempo al ejecutar en su lugar un proceso con una formulación de optimización por búsqueda simple (Simple-Search) en el que se considere acero simétrico, obteniéndose los mismos resultados o incluso mejores en cuanto costo y volumen de refuerzo
- Si se desea tomar en cuenta el factor de complejidad de varillado en un proceso de diseño óptimo a través del Algoritmo Genético o para cualquier otro algoritmo meta-heurístico de optimización, se recomienda diseñar el programa de tal manera que las variables no dependan una con otra, como lo fue en este caso; ya que esto pudiera limitar la convergencia hacia las óptimas, y requerir de muchas generaciones de evaluación para una mejor óptima. Además, para tal caso se recomendaría usar dos espesores  $2t$  para acero simétrico (con búsqueda-simple) y cuatro  $4t$  para acero asimétrico (con metaheurísticas), de esta forma asegurar mejores resultados en área de varillado que con una formulación de un espesor variable  $1t$

#### Formulación SGD-1t-ISR-SimpleSearch

En comparación con la formulación anterior sería más conveniente el aplicar un método de optimización por búsqueda simple o exhaustiva cuando se trata de acero simétrico (sea con un solo tipo de varilla o dos tipos) ya que el tiempo de ejecución sería más favorable. A continuación se muestran resultados obtenidos con esta formulación en sus dos variantes de diseño. Para este caso solo se tendrán convergencias a óptimas ISR ya que la óptima de varillado se encuentra por búsqueda exhaustiva. Además, los resultados de esta convergencia serían los mismos que en la formulación anterior por lo que en lo que se debe enfocar atención es en los resultados de varillados óptimos.

#### Parámetros algorítmicos:

$$t_0 = 0.5, \alpha_0 = 0.1$$

## 1 TIPO DE VARILLA:

### Convergencias a óptimas:

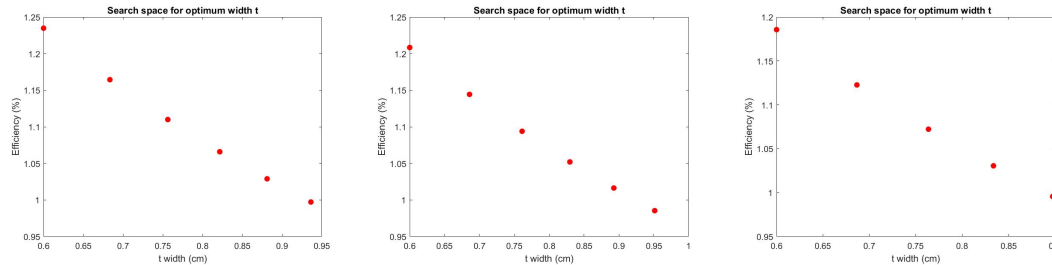


Figura 9.4.10: (Izq) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 01, (Cen) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 02, (Der) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 03.

### Refuerzo óptimo:

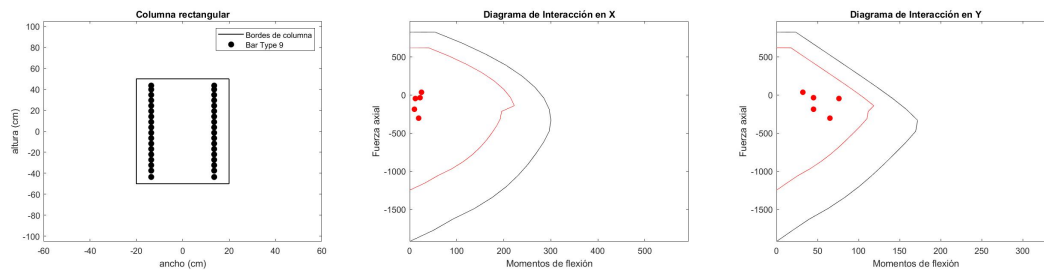


Figura 9.4.11: (Izq) Sección óptima de refuerzo obtenida por Simple-Search para el modelo estructural 01, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo.

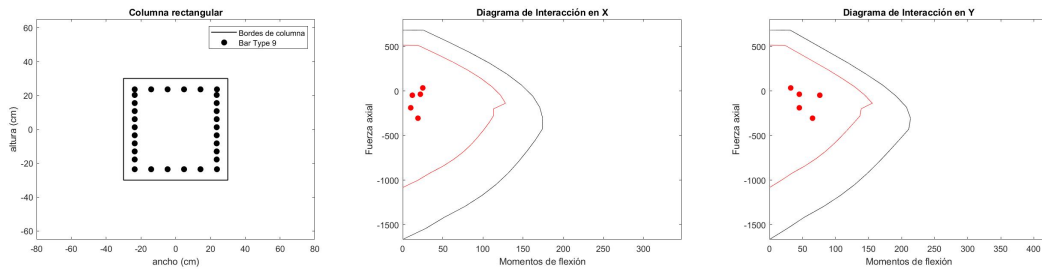


Figura 9.4.12: (Izq) Sección óptima de refuerzo obtenida por Simple-Search para el modelo estructural 02, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo.

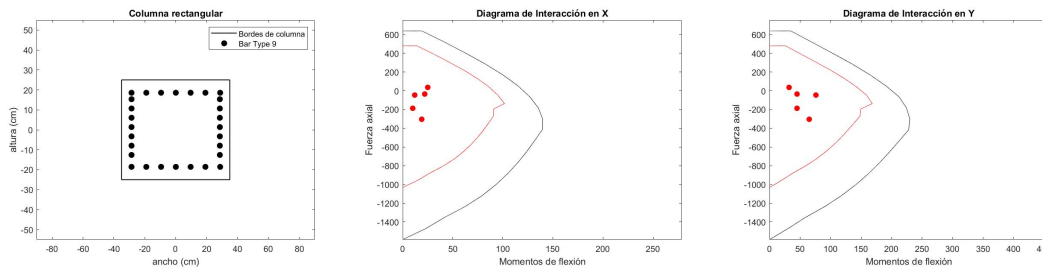


Figura 9.4.13: (Izq) Sección óptima de refuerzo obtenida por Simple-Search para el modelo estructural 03, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo.

## 2 TIPOS DE VARILLA:

### Convergencias a óptimas:

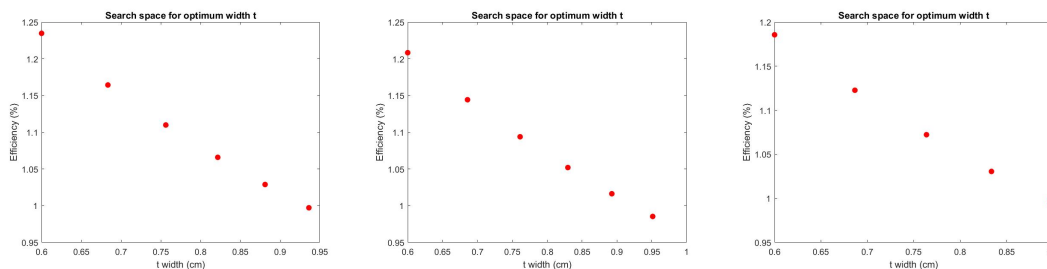


Figura 9.4.14: (Izq) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 01, (Cen) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 02, (Der) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 03.



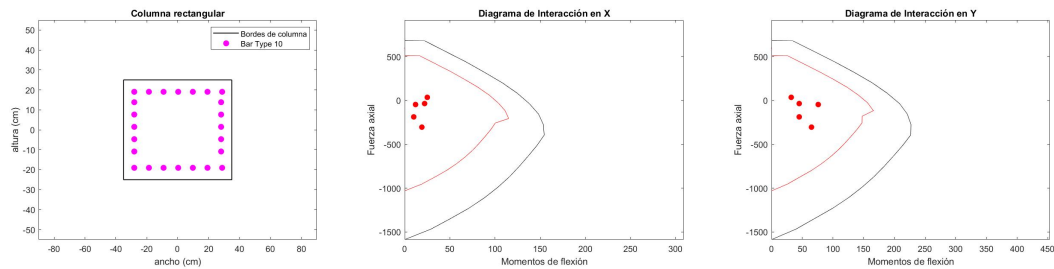
**Refuerzo óptimo:**

Figura 9.4.15: (Izq) Sección óptima de refuerzo obtenida por Simple-Search con dos posibles tipos de varilla para el modelo estructural 01, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo.

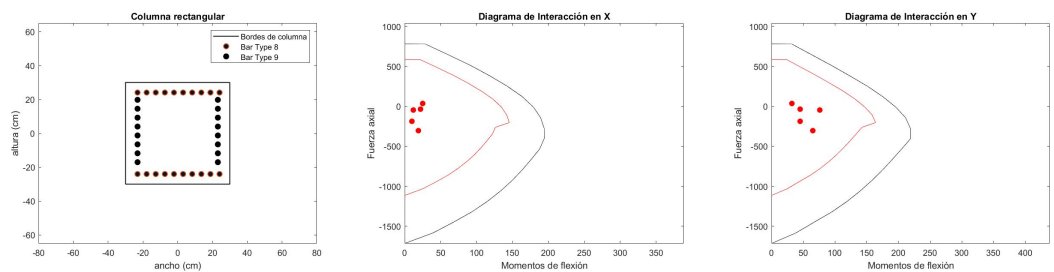


Figura 9.4.16: (Izq) Sección óptima de refuerzo obtenida por Simple-Search con dos tipos de varilla posibles para el modelo estructural 02, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo.

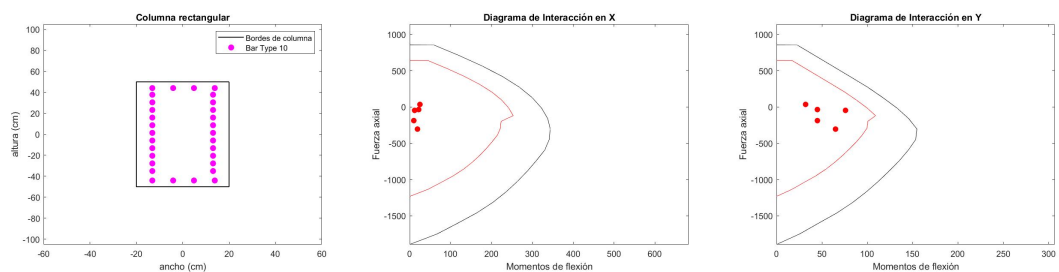


Figura 9.4.17: (Izq) Sección óptima de refuerzo obtenida por Simple-Search con dos posibles tipos de varilla para el modelo estructural 03, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo.

**Observaciones y recomendaciones:**

1. Debido a la variación en cuanto al proceso de búsqueda exhaustiva del varillado óptimo considerando tipo de varillado y dos tipos, las áreas de refuerzo de varillado considerando dos tipos de varilla suelen ser ligeramente mayores que considerando solo un tipo, aunque aún siendo ligeramente menores que con formulación SGD-ISR-1t-GA-All-Rebar (ver **Tabla 9.4.3**)
2. Podría mejorarse el proceso de diseño óptimo considerando dos tipos de varillas. Otra alternativa sería considerando el diseño inicialmente con un solo tipo de varillado, y una vez encontrado el refuerzo óptimo, ver la posibilidad de cambiar el tipo de varilla en cualquiera de los dos ejes de manera que resulte un área de refuerzo menor, aún cumpliendo con la eficiencia estructural requerida. Otra posibilidad, como ya se había comentado, sería el aplicar una optimización previa del ISR considerando dos espesores variables, a través del AG o el PSO
3. De manera general, ambas variantes de la formulación por Simple-Search resultaron ser mejores que la SGD-ISR-1t-GA-All-Rebar, por lo que se recomienda su uso y aplicación

**Formulación SGD-1t-ISR-PSO-4Rebar****Parámetros algorítmicos:**

$t_0 = 0.5$ ,  $\alpha_0 = 0.1$ ,  $c_1 = 2$ ,  $c_2 = 2$ ,  $d_t = 1.0$ ,  $inertia_w = 1.3$ ,  $\beta = 0.99$ ,  $n_{particles} = 25$ ,  $n_{iter} = 35$ ,  $dim_{space\_size} = 4$

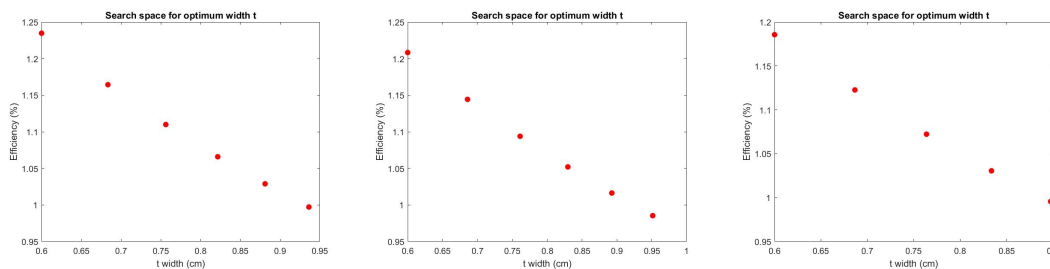
**Convergencias a óptimas:**

Figura 9.4.18: (Izq) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 01, (Cen) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 02, (Der) Convergencia al óptimo de área de refuerzo con el ISR-1t para la sección del modelo 03.

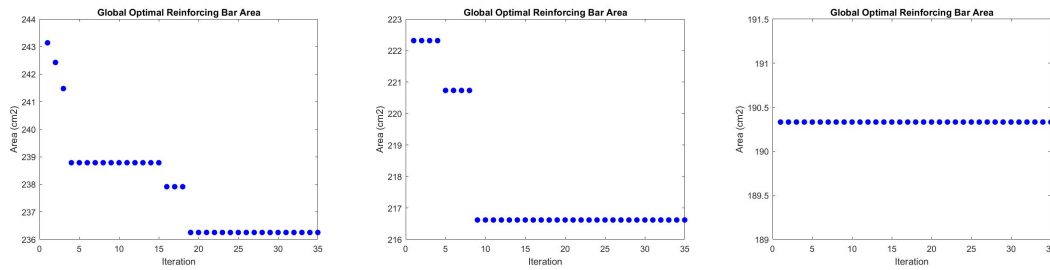


Figura 9.4.19: (Izq) Convergencia al óptimo de área de refuerzo en varillado para la sección del modelo 01 con la formulación SGD-ISR-1t-PSO-4Rebar, (Cen) Convergencia al óptimo de área de refuerzo en varillado con el ISR-1t para la sección del modelo 02 con la formulación SGD-ISR-1t-PSO-4Rebar, (Der) Convergencia al óptimo de área de refuerzo en varillado con el ISR-1t para la sección del modelo 03 con la formulación SGD-ISR-1t-PSO-4Rebar.

**Refuerzo óptimo:**

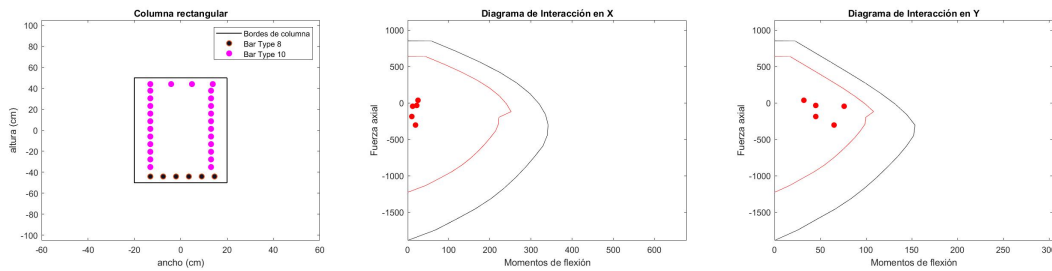


Figura 9.4.20: (Izq) Sección óptima de refuerzo asimétrico obtenida con el PSO-4Rebar para el modelo estructural 01, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo.

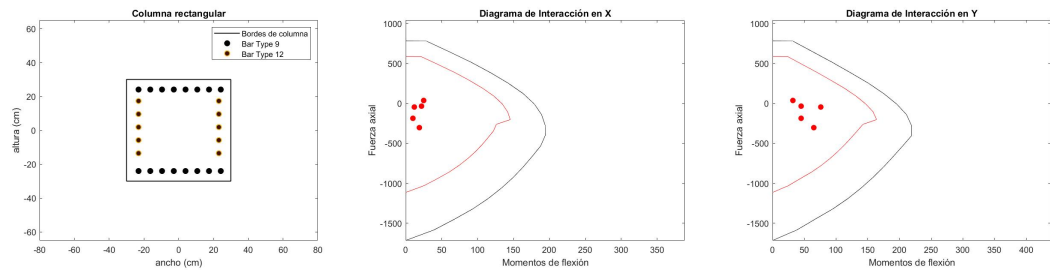


Figura 9.4.21: (Izq) Sección óptima de refuerzo asimétrico obtenida con el PSO-4Rebar para el modelo estructural 02, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo.

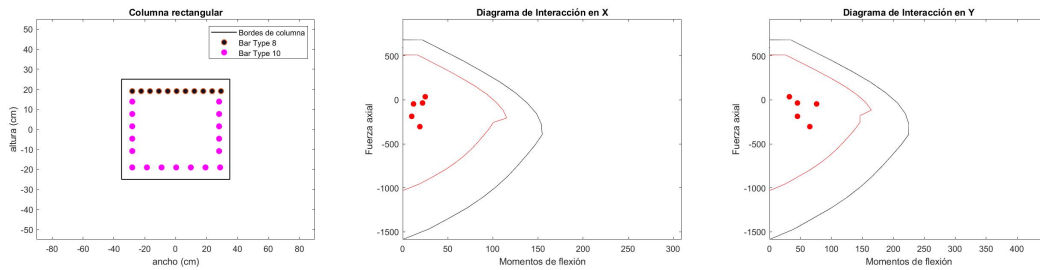


Figura 9.4.22: (Izq) Sección óptima de refuerzo asimétrico obtenida con el PSO-4Rebar para el modelo estructural 03, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo.

### Observaciones y recomendaciones:

1. Al considerar el factor de complejidad del refuerzo los costos de construcción suelen ser considerablemente mayores en comparación con las demás formulaciones (ver **Tabla 9.4.3**)
2. Por otra parte, en algunos casos se pueden obtener áreas de refuerzo de varillado considerablemente menores que cuando se considera refuerzo simétrico bajo cualquier formulación anterior. Aunque en otros casos, el área de acero por varillado puede también ser ligeramente mayor. Sería cuestión de identificar el eje débil de la sección para hacer predicciones sobre que formulación sería mejor adoptar

### Formulación PSO-4t-ISR-PSO-4Rebar

#### Parámetros algorítmicos:

Optima ISR:

$c_1 = 2$ ,  $c_2 = 2$ ,  $d_t = 1.0$ ,  $inertia_w = 1.3$ ,  $\beta = 0.99$ ,  $n_{particles} = 20$ ,  $n_{iter} = 25$ ,  $dim_{space\_size} = 4$ ,  $nested_{iter} = 3$

Optima Varillado:

$c_1 = 2$ ,  $c_2 = 2$ ,  $d_t = 1.0$ ,  $inertia_w = 1.3$ ,  $\beta = 0.99$ ,  $n_{particles} = 25$ ,  $n_{iter} = 30$ ,  $dim_{space\_size} = 4$

#### Notas:

- Se tomaron los parámetros estructurales como valores iniciales para el diseño de los elementos con esta formulación
- No se consideraron los resultados de esta formulación en la tabla de resumen de resultados ya que los diseños finales no tienen las mismas dimensiones de sección que los demás, por lo que su comparación resultaría trivial
- Solo se consideró requerido el plasmar los resultados obtenidos como respaldo de las observaciones, comentarios y conclusiones finales

**Convergencias a óptimas:**

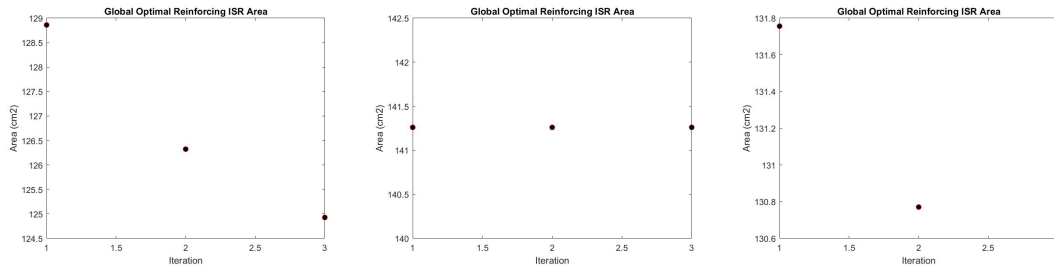


Figura 9.4.23: (Izq) Convergencia al óptimo de ISR-4t para la sección del modelo 01 con la formulación PSO-ISR-4t, (Cen) Convergencia al óptimo de ISR-4t para la sección del modelo 02 con la formulación PSO-ISR-4t, (Der) Convergencia al óptimo de ISR-4t para la sección del modelo 03 con la formulación PSO-ISR-4t.

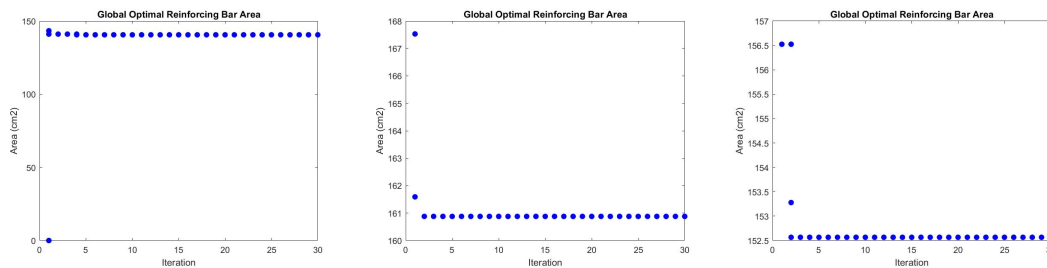


Figura 9.4.24: (Izq) Convergencia al óptimo de varillado asimétrico para la sección del modelo 01 con la formulación PSO-4Rebar, (Cen) Convergencia al óptimo de varillado asimétrico para la sección del modelo 02 con la formulación PSO-4Rebar, (Der) Convergencia al óptimo de varillado asimétrico para la sección del modelo 03 con la formulación PSO-4Rebar.

**Refuerzo óptimo:**

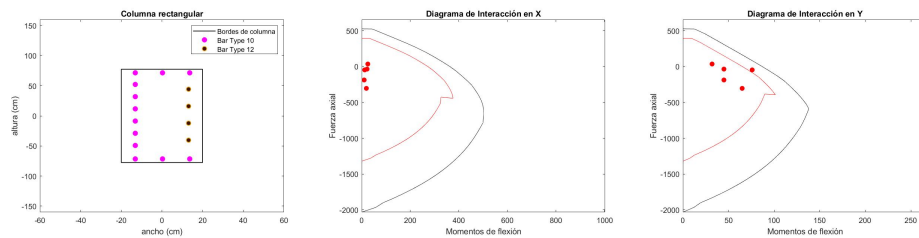


Figura 9.4.25: (Izq) Sección óptima de refuerzo asimétrico obtenida con el PSO-ISR-4t-PSO-4Rebar para el modelo estructural 01, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo.

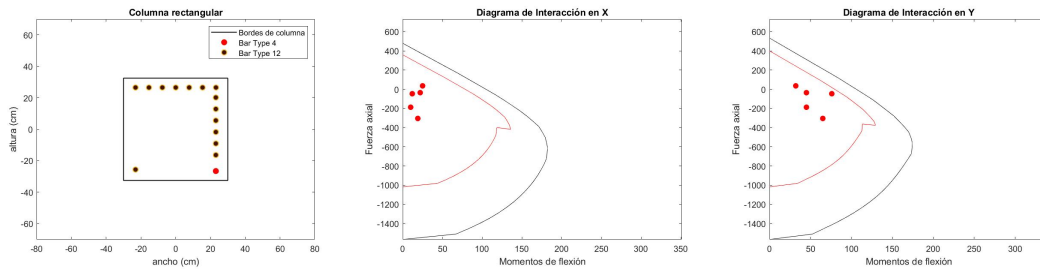


Figura 9.4.26: (Izq) Sección óptima de refuerzo asimétrico obtenida con el PSO-ISR-4t-PSO-4Rebar para el modelo estructural 02, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo.

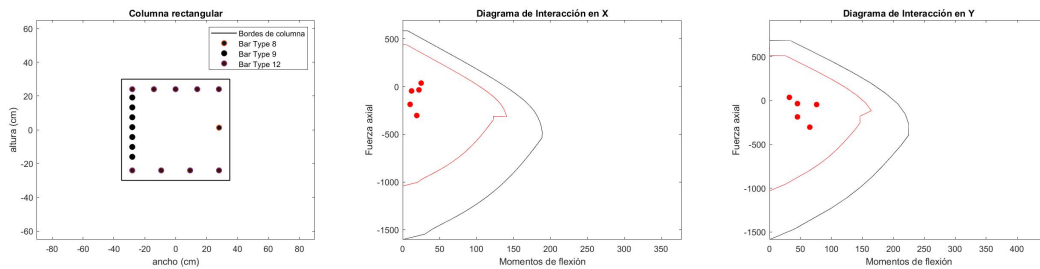


Figura 9.4.27: (Izq) Sección óptima de refuerzo asimétrico obtenida con el PSO-ISR-4t-PSO-4Rebar para el modelo estructural 03, (Cen) Diagrama de Interacción sobre el eje X para la sección óptima de refuerzo, (Der) Diagrama de Interacción sobre el eje Y para la sección óptima de refuerzo.

### Observaciones y recomendaciones:

Tabla 9.4.2: Resumen de resultados de experimentación con la formulación PSO-ISR-4t-PSO-4Rebar

Modelo	$A_{ISR}(cm^2)$	$A_{bar}(cm^2)$	$h(cm)$	Eff %	Costo (mxn)
01	124.93	140.61	155	98.0	15,793.0
02	141.26	160.87	65	95.0	18,070
03	130.77	152.5	60	100	17,136.0

1. Como era de esperarse el óptimo ISR converge a valores menores de área de acero de refuerzo **Tabla 9.4.2**, sin embargo, al hacer la transformación a óptimas de varillado se requieren de dimensiones de sección más grandes para cumplir con las restricciones de separación mínima de varillas y resistencia. La continuidad del ISR sobre la sección transversal tiene gran influencia en estos resultados, ya que su refuerzo equivalente a varillas no es continuo por los requerimientos de separación mismos
2. Sin embargo, al hacer una comparación de costos y área de refuerzo con las demás formulaciones **Tabla 9.4.3** despreciando las dimensiones de la sección se puede observar

- que está formulación resulta bastante eficiente cuando se habla de ahorrar acero de refuerzo, ya que se obtienen los valores más bajos con esta formulación
3. No se recomienda usar esta formulación cuando se desea que un elemento mantenga sus dimensiones de área transversal. En todo caso, para obtener el mejor desempeño con esta formulación se recomienda identificar el eje débil de la sección a priori para saber si será viable aplicar esta formulación, de esta manera predimensionar la sección de manera adecuada, ya que el desempeño de esta formulación depende en gran medida de este factor, en comparación con las otras formulaciones
  4. No se recomienda usar esta formulación para su aplicación práctica cuando se tienen un gran número de elementos a diseñar, ya que debido a la formulación PSO-ISR-4t los tiempos de ejecución suelen ser considerablemente más altos que para todas las demás formulaciones. En tal caso, se recomienda usar cómputo paralelo para su ejecución

### Resumen de resultados

Tabla 9.4.3: Resumen de resultados de experimentación con las formulaciones desarrolladas en este apartado para optimización de varillado.

Formulación	Modelo	$A_{bar}(cm^2)$	Eff %	Costo (mxn)
GA-All-Rebar	01	237.5	80.84	21,737.7
	02	192.4	80.87	17,575.5
	03	192.4	79.7	17,575.2
Simple-Search	01 (1 Tipo Var)	230.8	95.78	20,838.6
	02 (1 Tipo Var)	193.4	96.38	17,365.5
	03 (1 Tipo Var)	179.5	97.8	16,207.8
	01 (2 Tipo Var)	237.5	99.46	21,438.8
	02 (2 Tipo Var)	203.9	95.7	18,408.8
	03 (2 Tipo Var)	190.0	96.63	17,151.1
SGD-ISR-1t-PSO-4Rebar	01	236.25	100.0	26,536.0
	02	216.61	92.0	24,330.5
	03	190.3	96.45	21,378.1

### Comparación de resultados

1. Se puede observar que la mayoría de los mejores diseños en cuanto a área de varillado de refuerzo fueron obtenidos con la formulación de *Simple-Search* cuando se considera solo un tipo de varillado
2. Para las formulaciones que consideran acero asimétrico, la formulación SGD-ISR-1t-PSO-4Rebar resulta ser la más conveniente para su aplicación debido a razones de tiempo de ejecución y cuando se desea mantener las dimensiones de sección de un elemento. En todo caso se deberá identificar el eje débil de la sección para predimensionar los elementos de la mejor manera

### 9.4.3 Zapatas aisladas

#### Consideraciones de diseño

1. Se consideró un Factor de Seguridad de 2.0 para todos los modelos experimentales en cuanto a capacidad de carga
2. Se consideró la excentricidad de carga con una distribución lineal de esfuerzos del suelo a la base tal que  $q_{real} < q_{max} < q_{adm}$
3. Para el diseño del refuerzo en cada sección transversal de la zapata se considera un mecanismo a flexión pura como en vigas, tal que el refuerzo a tensión se dispone en la parte inferior de la sección y el de compresión en la parte superior. El área de refuerzo a compresión permanece constante tal y como se establece en el **ACI 318** con un mínimo por temperatura. Por otra parte, el acero a tensión se restringe en un rango máximo y mínimo definido por las relaciones impuestas para vigas

#### Modelos estructurales experimentales

**Modelo 01:**  $P_u = 76.24\text{Ton}$ ,  $M_{ux} = 11.64\text{Ton}\cdot\text{m}$ ,  $M_{uy} = 33.01\text{Ton}\cdot\text{m}$ ,  $b_{column} = 50\text{cm}$ ,  $h_{column} = 60\text{cm}$ ,  $rec = 5\text{cm}$ ,  $q_{adm} = 2.5\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ .

**Modelo 02:**  $P_u = 55.24\text{Ton}$ ,  $M_{ux} = 55.64\text{Ton}\cdot\text{m}$ ,  $M_{uy} = 25.01\text{Ton}\cdot\text{m}$ ,  $b_{column} = 50\text{cm}$ ,  $h_{column} = 60\text{cm}$ ,  $rec = 5\text{cm}$ ,  $q_{adm} = 2.5\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ .

**Modelo 03:**  $P_u = 39.32\text{Ton}$ ,  $M_{ux} = 88.54\text{Ton}\cdot\text{m}$ ,  $M_{uy} = 65.12\text{Ton}\cdot\text{m}$ ,  $b_{column} = 50\text{cm}$ ,  $h_{column} = 60\text{cm}$ ,  $rec = 5\text{cm}$ ,  $q_{adm} = 2.5\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ .

#### Convergencia a óptimas

**Nota:** Las eficiencias estructurales a las que convergen las óptimas ISR estan basadas en flexión pura sin considerar el cortante.

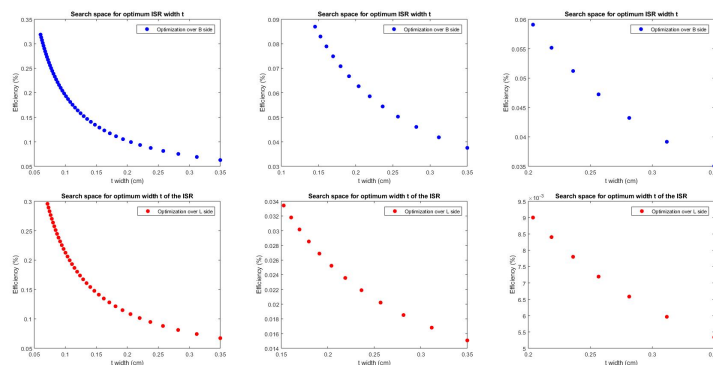


Figura 9.4.28: (Izq) Convergencias al ISR óptimo para el modelo estructural 01, (Cen) Convergencias al ISR óptimo para el modelo estructural 02, (Der) Convergencias al ISR óptimo para el modelo estructural 03.



### Secciones óptimas reforzadas

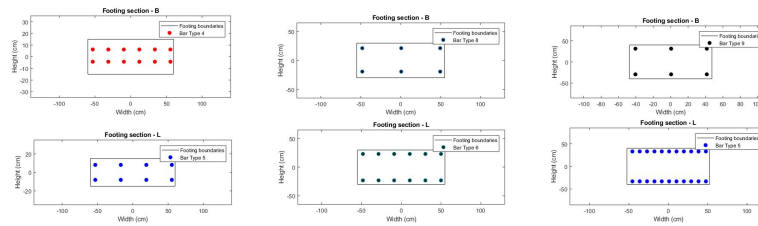


Figura 9.4.29: (Izq) Secciones óptimas de refuerzo para el modelo estructural 01, (Cen) Secciones óptimas de refuerzo para el modelo estructural 02, (Der) Secciones óptimas de refuerzo para el modelo estructural 03.

### Resumen de resultados

Tabla 9.4.4: Resumen de resultados de experimentación con la formulación de optimización de varillado en vigas rectangulares.

Modelo	$A_{bar_x}(cm^2)$	$A_{bar_y}(cm^2)$	B (cm)	L (cm)	h (cm)	Costo (mxn)
Modelo 01	15.83	15.20	120	120	25.0	701.1
Modelo 02	34.2	30.4	110	110	55.0	1,377.1
Modelo 03	43.54	38.48	95	105	75.0	1,529.4

### Observaciones y recomendaciones

1. Como se esperaba las carga vertical de las columnas es la que tiene más influencia en las dimensiones transversales de las zapatas. Por otra parte, los momentos a flexión tienen más influencia en el peralte de las zapatas, así como en la cantidad de refuerzo; cuanto mayores son los momentos, mayor es el peralte y el área de refuerzo, ya que el acero mínimo depende de las dimensiones de las secciones transversales
2. La mayoría de las convergencias al óptimo ISR están restringidas por el acero mínimo, es decir, no alcanzan los rangos de eficiencia estructural a flexión impuestos para vigas, ya que las fuerzas de cortante impuestas en los elementos generan peraltes grandes y por lo tanto áreas de concreto relativamente altas para las áreas requeridas de refuerzo

#### 9.4.4 Comentarios y recomendaciones adicionales

1. Se espera que las formulaciones aquí desarrolladas y sus consideraciones tanto en análisis de costos como de diseño puedan servir de discusión para futuros trabajos de investigación relacionados con el área de investigación. Todas las formulaciones y algoritmos desarrollados en este apartado se podrían mejorar al modificar detalles en la estructura del proceso computacional; lo que se considera de más relevancia es la perspectiva misma de análisis y diseño que se llevo a cabo, así como las mismas consideraciones en la formulación

2. Como siguiente paso, sería el acoplar los algoritmos, formulaciones o procesos más eficientes y con mejor desempeño expuestos en este apartado para el diseño, análisis y modelación de complejos estructurales y edificaciones, tal que se mejoren dichos procesos al considerar el refuerzo y la distribución misma de varillado, garantizando de esta manera modelos numéricos y análisis más precisos que mejor representen lo que en realidad de tiene o se tendrá en el sitio de construcción
3. Al aplicarse dicho acomplamiento de procesos para cada elemento en una estructura de edificación con gran número de elementos estructurales se podrían además generar grandes ahorros en cuanto material e insumos; cuanto más grandes las estructuras mayor la probabilidad sería de generar ahorros más significativos

#### **9.4.5 Conclusiones**

1. Los criterios de construcción y diseño siempre deben ir en paralelo, ya que no se puede diseñar un producto sin tener en consideración aspectos para su fabricación
2. Las formulaciones aquí expuestas y los resultados obtenidos demuestran que se pueden crear diseños estructurales que requieran cada vez de menos materiales e insumos que los que se requieren comúnmente en las prácticas en la industria, aún cumpliendo con los requerimientos de calidad, eficiencia y servicio. Es cuestión de seguir en el camino de investigación de esta área para crear criterios de diseño que generen estructuras más sustentables, aunque para ello se requiera sacrificar la facilidad con que dichas estructuras se construyen o fabrican



## 10. Optimización de marcos de concreto

### 10.1 Introducción

Cada día es más remarcable la tendencia a diseñar óptimamente en la ingeniería civil para reducir el uso de insumos de materiales e impacto ambiental. Referente a edificios de concreto reforzado, los desperdicios de material tanto para el concreto como para el acero de refuerzo son de gran relevancia. Como se expuso en la **Sección 4.2** se ha demostrado que después de ejecutar un proceso de diseño óptimo estructural se pueden ahorrar grandes volúmenes de emisiones de  $CO_2$ . Al tratarse con este tipo de estructuras y marcos en general se pueden considerar muchos aspectos como criterios en la optimización, sean aspectos de comportamiento (dúctilidad, rigidez, daño, etc.) así como aspectos constructivos; en la literatura se puede encontrar todo tipo de proceso de optimización considerando específicamente cada uno de estos aspectos. Tomando por ejemplo procesos de optimización de detallado de refuerzo (Eleftheriadis et al., 2018), (Moussavi et al., 2018) para minimizar desperdicios de acero de refuerzo, usando tecnologías de Building Information Modelling (BIM), o procesos de diseño óptimo basados en desempeño para reducir daños y costos de reparación de las estructuras durante su ciclo de vida (Zou et al., 2007). Sin embargo, la mayoría de los estudios que tratan con sistemas estructurales no consideran el acero de refuerzo en los elementos como varillas y menos aún como diseños óptimos de varillado correspondientes a cada elemento estructural, sino que en la mayoría de los casos lo toman solo como un porcentaje de acuerdo a las dimensiones de las secciones, lo que genera convergencias a óptimas con dimensiones de los elementos que pueden no ser apropiadas por aspectos de construcción, ya que como se ha demostrado en los capítulos previos, la mera distribución de las varillas en la sección puede influir en las dimensiones de la sección del elemento al considerar criterios por separación

mínima. Más aparte, al considerar el varillado de refuerzo en un proceso de diseño óptimo solo se requerirían mínimos ajustes o ninguno una vez que el proceso es finalizado para llegar a los detallados de construcción (Akin & Saka, 2015). Es por ello que es de vital importancia el integrar este criterio de diseño en futuros trabajos de investigación y en las prácticas comunes en la industria relacionados con diseño y análisis de edificaciones, ya que se podrían generar todo un nuevo espacio de posibilidades de diseño con mejores aspectos de precisión y confiabilidad.

Sin embargo, la formulación de tales de procesos de diseño no son tan sencillos de desarrollar computacionalmente, ya que se requeriría de la integración de procesos de diseño óptimo de refuerzo para cada posible conjunto de elementos estructurales con sus respectivas dimensiones y condiciones de cargas. Con el empleo de la analogía ISR se pueden desarrollar formulaciones computacionales relativamente simples que consideren precisamente diseños óptimos de refuerzo en los elementos de un sistema estructural de concreto reforzado, integrando el proceso de análisis estructural en el proceso mismo de diseño y viceversa. Con la ayuda de interfaces de programación estas formulaciones pueden resultar sencillas para su réplica y aplicación en la industria.

Por otra parte, otro aspecto por considerar en los diseños óptimos de sistemas estructurales es la manera en que se distribuyen las varillas en los elementos, sea considerando refuerzos simétricos o asimétricos, ya que esto también puede influir en gran medida en las convergencias a óptimas con un criterio a otro. Las columnas se refuerzan usualmente simétricamente debido a requerimientos de simplicidad para su construcción; sin embargo, cuando se trata de refuerzos asimétricos, se ha demostrado que se pueden obtener ahorros de material de refuerzo de hasta 50 % (Gil-Martin et al., 2010), (Carbonell-Márquez et al., 2014), teniendo incluso influencia en las curvas de ductilidad de los elementos. Como se demostró en el capítulo anterior, se pueden obtener diseños óptimos con refuerzo simétrico bastante simples con el establecimiento de algunas asunciones de carácter constructivo, pudiéndose obtener columnas más ligeras con resistencia similar a diseños con acero simétrico. Aunque por un lado los costos de construcción podrían resultar más elevados por el factor de complejidad del refuerzo, en un proceso de diseño estocástico se podrían reducir al mismo tiempo las dimensiones de las secciones de los elementos, lo que se traducirían en menores volúmenes de concreto, equilibrándose al incremento de costos por el acero.

En este capítulo se expone la formulación y experimentación de procesos de diseño óptimo para marcos planos y tridimensionales de concreto reforzado. Se desarrollarán diversas formulaciones y experimentaciones, bajo distintas consideraciones de diseño en los elementos y en los sistemas estructurales en general, sea considerando acero simétrico o asimétrico en las columnas, criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques en los elementos o mecanismos de secciones agrietadas y no-agrietadas en columnas. Se emplean el Algoritmo Genético y el algoritmo de Optimización por Enjambres de Partículas cuando se procesos mono-objetivo se traten, estableciendo la función costo como función-objetivo, y el Algoritmo

Genético por Clasificación de No-Dominancia (NSGA-II) para optimización multi-objetivo, considerando el costo de la estructura contra el factor de seguridad al colapso.

## 10.2 Criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques

La inteligencia artificial ha estado revolucionando la forma en que se analiza y diseña la infraestructura civil desde el inicio de la comercialización de las computadoras a inicios de los 70's. Hoy en día con el uso de tecnologías BIM se pueden integrar en los procesos de diseño óptimo tantos criterios como sea posible, en un flujo de trabajo interactivo y dinámico, de modo que se pueda pasar de las etapas más tempranas de análisis y diseño de proyectos hasta la etapa de planeación y construcción de manera casi automática e instantánea con la ayuda de software CAD. Este paradigma de trabajo es el futuro no solo en la ingeniería sino en toda área de la ciencia, es decir, el crear procesos autónomos que lleven a cabo tareas que antes parecía que solo los humanos las podían llevar a cabo, incluso con resultados óptimos.

En la literatura se pueden encontrar ya algunos trabajos en los que se trabaja con este tipo de procesos de optimización en estructuras de concreto reforzado en donde se considera el propio acomodo óptimo de varillado en los elementos (ver (Akin & Saka, 2015)), de manera que el término del proceso óptimo de diseño solo se requieren algunos o si es que ningún ajuste mayor para pasar a la elaboración de planos de detallado de construcción. Bajo esta tendencia se pueden obtener resultados más realistas tanto en los modelos numéricos como en los diseños, en referencia con los que se tiene y hará realmente en la construcción. La programación visual más que solo el usar tecnologías BIM se vuelve un factor preponderante, como lo demuestran algunos autores (Muttio & Botello, 2017), con la que se pueden verificar los resultados de diseño de manera gráfica, teniendo un mejor control de la variables que intervienen en el proceso.

Es de vital importancia el continuar con investigación referente a diferentes enfoques de diseño óptimo en las estructuras, no solo con diversas metodologías o algoritmos, sino con distintos criterios de análisis y diseño, con la finalidad de ligar lo mayor posible la etapa de diseño con la de construcción, y crear formulación más precisas y confiables para las prácticas de la ingeniería. Para los edificios de concreto, el refuerzo mismo en las conexiones o uniones de los elementos es un factor de gran influencia en el desempeño estructural. Debido a la naturaleza de los diseños del refuerzo y por aspectos de construcción se podrían diseñar las uniones de refuerzo en los elementos de distinta forma, ya sea considerando la continuidad del acero en los mismos o considerando los diseños de refuerzo por separado. Mientras que por un lado el considerar la continuidad de las varillas en las uniones de los elementos se ha demostrado es lo más recomendable (ACI 352RS-02) debido a la naturaleza de la distribución discontinua de los elementos mecánicos de corte y flexión tanto en vigas como en columnas, podría no resultar viable considerarlo así cuando se requiere de la determinación de dimensiones óptimas de sección de los elementos (por restricciones de recubrimiento o separación de varillado). En esta parte el considerar criterios de cortes y anclajes puede reducir significativamente el

desperdicio de insumos y costos de construcción (Moussavi, et al., 2018). Además, debido a que es más común en la práctica de diseño de sistemas estructurales el diseñar los elementos de manera independiente sería recomendable el establecer criterios de diseño y análisis que se adaptarán precisamente a estas prácticas comunes en la construcción.

En esta sección se presentan propuesta de criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques tanto en uniones de columnas como dentro de elementos viga donde se suele disponer el acero de refuerzo de distinta forma a lo largo de sus longitudes. Se considera un enfoque no-continuo, es decir, en donde no se considera que el acero de refuerzo sea continuo precisamente en las uniones de los elementos, sino que únicamente se traslapa entre si para formar ganchos. Se pretende integrar estas propuestas de criterios de diseño en los procesos de óptimos para los marcos estructurales a analizar y ver como influyen en el desempeño por daño, así como en el peso y costos de las estructuras óptimas. Con la ayuda de programación visual es sencillo apreciar la calidad de los diseños resultantes y su grado de practicidad de construcción.

### 10.2.1 Formulación de criterios

Para el caso de vigas, se hace referencia a conceptos como *nodos iniciales de vigas*, *nodos de vigas intermedias*, *ejes de vigas* y *nodos de vigas únicas* mismos que se pueden apreciar en la **Fig. 10.2.1**.

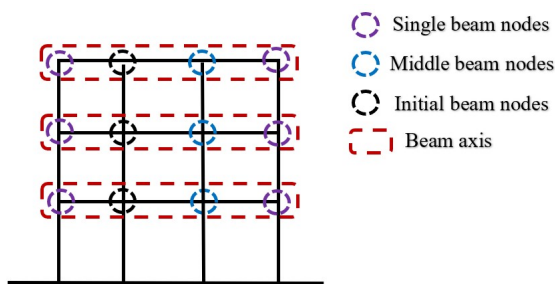


Figura 10.2.1: Diagrama de referencia de ubicación de tipo de nodo por eje de viga en un marco estructural.

Así mismo para columnas, se puede tomar referencia a la **Fig. 10.2.2** para la visualización de *ejes de columnas*, *nodos iniciales de columnas* y *nodos no-iniciales de columnas*.

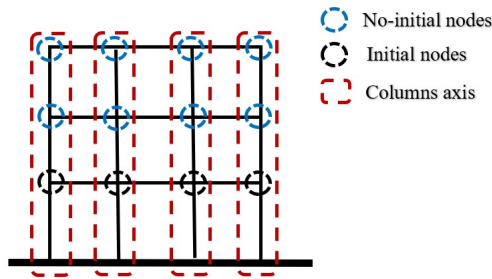


Figura 10.2.2: Diagrama de referencia de ubicación de tipo de nodo por eje de columna en un marco estructural.

**Vigas**

**Nodos de vigas únicas:**

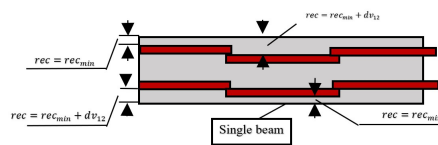


Figura 10.2.3: Criterios de refuerzo cuando se trata de una viga singular por piso

**Nodos iniciales de vigas:**

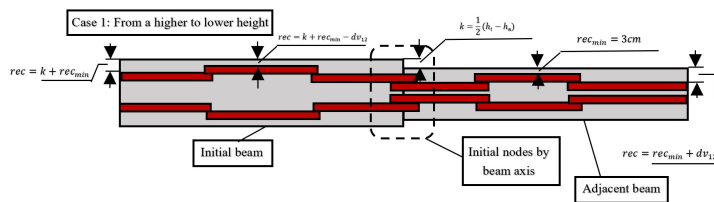


Figura 10.2.4: Caso 1 de refuerzo para nodos iniciales de vigas: donde el peralte de la viga inicial es mayor al peralte de la viga adyacente.

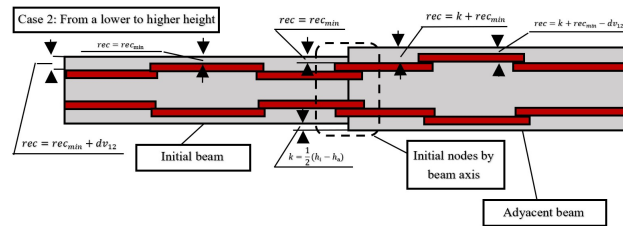


Figura 10.2.5: Caso 2 de refuerzo para nodos iniciales de vigas: donde el peralte de la viga inicial es menor al peralte de la viga adyacente.

### Nodos no-iniciales de vigas:

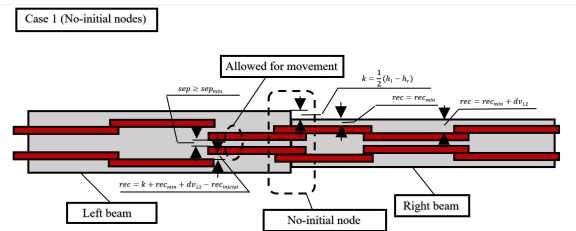


Figura 10.2.6: Caso 1 de refuerzo para nodos no-iniciales de vigas: cuando el peralte de la viga de la izquierda es mayor al peralte de la viga de la derecha.

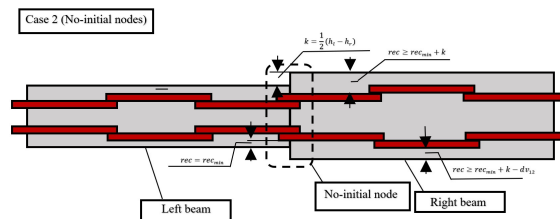


Figura 10.2.7: Caso 2 de refuerzo para nodos no-iniciales de vigas: cuando el peralte de la viga de la izquierda es menor al peralte de la viga de la derecha.



### Uniones de columnas

#### Nodos iniciales de columnas:

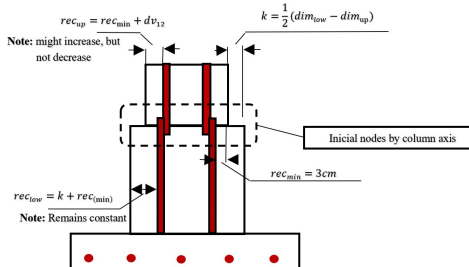


Figura 10.2.8: Diagrama de criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques en nodos de columnas de primer piso (nodos iniciales) en un marco estructural.

#### Nodos no-iniciales de columnas:

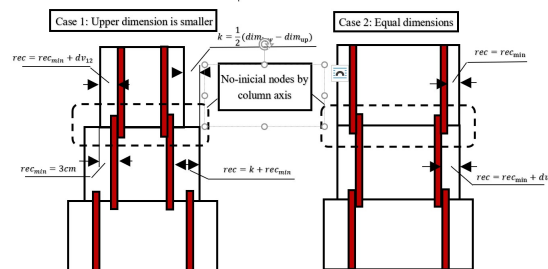


Figura 10.2.9: Diagrama de criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques en nodos de columnas de pisos superiores (nodos no-iniciales) en un marco estructural.

## 10.3 Optimización estructural Mono-objetivo

El costo de una estructura es lo que más interesa en la industria, de manera que se minimicen o más posible y se maximice la calidad del diseño y del proceso constructivo. Es recomendable que en un proceso de optimización se integre en la función objetivo de costo los costos del acero de refuerzo, del concreto y de la cimbra.

Es de extrema importancia la forma de definición de la función costo tal que pueda representar los componentes de mayor influencia al mismo tiempo que se respeten explícitamente las restricciones establecidas en los códigos de diseño. Si se pudieran establecer relaciones recíprocas entre las variables de diseño de las secciones transversales y los efectos por acciones de diseño, entonces la función costo podría formularse como una función de los efectos de las acciones de diseño (Sharafi et al., 2013) en un proceso iterativo tomando las secciones

críticas de diseño para cada elemento estructural. Sin embargo, aunque con esta formulación podría ahorrarse tiempo considerable de cómputo por el simple hecho de únicamente re-analizar la estructura en lugar de re-diseñarla, podría no converger a los mejores resultados, ya que se estarían despreciando variables de importancia y gran influencia como lo es el posicionamiento óptimo mismo de las varillas en cada sección de los elementos estructurales por restricciones de separación mínima, o incluso más criterios de diseño de refuerzo como traslapes y empalmes libres de choques de las barras de refuerzo, ya sea en las juntas de los elementos o a lo largo de un mismo elemento (como suele ser el caso para vigas).

Para el presente trabajo, las formulaciones de optimización toman en cuenta la cantidad de acero de refuerzo como un factor preponderante de diseño, así como la distribución óptima de varillado en cada elemento. Para los marcos estructurales evaluados se toman en cuenta elementos tipo viga, columna y zapatas aisladas, tomando en cuenta tanto los costos de construcción del acero de refuerzo y los costos del concreto (tomando en cuenta transporte, bombeo y colado). De modo que la función objetivo se estableció como (10.1), donde  $C_c$  es el costo del concreto y  $C_s$  es el costo del acero de refuerzo.

$$Cost = C_c + C_s \quad (10.1)$$

## 10.4 Marcos Planos: Optimización mono-objetivo

### 10.4.1 Modelos estructurales

Se experimentó con dos modelos estructurales tipo marco pórtico de geometría irregular Fig. 10.4.1 (Izq.) y de geometría regular Fig. 10.4.1 (Der.).

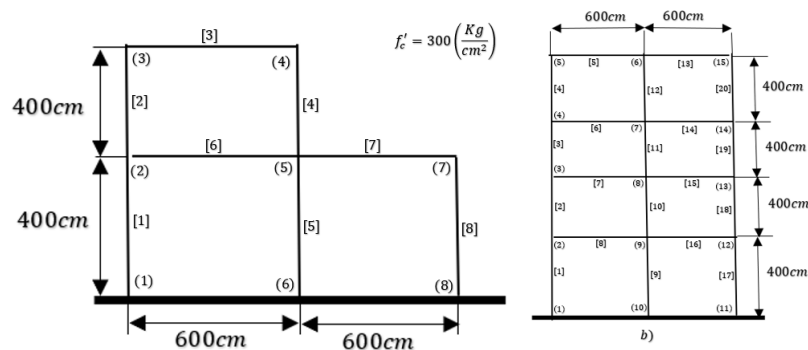


Figura 10.4.1: Structural Models taken for experimentation: Short irregular and regular frame.

### 10.4.2 Consideraciones generales de análisis

1. El análisis de desempeño por daño se realiza a través de un análisis estático no-lineal tipo Pushover por incremento de cargas de sismo provenientes de un análisis modal previo

2. Se considera una condición de degradación de rigidez del sistema de (10.2) para detener el análisis Pushover

$$\frac{K_j}{K_0} < 0.003 \quad (10.2)$$

3. El análisis modal considera solo el primer modo de vibrar de la estructura, debido a que los modelos estructurales de experimentación son de pocos pisos. La aceleración de respuesta máxima en roca  $a_0^{\tau}$  se toma de  $200 \frac{cm}{s^2}$  (aproximadamente de 0.2g) de acuerdo al espectro de respuesta de las especificaciones de la **CFE-15 (CFE-Sismo, 2015)** (ver **Sección 6.4.1**) Ambas estructuras de experimentación de la **Fig. 10.4.1** tienen un factor de comportamiento sísmico  $Q = 4$  con un factor de sobre-resistencia de  $R_0 = 2.5$ . Para ambos marcos, se considera un periodo de  $T_e = 0.5$ .

El marco del inciso a) de la **Fig. 10.4.1 (Izq.)** cuenta con un factor de redundancia de  $\rho = 0.8$  y un factor por irregularidad  $\alpha = 0.9$  de acuerdo a la **Sección 3.3.1 del capítulo sobre sismo de la CFE-15**, clasificado como estructura B2 por tener una altura menor a 13m con un correspondiente *factor de sitio*  $F_{sit} = 2.4$  y *factor de respuesta*  $F_{res} = 3.8$  con un espectro de aceleración constante dado por (10.3)

$$Sa = \frac{a_0^{\tau} F_{sit} F_{res}}{\alpha Q' R \rho} = 313.72 \frac{cm}{s^2} \quad (10.3)$$

Por otra parte, el marco del inciso b) de la **Fig. 10.4.1 (Der.)** cuenta con un factor de redundancia de  $\rho = 1.0$  y no se considera factor de irregularidad de acuerdo a la **Sección 3.3.1 del capítulo sobre sismo de la CFE-15**, clasificado como estructura B1 por tener una altura mayor a 13m con un correspondiente *factor de sitio*  $F_{sit} = 2.1$  y *factor de respuesta*  $F_{res} = 3.4$  por considerarse estar construido en un terreno Tipo II, con un espectro de aceleración regional dado por (10.4)

$$Sa = \frac{a_0^{\tau} F_{sit} F_{res}}{Q' R \rho} = 176.84 \frac{cm}{s^2} \quad (10.4)$$

4. Se consideran tres tipos de índices de daño para el análisis de desempeño de los modelos estructurales ( $DI_{drift}$ ,  $DI_{p-drift}$ ,  $DI_{def}$ ), ver **Sección 6.5.1**
5. Para el análisis estructural de cada marco estructural se toman las recomendaciones del capítulo anterior sobre acoplar el proceso de diseño y análisis en uno solo, considerando el acero de refuerzo en varillado óptimo para cada elemento como material compuesto, de manera que los modelos numéricos se asemejen más a lo que se tiene en el sitio de construcción. Se propone el siguiente proceso de análisis-diseño para la evaluación de acciones en sistemas estructurales de la **Fig. 10.4.2**
6. Se consideran Cargas Vivas en las vigas de  $LL = 100 \frac{Kg}{cm}$  en todas las vigas con Factores de Carga de 1.1 para todos los tipos de carga (Cargas Muertas, Cargas Gravitacionales, Cargas Vivas y Cargas Accidentales Laterales de acuerdo a las **NTC-17**)

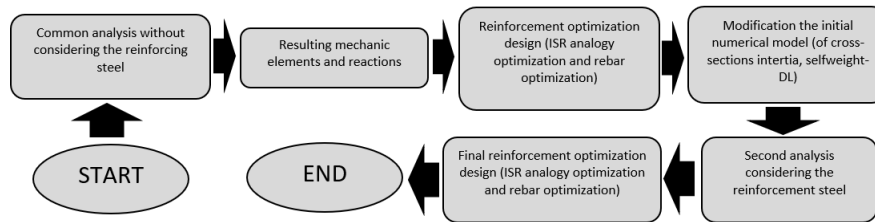


Figura 10.4.2: Diagrama del flujo del proceso de análisis-diseño recomendado para la evaluación de acciones en sistemas estructurales considerando los elementos de material compuesto

7. Se consideró un peso unitario del concreto de  $2400 \frac{Kg}{m^3}$  y un peso unitario para el acero de refuerzo de  $7800 \frac{Kg}{m^3}$

### 10.4.3 Restricciones de diseño

1. Se aplican restricciones de máximas deflexiones laterales de piso  $\Delta^{CP} \leq 4.0\%H$  de acuerdo a un nivel de desempeño de Prevención al Colapso (CP) de acuerdo a las especificaciones del FEMA (ver **Sección 6.5.1**) en el proceso de optimización para que un modelo estructural pueda ser considerado como potencial óptimo
2. Se aplica un criterio de Columna Fuerte - Viga Débil de acuerdo a lo establecido en el código **ACI 318** y las **NTC-17** para estructuras de alta ductilidad  $Q = 4$  de  $\sum M_{col} \geq 1.5 \sum M_b$  (ver **Sección 6.6.8**)
3. Todos los elementos que componen a cada uno de los marcos estructurales (vigas, columnas, nodos y zapatas) se diseñan de acuerdo a lo especificado en las **NTC-17** para estructuras de alta ductilidad (ver **Capítulo 7**). Si en algún elemento de un marco estructural estas condiciones, entonces el marco es penalizado y no es considerado como un potencial modelo óptimo
4. Se consideran efectos de esbeltez en las columnas por *amplificación de momentos de carga* (ver **Sección 7.2.3**) tomando en cuenta un factor de esbeltez de  $k = 0.5$
5. Se consideran cuatro tipos de nodos viga-columna para los marcos planos aquí propuestos **Fig. 10.4.3** como Tipo 2 de acuerdo a las **NTC-17** para acciones sísmicas. De modo que para cada marco estructural se revisa que cada nodo cumpla con los requerimientos de cortante (ver **Sección 7.4**)
6. Para la revisión de las acciones de cortante en los nodos se considera la viga de mayor peralte que llegue a tal nodo y las dimensiones de la columna superior (ya que es la que tendría las dimensiones menores en caso de que hubiera un cambio de sección en las columnas en tal nodo)
7. Se considera una excentricidad mínima de carga en el eje perpendicular al plano del marco de  $e_{min} = [0.05h > 2cm]$

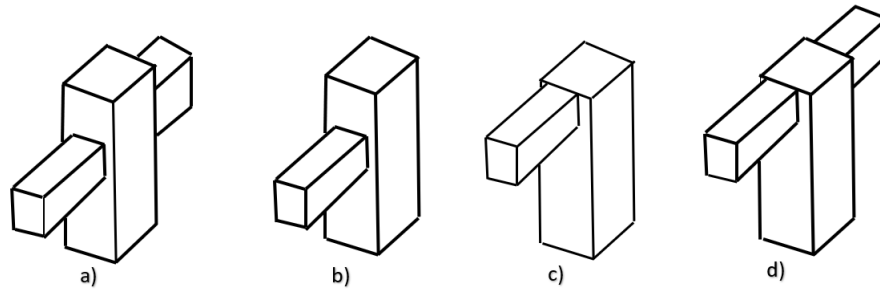


Figura 10.4.3: Tipos de nodos para marcos planos

### 10.4.4 Proceso óptimo de diseño

#### Consideraciones algorítmicas para el diseño de refuerzo

1. Para la optimización ISR en vigas, columnas y zapatas se considero la formulación SGD-ISR-1t
2. Para la optimización de varillado simétrico en columnas se consideró solo un tipo de varilla por sección, empleando la formulación SGD-ISR-1t-SimpleSearch-1TypeRebar
3. Para la optimización de varillado asimétrico en columnas se empleó la formulación SGD-ISR-1t-PSO-4Rebar

#### Variables

Para cada algoritmo de optimización las variables se establecieron como los anchos de los elemento  $b$  (solo para vigas y columnas) de modo que para ancho de cada elemento  $b_e$  se pudiera cambiar la dimensión de altura  $h_e$  en caso de que no se cumplieran con las restricciones correspondientes para que dicha sección pudiera resistir sus cargas impuestas (tales como acero máximo y mínimo y separación mínima de varillas). En tal caso, para cada elemento tal dimensión es incrementada en  $h \rightarrow h + 5$  indefinidamente hasta que se cumplan todas las restricciones. Para ambas formulaciones de optimización con el PSO y el GA se establecieron valores máximos del ancho de las secciones como  $b_{max} = 50$  para vigas y  $b_{max} = 65$  para columnas.

#### Valores y parámetros iniciales

Los parámetros estructurales tales como el  $f'_c, E$ , coordenadas de nodos  $(x, y)$ , longitud de elementos  $L$ , tipos de soportes y cargas vivas se establecen inicialmente y permaneces constantes. Por otra parte, cuando se generan los valores iniciales de las variables de ancho  $b_e$  en cada elemento de cada marco, se generan automáticamente las dimensiones de altura  $h_e$  como  $h = b$  para columnas y  $h = 2b$  para vigas, mismas que iran modificándose a lo largo del proceso óptimo.

### 10.4.5 Optimización Mono-Objetivo con el Algoritmo Genético

En la Fig. 10.4.4 se muestra el diagrama de flujo para el proceso óptimo mono-objetivo con el GA:

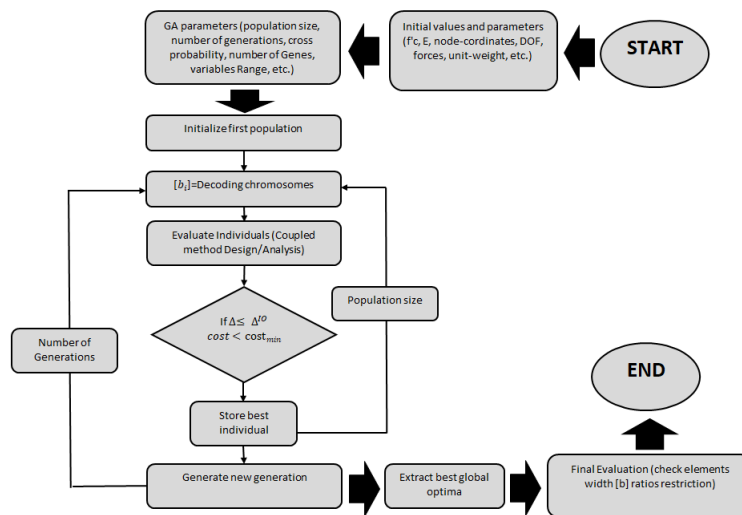


Figura 10.4.4: Diagrama de flujo del proceso de optimización para Marcos Planos con el Algoritmo Genético.

Durante la evaluación de cada individuo (marco) todas las restricciones son revisadas. Después de la decodificación de las variables (dimensiones  $b_e$ ) se ejecuta un proceso de *uniformidad* que se encarga de cumplir con las restricciones de que las columnas superiores tengan dimensiones de anchos  $b_e$  menores o iguales que las columnas inferiores, para cada nodo del marco, y que los anchos de vigas también sean menores o iguales que ambas columnas con que intersecta. Una vez que este proceso termine, estas dimensiones de ancho modificadas resultantes en los elementos permanecerán constantes para la revisión de los nodos y del proceso de diseño de varillado. Una vez que termina el proceso de diseño óptimo se ejecuta otro proceso de *uniformidad* para las dimensiones de peralte  $h_e$  de las columnas, tal que las columnas superiores tengan dimensiones menores o iguales que las inferiores, como en la dimensión de ancho.

Estos ajustes en las dimensiones iniciales decodificadas de  $b_e$  no afectan necesariamente de manera negativa a las convergencias de óptimas (haciendo las variables dependientes una con otra) sino que por el contrario puede ayudar a la convergencia de mejores modelos óptimos al encargarse de que se cumplan con todas las restricciones de diseño. La decodificación de las variables se formuló como (10.6) redondeando los valores a múltiplos de 5.

$$x = \sum_{j=1}^{\frac{20(n_{elem})}{n_{elem}}} (2^{-j} g_{j+(nbar-1)} (\frac{20(n_{elem})}{n_{elem}})) \quad (10.5)$$

$$b_e = b_{min} + \frac{b_{max} - b_{min}}{1 - 2^{-\frac{20(n_{elem})}{n_{elem}}}} x \quad (10.6)$$

### 10.4.6 Optimización Mono-Objetivo con el GA para el modelo estructural 01

#### Parámetros algorítmicos:

$Crossover_p = 0.6$ ,  $population_{size} = 10$ ,  $mutation_p = 0.01$ ,  $number_{genes} = 20(n - bars)$ ,  $tournament - selection - parameter = 0.6$ ,  $tournament_{size} = 2$ ,  $number - generations = 100$ .

#### Optimización con ISR sin considerar varillado

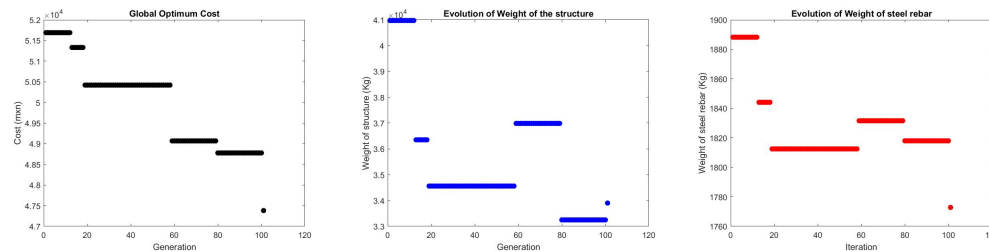


Figura 10.4.5: Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando el ISR sin varillado y agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.

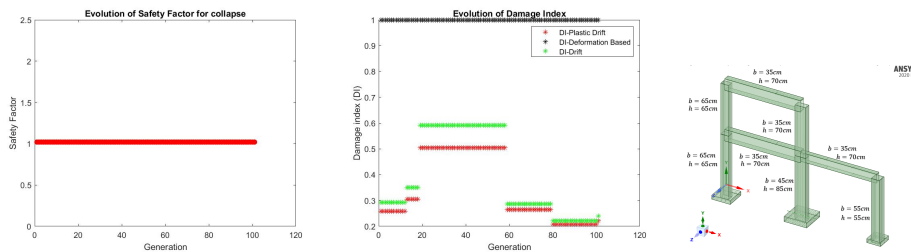


Figura 10.4.6: Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando el ISR sin varillado, con agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.

### Acero simétrico en columnas

*Sin criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques*

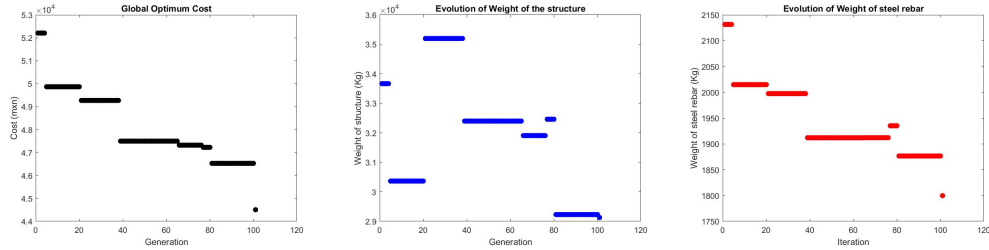


Figura 10.4.7: Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico y agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.

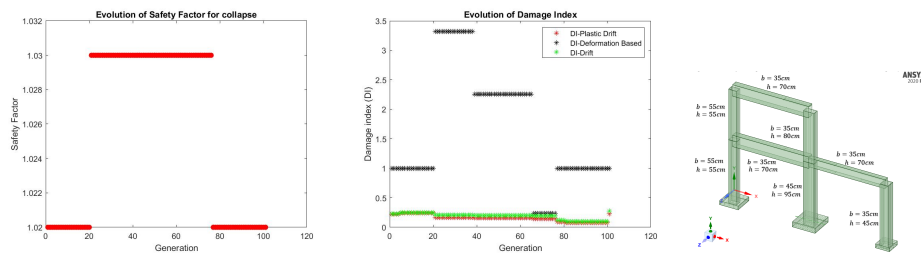


Figura 10.4.8: Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.



Con criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques

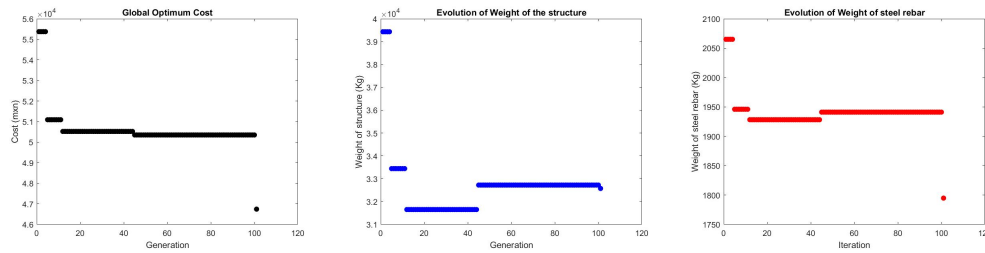


Figura 10.4.9: Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, considerando criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.

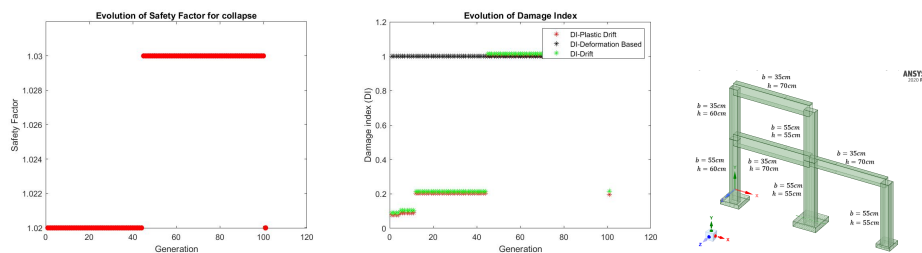


Figura 10.4.10: Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, considerando empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.

### Acero asimétrico en columnas

*Sin criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques*

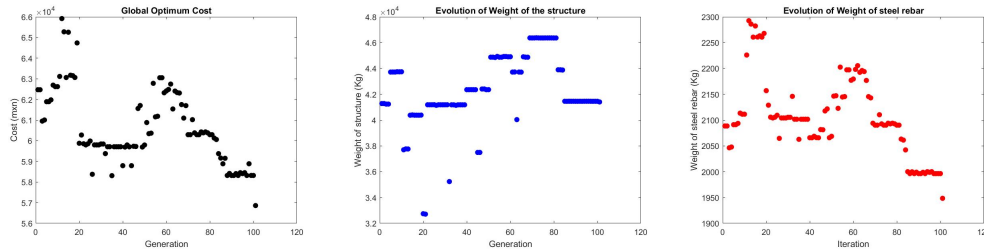


Figura 10.4.11: Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, sin considerar criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.

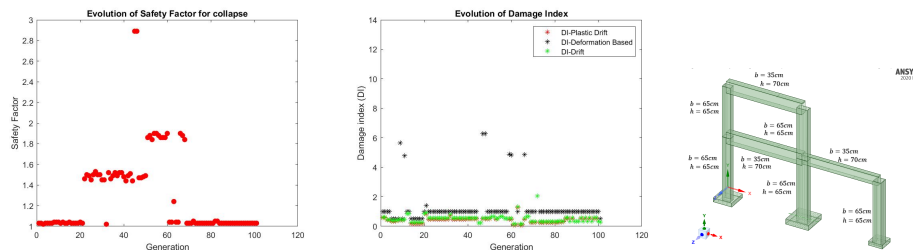


Figura 10.4.12: Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, sin considerar criterios de empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.

Con criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques

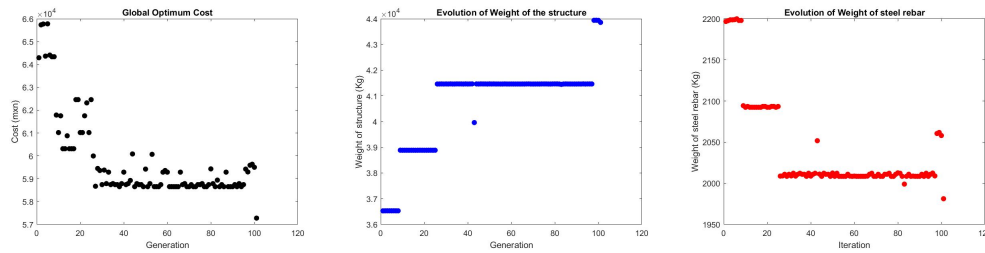


Figura 10.4.13: Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, bajo criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.

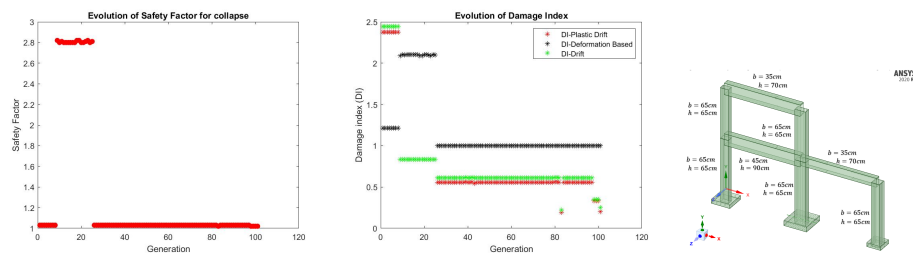


Figura 10.4.14: Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, bajo criterios de empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.

**Resúmen de resultados**Tabla 10.4.1: *Resúmen de resultados de experimentación con el ISR para el Modelo Marco 01, usando el GA.*

<b>Experiment</b>	<b>Optimal Cost (MXN)</b>	<b>Structure weight (Kg)</b>	<b>Steel Rebar weight (Kg)</b>	<b>Safety Factor</b>	<b>DI-Drift</b>	<b>DI-Plastic Drift</b>	<b>DI-Deformation</b>
ISR Reinforcement-Cracked Col Sections	47,381	33,901	1,773	1.02	0.239	0.221	1.0

Tabla 10.4.2: *Resúmen de resultados de experimentación con acero simétrico para el Modelo Marco 01, usando el GA.*

<b>Experiment</b>	<b>Optimal Cost (MXN)</b>	<b>Structure weight (Kg)</b>	<b>Steel Rebar weight (Kg)</b>	<b>Safety Factor</b>	<b>DI-Drift</b>	<b>DI-Plastic Drift</b>	<b>DI-Deformation</b>
Symmetric Reinforcement - without Free-clash criteria	44,504	29,128	1,799	1.02	0.274	0.228	1.0
Symmetric Reinforcement - with Free-clash criteria	46,742	32,572	1,794	1.02	0.215	0.197	1.0

Tabla 10.4.3: *Resumen de resultados de experimentación con acero asimétrico para el Modelo Marco 01, usando el GA.*

Experiment	Optimal Cost (MXN)	Structure weight (Kg)	Steel Rebar weight (Kg)	Safety Factor	DI-Drift	DI-Plastic Drift	DI-Deformation
Asymmetric Reinforcement - with Freeclash criteria	54,827	32,000	1,976.4	1.02	0.367	0.318	1.0
Asymmetric Reinforcement - without Freeclash criteria	56,589	41,406	1,948	1.03	0.284	0.284	0.5

### 10.4.7 Optimización Mono-Objetivo con el GA para el modelo estructural 02

#### Parámetros algorítmicos:

$Crossover_p = 0.6$ ,  $population_{size} = 10$ ,  $mutation_p = 0.01$ ,  $number_{genes} = 20(n - bars)$ ,  $tournament - selection - parameter = 0.6$ ,  $tournament_{size} = 2$ ,  $number - generations = 100$ .

#### Optimización con ISR sin considerar varillado

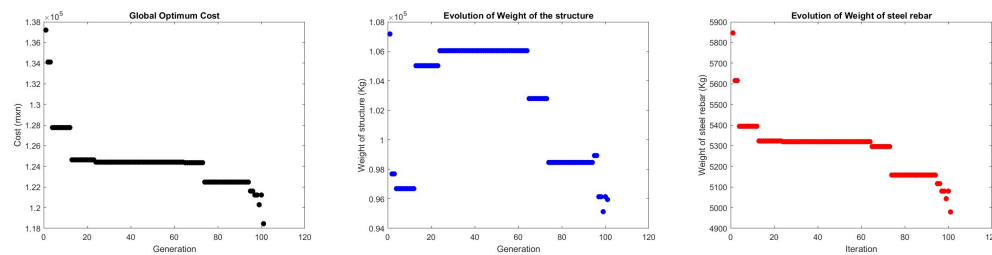


Figura 10.4.15: *Resultados finales óptimos para el modelo estructural 02, considerando el ISR sin varillado y agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.*

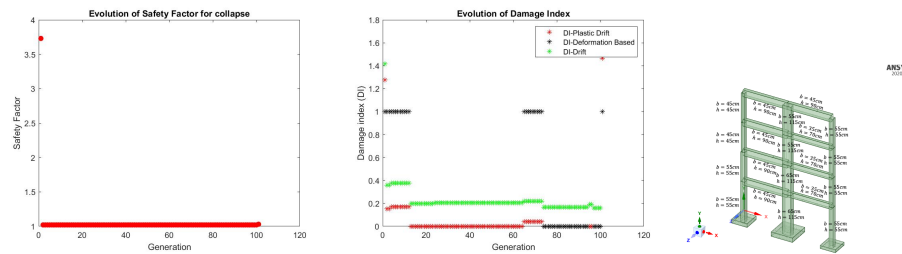


Figura 10.4.16: Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 02, considerando el ISR sin varillado, con agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.

### Acero simétrico en columnas

Sin criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques

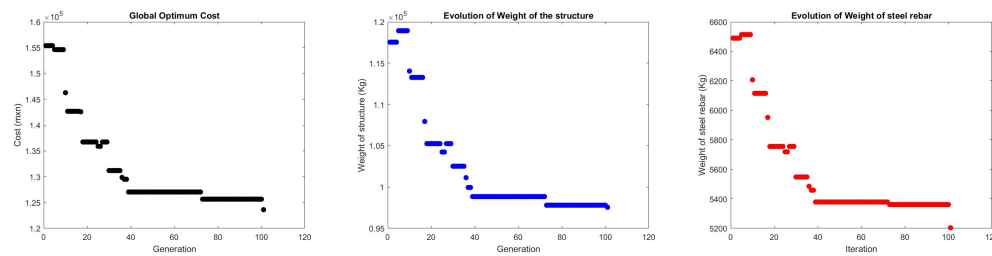


Figura 10.4.17: Resultados finales óptimos para el modelo estructural 02, considerando varillado simétrico y agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.

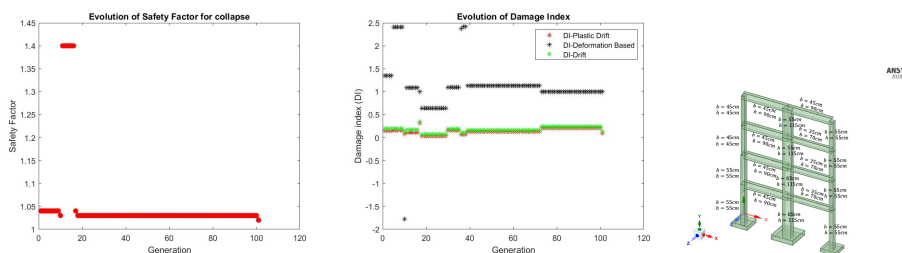


Figura 10.4.18: Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 02, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.

Con criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques

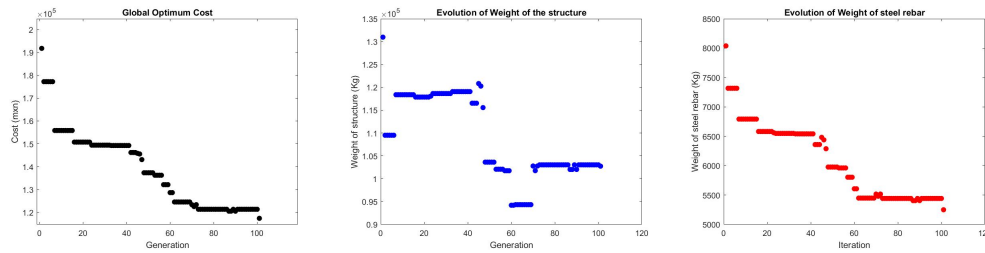


Figura 10.4.19: Resultados finales óptimos para el modelo estructural 02, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, considerando criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.

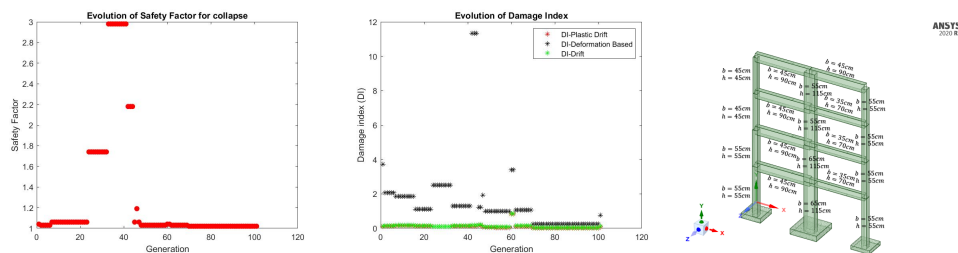


Figura 10.4.20: Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 02, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, considerando empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.

### Acero asimétrico en columnas

*Sin criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques*

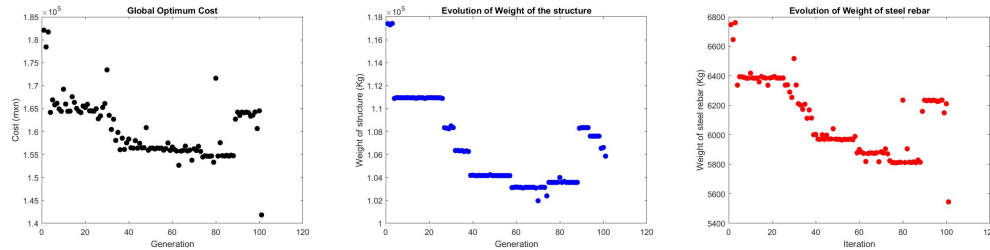


Figura 10.4.21: Resultados finales óptimos para el modelo estructural 02, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, sin considerar criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.

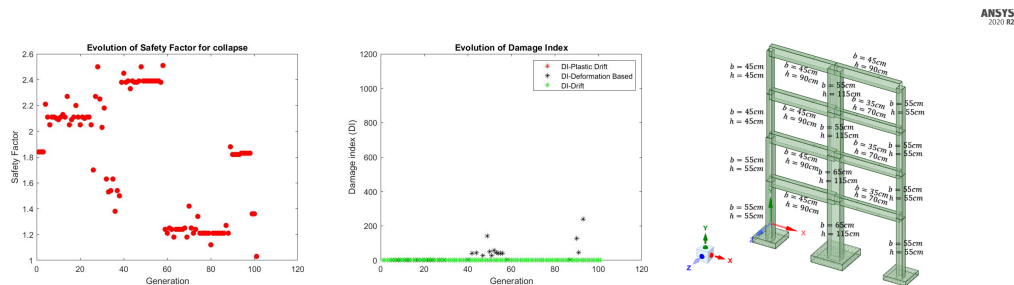


Figura 10.4.22: Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 02, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, sin considerar criterios de empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.



Con criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques

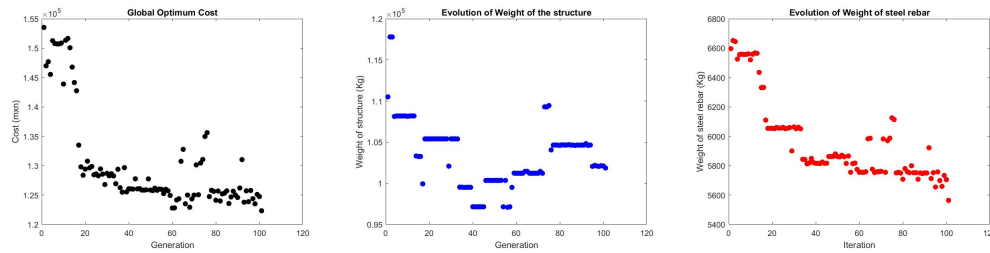


Figura 10.4.23: Resultados finales óptimos para el modelo estructural 02, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, bajo criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.

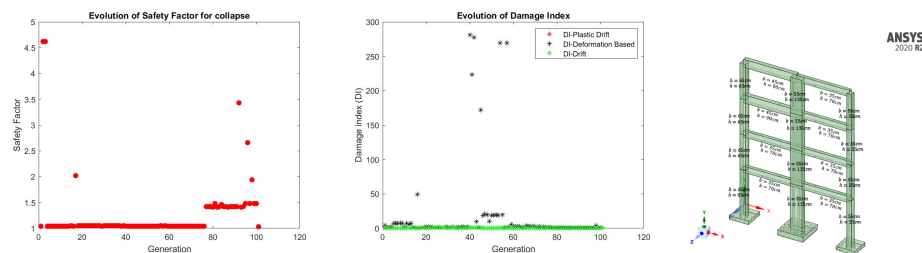


Figura 10.4.24: Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 02, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, bajo criterios de empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo GA. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.

**Resúmen de resultados**Tabla 10.4.4: *Resúmen de resultados de experimentación con el ISR para el Modelo Marco 02, usando el GA.*

<b>Experiment</b>	<b>Optimal Cost (MXN)</b>	<b>Structure weight (Kg)</b>	<b>Steel Rebar weight (Kg)</b>	<b>Safety Factor</b>	<b>DI-Drift</b>	<b>DI-Plastic Drift</b>	<b>DI-Deformation</b>
ISR Reinforcement-Cracked Col Sections	118,440	95,950	4,979	1.02	1.646	1.464	1.0

Tabla 10.4.5: *Resúmen de resultados de experimentación con acero simétrico para el Modelo Marco 02, usando el GA.*

<b>Experiment</b>	<b>Optimal Cost (MXN)</b>	<b>Structure weight (Kg)</b>	<b>Steel Rebar weight (Kg)</b>	<b>Safety Factor</b>	<b>DI-Drift</b>	<b>DI-Plastic Drift</b>	<b>DI-Deformation</b>
Symmetric Reinforcement - without Free-clash criteria	123,600	97,545	5,204	1.03	0.1334	0.0925	1.0
Symmetric Reinforcement - with Free-clash criteria	117,390	102,745	5,249	1.02	0.1301	0.0847	0.75

Tabla 10.4.6: *Resumen de resultados de experimentación con acero asimétrico para el Modelo Marco 02, usando el GA.*

Experiment	Optimal Cost (MXN)	Structure weight (Kg)	Steel Rebar weight (Kg)	Safety Factor	DI-Drift	DI-Plastic Drift	DI-Deformation
Asymmetric Reinforcement - with Freeclash criteria	124,326	102,000	5,592	1.03	0.457	0.528	1.0
Asymmetric Reinforcement - without Freeclash criteria	141,820	105,853	5,545	1.36	0.5885	0.508	1.0

### 10.4.8 Optimización Mono-Objetivo con el PSO

Análogo a la formulación con el Algoritmo Genético, la estructura para esta formulación con el PSO tiene una estructura similar **Fig. 10.4.25**:

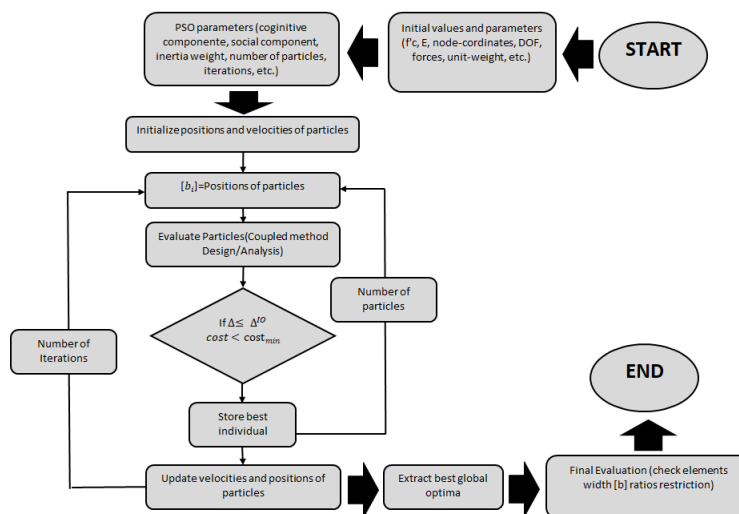


Figura 10.4.25: *Diagrama de flujo del proceso de optimización para Marcos Planos con el Algoritmo por Enjambre de Partículas.*

Para esta formulación también se lleva a cabo un proceso de *uniformidad* de dimensiones

de los elementos una vez que se generan las variables  $b_e$  de cada elemento como posiciones de las partículas, así como una vez que se optimiza el acero de refuerzo y se revisan los nodos. Las posiciones de las partículas se computan inicialmente como (10.7) y luego se actualizan en cada iteración como (10.8) redondeando los valores a múltiplos de 5.

$$b_e = b_{min} + rand_{number}(b_{max} - b_{min}) \quad (10.7)$$

$$b_e = b_e + v_e dt \quad (10.8)$$

### 10.4.9 Optimización Mono-Objetivo con el PSO para el modelo estructural 01

**Parámetros algorítmicos:**

$\alpha = 1.0$ ,  $c_1 = 2$ ,  $c_2 = 2$ ,  $dt = 1.0$ ,  $inertia_{weight} = 1.3$ ,  $number_{dimension-sapce} = n_{elems}$ ,  $\beta = 0.99$ ,  $number_{particles} = 10$ ,  $n_{iterations} = 30$ .

**Optimización con ISR sin considerar varillado**

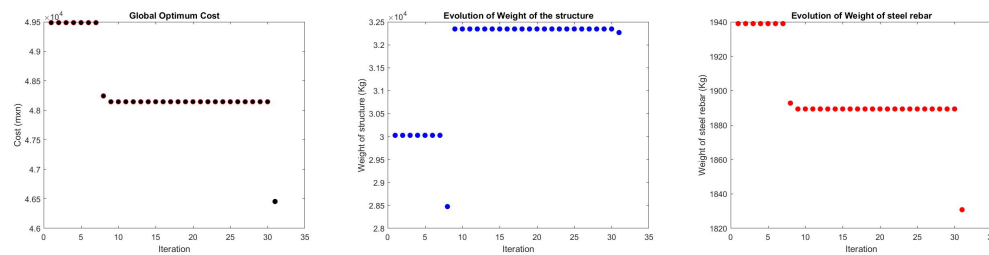


Figura 10.4.26: *Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando el ISR sin varillado y agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo PSO. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.*

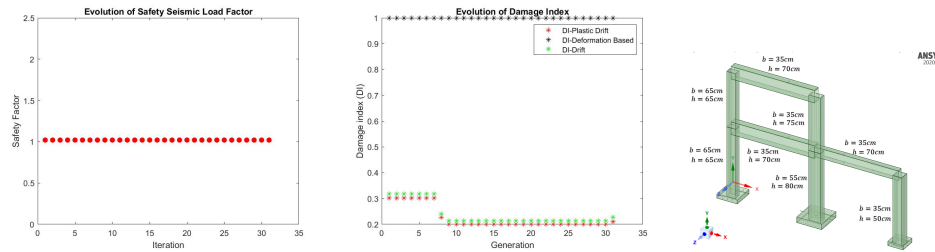


Figura 10.4.27: Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando el ISR sin varillado, con agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo PSO. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.

**Acero simétrico en columnas**

*Sin criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques*

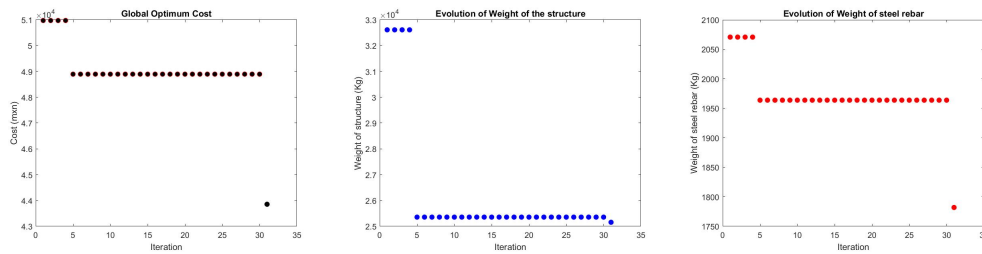


Figura 10.4.28: Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico y agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo PSO. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.

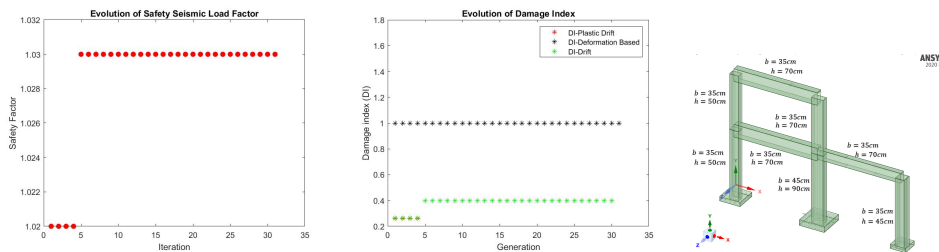


Figura 10.4.29: Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, usando el algoritmo PSO. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.

*Con criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques*

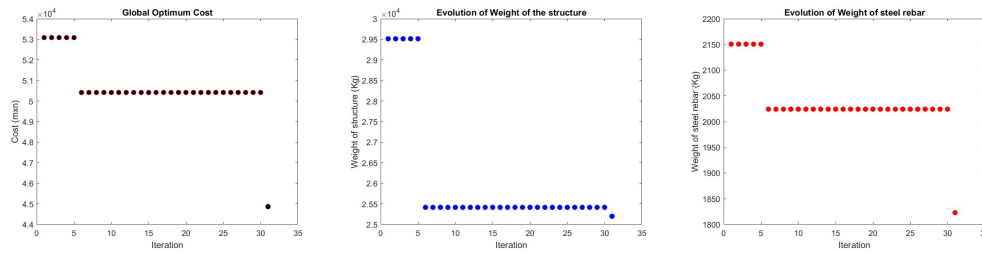


Figura 10.4.30: *Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, considerando criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo PSO. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.*

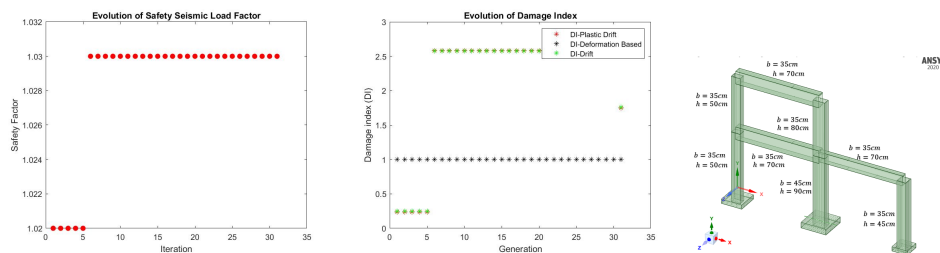


Figura 10.4.31: *Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado simétrico, con agrietamiento en secciones de columnas, considerando empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo PSO. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.*

### Acero asimétrico en columnas

*Sin criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques*

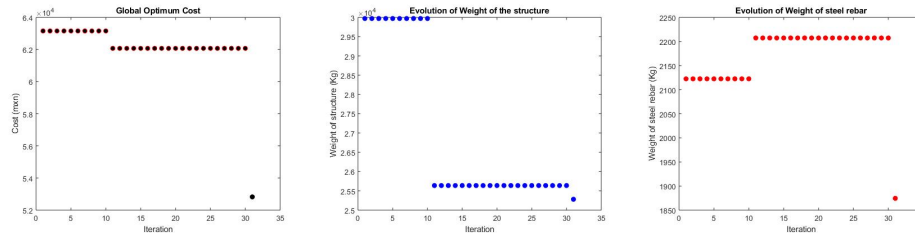


Figura 10.4.32: *Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, sin considerar criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo PSO. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.*

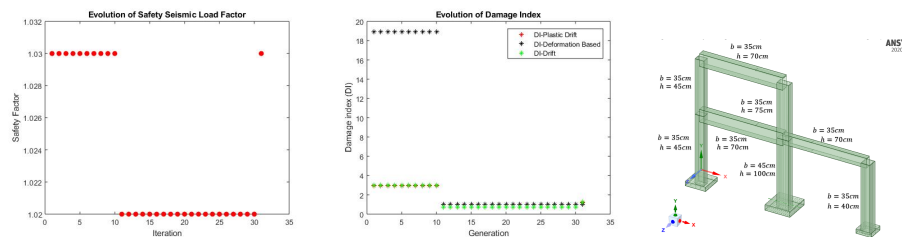


Figura 10.4.33: *Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, sin considerar criterios de empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo PSO. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.*

Con criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques

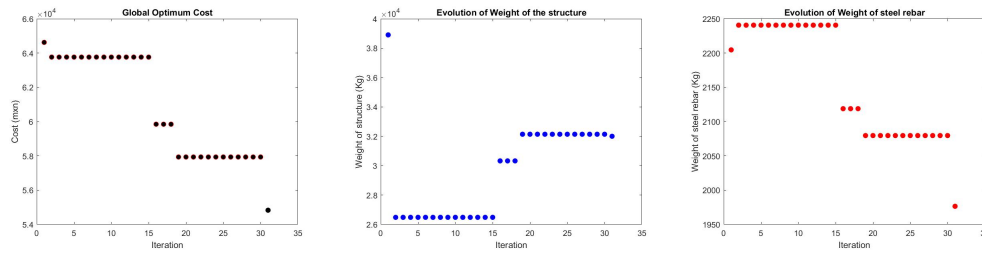


Figura 10.4.34: Resultados finales óptimos para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, bajo criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques, usando el algoritmo PSO. Izq-Convergencia de optimización de costo, Medio-Evolución del peso total de la estructura, Der-Evolución del peso del acero de refuerzo.

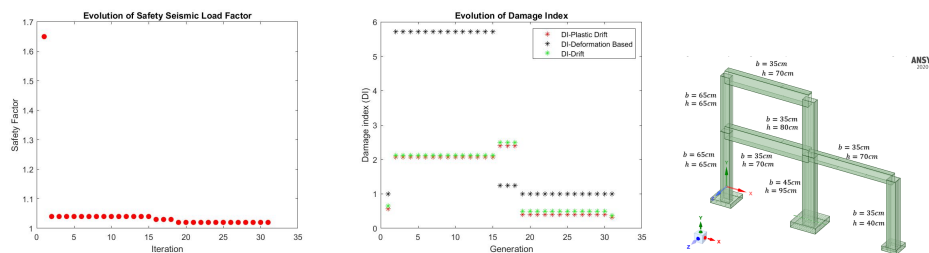


Figura 10.4.35: Resultados finales y dimensiones óptimas para el modelo estructural 01, considerando varillado asimétrico, considerando agrietamiento en secciones de columnas, bajo criterios de empalmes y traslapes libres de choques, usando el algoritmo PSO. Izq-Evolución del Factor de Seguridad de prevención al colapso contra cargas sísmicas, Medio-Evolución de los Indices de Daño, Der-Dimensiones óptimas de los elementos del Marco.



**Resúmen de resultados**Tabla 10.4.7: *Resúmen de resultados con acero simétrico para el Modelo Marco 01, con el PSO.*

<b>Experiment</b>	<b>Optimal Cost (MXN)</b>	<b>Structure weight (Kg)</b>	<b>Steel Rebar weight (Kg)</b>	<b>Safety Factor</b>	<b>DI-Drift</b>	<b>DI-Plastic Drift</b>	<b>DI-Deformation</b>
Symmetric Reinforcement - without Free-clash criteria	43,854	25,155	1,781.8	1.03	1.676	1.668	1.0
Symmetric Reinforcement - with Free-clash criteria	44,867	25,197	1,822	1.03	1.759	1.746	1.0

Tabla 10.4.8: *Resúmen de resultados de experimentación con acero asimétrico para el Modelo Marco 01, usando el PSO.*

<b>Experiment</b>	<b>Optimal Cost (MXN)</b>	<b>Structure weight (Kg)</b>	<b>Steel Rebar weight (Kg)</b>	<b>Safety Factor</b>	<b>DI-Drift</b>	<b>DI-Plastic Drift</b>	<b>DI-Deformation</b>
Asymmetric Reinforcement - with Freeclash criteria	54,827	32,000	1,976.4	1.02	0.367	0.318	1.0
Asymmetric Reinforcement - without Freeclash criteria	52,825	25,282	1,874	1.03	1.253	1.224	1.0

Tabla 10.4.9: *Resumen de resultados de experimentación con el ISR para el Modelo Marco 01, usando el PSO.*

Experiment	Optimal Cost (MXN)	Structure weight (Kg)	Steel Rebar weight (Kg)	Safety Factor	DI-Drift	DI-Plastic Drift	DI-Deformation
ISR Reinforcement-Cracked Col Sections	46,454.5	32,267	1,830	1.02	0.228	0.209	1.0

### 10.4.10 Comparación de resultados y observaciones

1. Cuando se consideran criterios por empalmes y traslapes libres de choques usualmente se obtienen diseños estructurales ligeramente más costosos, tanto con el uso del Algoritmo Genético como con el PSO, hablándose de alrededor de un 2% (ver **Tabla 10.4.2**, **Tabla 10.4.3**, **Tabla 10.4.7**, **Tabla 10.4.8**) del costo total sin considerar tales criterios, además el peso de la estructura y del varillado también suele ser mayor, con variaciones de porcentajes entre 2 – 5% lo que conlleva estructuras un poco más robustas, garantizando mayor seguridad en cuanto a cumplimiento de restricciones de diseño en el sitio de construcción, en cuanto a recubrimiento y separación mínima. Por otra parte, los detallados de refuerzo que se obtienen al integrar tales criterios por traslapes y empalmes libres de choques son de mejor calidad y aptos para ser usados en planos de construcción (ver **Fig. 10.4.36**)

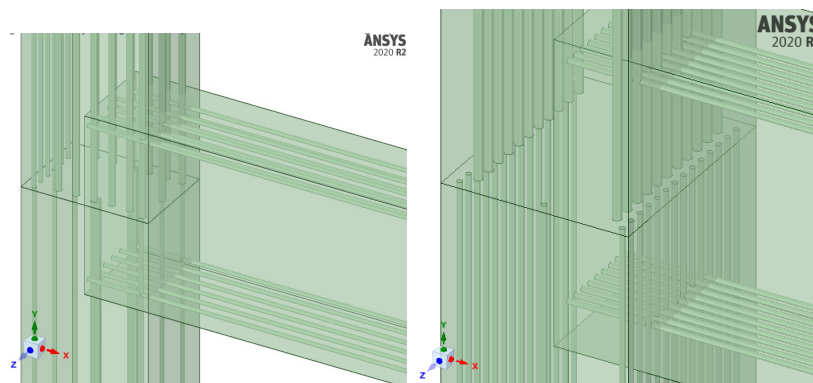


Figura 10.4.36: (Izq) *Detallado de refuerzo para una conexión viga-columna sin considerar criterios por empalmes y traslapes libres de choques*, (Der) *Detallado de refuerzo para una conexión viga columna considerando tales criterios por empalmes y traslapes libres de choques.*

2. Cuando se considera acero asimétrico en las columnas se suelen obtener estructuras más costosas y pesadas que con el uso de acero simétrico y con un ISR puro. Se suelen obtener mejores estructuras óptimas con menores costos con el uso del PSO en comparación que con el uso del GA, en un número menor de iteraciones (ver **Fig. 10.4.5** a **Fig. 10.4.34**)
3. Cuanto más grandes son las estructuras hay más probabilidad de que la diferencia de costos óptimos entre acero simétrico y asimétrico sea menor. Para el modelo estructural 01 se obtuvieron diferencias máximas de costos de hasta 23% mientras que para el modelo estructural 02 esta diferencia se vio reducida a un 17%. Algo similar se obtuvo con el peso de la estructura y volúmenes de materiales utilizados; para estructuras más grandes es más probable que las diferencias de peso total de la estructura sean mucho menores (en una mayor tasa de reducción que para el costo). Para el modelo estructural 01 se obtuvieron máximas diferencias de peso o uso de material de hasta el 34%, es decir, las estructuras cuyo refuerzo en las columnas se disponía asimétricamente solían ser hasta 1.5 veces más pesadas que las que tenían refuerzo simétrico en sus columnas. Sin embargo, para el modelo estructural 02 esta diferencia de peso y uso de material se vio reducida hasta en un 16%
4. En cuanto al desempeño de las estructuras, no se percibe una relación directa de la variación de los índices de daño bajo criterios de traslapes y empalmes libres de choques y sin la consideración de estos para ninguna experimentación. En cuanto al índice de daño  $DI_{def}$  se observan valores casi constantes cercanos e iguales a 1.0. Tampoco se observa una relación clara entre las variaciones de los índices de daño con el uso de acero simétrico y con el uso de acero asimétrico
5. Es importante resaltar que en todos los resultados óptimos de diseño se obtuvieron muy bajos valores del Factor de Seguridad al Colapso ante las acciones sísmicas (muy cercanas a 1.0), lo que se traduce en estructuras poco resilientes y frágiles

#### 10.4.11 Comentarios y recomendaciones

1. El hecho de que se obtengan estructuras más pesadas con acero asimétrico está influenciado en gran medida por el proceso algorítmico mismo de diseño para cada columna (usando el PSO) y por las magnitudes de las cargas biaxiales sobre tales elementos. Al tratarse de marcos planos, el momento principal actúa únicamente sobre un eje (en plano) por lo que para marcos 3D en donde estas acciones biaxiales son más uniformes se esperaría que los resultados fueran menos beneficiosos para el uso de acero asimétrico, es decir, estructuras aún más pesadas que con acero simétrico. Sin embargo, esto puede variar de problema en problema (estructuras irregulares, esbeltaz, edificios altos o bajos, etc.)
2. Por otra parte, para asegurar valores más altos del Factor de Seguridad ante acciones sísmicas podría desarrollarse un algoritmo que tomará en cuenta las ubicaciones progresivas de la formación de plastificaciones en los elementos. Este mecanismo podría integrarse implícitamente al diseñarse un proceso de optimización multi-objetivo que considerará además de la función objetivo, esta función de Factor de Seguridad
3. Se podría integrar en futura investigación el cálculo de cortes y longitudes de traslapes,

- de esta manera hacer mejores comparaciones en costos y peso de acero de refuerzo que cuando no se toma en cuenta. Es decir, ver el grado de sensibilidad de considerar este factor contra no hacerlo. También podrían considerarse criterios de refuerzo por empalmes y traslapes libres de choques en las uniones viga-columna y zapata columna
4. El considerar en el diseño el acero de refuerzo transversal a cortante podría tener también influencia en la convergencia de las óptimas, tanto en peso y costo, así como el considerar la resistencia neta a flexión por interacción con corte y torsión. Además, se obtendrían resultados de detallado más completos
  5. Por último, se recomienda usar para los procesos de optimización con el Algoritmo Genético más de 200 generaciones, especialmente cuando de marcos de más de 10 columnas se trate

#### 10.4.12 Conclusiones

- Cuando se diseña con acero asimétrico en columnas de marcos planos se pueden incrementar los costos de construcción hasta alrededor de un 17 % en relación con los obtenidos usando refuerzo simétrico, sin embargo, este incremento o diferencia se ve reducido cuanto más grandes son las estructuras. Algo similar sucede para el peso y uso de material de las estructuras, en donde para marcos más grandes, estructuras óptimas más ligeras pueden incluso obtenerse con el uso de acero asimétrico en las columnas. De manera general, con los algoritmos diseñados usando el PSO y el GA se pueden ahorrar costos de construcción de hasta el 20 % a partir de una propuesta inicial estructural de diseño
- Con esta metodología propuesta de diseño óptimo para marcos planos se pueden obtener hasta los detalles de construcción de refuerzo de los elementos, requiriendo de únicamente de agregar detalles por refuerzo transversal, cotas y notas de construcción a través de la exportación de tales resultados a otro CAD
- Se pone de manifiesto que cada vez se pueden integrar y tomar en cuenta más criterios de diseño y análisis en la generación de modelos numéricos estructurales, que den forma a procesos más confiables de análisis-diseños, que representen mejor lo que se tendrá en el sitio de construcción. Esto significa un avance más en la tecnología de Inteligencia Artificial aplicada al diseño de infraestructura civil, en donde los sistemas autónomos toman cada vez mayor relevancia

### 10.5 Optimización estructural Multi-objetivo

El experimentar con procesos de optimización multi-objetivo en la ingeniería estructural ofrece grandes ventajas en cuanto a la obtención de parámetros óptimos y de su variación en relación con dos o más funciones mediante superficies o frentes de Pareto. En optimización multi-objetivo es lo más común trabajar con hasta dos funciones objetivo simultáneamente. Al igual que con optimización mono-objetivo, la función de costo inicial de construcción de una estructura es usual que tenga lugar, aunque la otra función suele variar de problema a problema; trátase de costo de reparaciones en el ciclo de vida de la estructura, deflexiones máximas, capacidad de absorción de energía sísmica, entre muchas otros casos (ver (Talatahari,

2013),(Zou et al., 2007),(Leyva et al., 2018),(Zhou et al., 2011)).

Dentro del área de Diseño Óptimo por Desempeño entra el cálculo de Factores de Seguridad al Colapso (CSF por sus siglas en inglés de *Collapse Safety Factors*), sea ante cargas sísmicas, de viento o de cualquier otra naturaleza. Estos (CSF) están directamente relacionados con la Fragilidad de la estructura, que al mismo tiempo puede correlacionarse con la Resiliencia de la misma, con su daño, entre otros aspectos. Se ha demostrado que cuando se ejecutan procesos de optimización mono-objetivo para estructuras de concreto reforzado bajo restricciones de desempeño es usual que los diseños óptimos tengan bajos Factores de Seguridad al Colapso (ver (**Razavi & Gholizadeh, 2021**)), es decir, altamente vulnerables, lo cual no es para nada conveniente. Por lo que entonces se vuelve de interés el analizar parámetros y características de diseños óptimos de los elementos de concreto reforzado de marcos estructurales conforme cambia su fragilidad o CSF, de esa forma establecer mejores criterios de diseño que los que hasta el momento se consideran, tanto de refuerzo como de las dimensiones recomendables de los elementos que componen a estas estructuras, según sea la demanda de ductilidad de cada una.

Esta es solo una de los grandes potenciales que la Optimización Multi-objetivo ofrece a la ingeniería estructural. Al integrarse esta función de CSF en un proceso de diseño óptimo multi-objetivo se estaría tomando en cuenta la ubicación de formación de plastificaciones en los elementos en su rango plástico, lo cual resulta de gran ventaja para la prevención de daños ante eventos críticos para las estructuras. El potencial se amplifica aún más cuando se integran criterios de refuerzo asimétrico en las columnas, que permitan comparar con un mayor marco de referencia el desempeño de las estructuras ante tales eventos críticos con dicho refuerzo en relación con refuerzos convencionales simétricamente. De esta forma, asegurando la integración de este esquema de diseño de refuerzo en los códigos de construcción de estructuras de concreto reforzado, mediante parámetros de diseño óptimos en relación con los que se obtienen o ya se tienen de refuerzo simétrico.

Para el presente trabajo se considera la misma función objetivo de costo inicial de construcción que para optimización mono-objetivo (10.1), tomando en cuenta acero de refuerzo y concreto. Por otra parte, la función objetivo se integró como  $\frac{1}{CSF}$  que representa la inversa del Factor de Seguridad al Colapso, debido la mayor tendencia que se encuentra en las experimentaciones mono-objetivo de los CSF a decrecer conforme el costo de la estructura también decrece.

## 10.6 Marcos Planos: Optimización Multi-objetivo

### 10.6.1 Modelos estructurales de experimentación

Se experimentó con el modelo estructural tipo marco pórtico de geometría irregular **Fig. 10.4.1 (Izq.)** tomado de las experimentaciones mono-objetivo y con el modelo estructural de

la Fig. 10.6.1 (Der.) como representación de una edificación regular, esbelta:

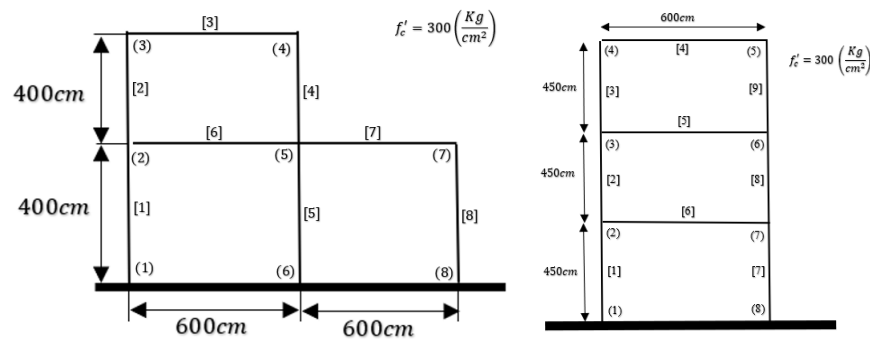


Figura 10.6.1: Modelos estructurales de experimentación para el proceso de diseño óptimo multi-objetivo.

### 10.6.2 Consideraciones de análisis

Se aplican los mismos criterios de análisis que para las experimentaciones mono-objetivo (ver Sección 10.4.2).

### 10.6.3 Restricciones de diseño

Se aplican los mismos criterios de diseño que para las experimentaciones mono-objetivo (ver Sección 10.4.3).

### 10.6.4 Proceso de diseño óptimo

#### Consideraciones algorítmicas para el diseño de refuerzo

Se toman los mismos algoritmos para el diseño óptimo de refuerzo que para las experimentaciones mono-objetivo (ver Sección 10.4.4.) Más sin embargo, aquí no se consideran criterios por traslapes y empalmes libres de choques, y se considera en todo momento el mecanismo de agrietamiento de las secciones de las columnas.

#### Variables

Al igual que para las experimentaciones mono-objetivo, las variables de optimización son las dimensiones de ancho de los elementos  $b_e$ , para vigas y columnas, de manera que la dimensión de peralte de los mismos pueda modificarse para cumplir las restricciones correspondientes de diseño. De igual manera, en caso de no cumplirse con alguna restricción de diseño para alguna sección, el peralte  $h$  se aumenta en 5cm cada vez, indefinidamente  $h \rightarrow h + 5$  hasta que se cumplan todas las restricciones. Se toman los mismos valores máximos para las variables de ancho de vigas y columnas que para optimización mono-objetivo de  $b_{max} = 50cm$  para vigas y  $b_{max} = 65cm$  para columnas.

#### Valores y parámetros iniciales

Se toman los mismos parámetros que para optimización mono-objetivo (ver Sección 10.4.4).

### Criterios de comparación de resultados

Con el objetivo de poder proponer parámetros fiables de diseño de refuerzo asimétrico en las columnas con referencia a los parámetros de diseño convencionales con acero simétrico es requerido comparar principalmente las funciones de interpolación para los resultados óptimos de *Peso total de varillado en las columnas*, *Porcentajes promedio de área de refuerzo en las columnas* y *Peso total de columnas (acero más concreto)*. De esta forma se estima que para cualquier edificio en que se quiera diseñar acero asimétrico en sus columnas y que cuente con las características aquí establecidas de los modelos estructurales de experimentación correspondientes se pueda tener una base fiable de comparación de desempeño a lo que se obtendría con refuerzos óptimos de acero convencional en las mismas columnas. Esto representaría un primer paso para integrar propuestas de diseño de acero de refuerzo asimétrico en columnas de concreto reforzado en códigos de diseño y construcción de concreto.

#### 10.6.5 Optimización Multi-Objetivo con el NSGA-II para el marco 01

El proceso de análisis-diseño propuesto de la Fig. 10.4.2 es integrado en el proceso de *evaluación de individuos* al igual que para optimización mono-objetivo con el GA. El proceso algorítmico de optimización es presentado en el siguiente diagrama de flujo Fig. 10.6.2

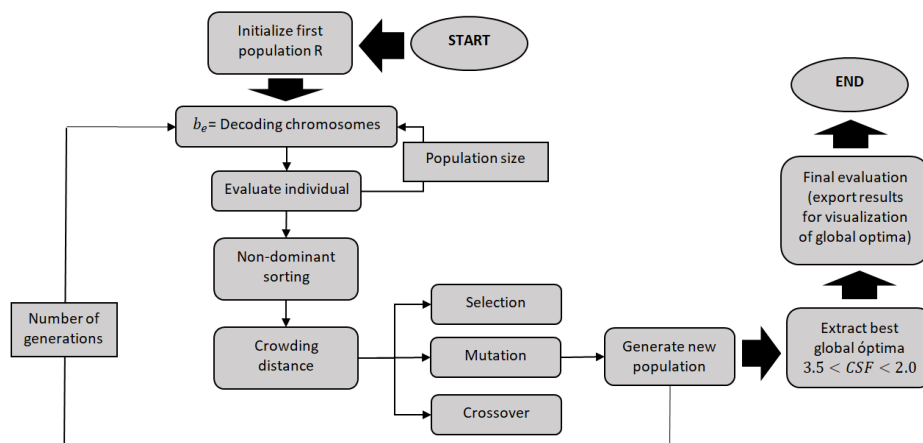


Figura 10.6.2: Flow diagram for the NSGA-II multi-objective optimization process.

**Peso total de acero en las columnas:**

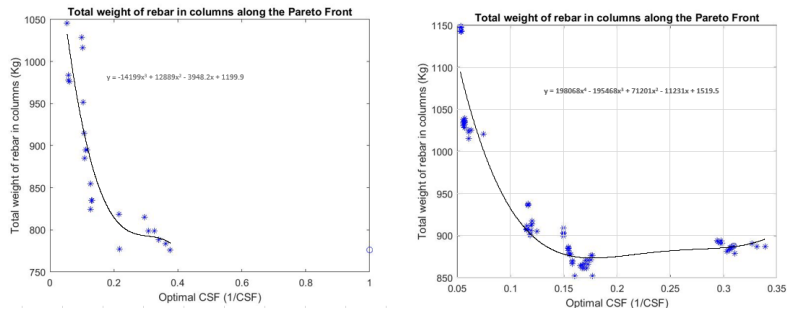


Figura 10.6.3: *Peso de total de acero en las columnas de las estructuras óptimas del modelo 01, en relación a la inversa del CSF. (Izq.) usando refuerzo simétrico, (Der.) usando refuerzo asimétrico.*

Tabla 10.6.1: *Resumen de resultados de experimentación referentes a Peso de acero en las columnas para el Modelo Marco 01, usando el NSGA-II.*

Experimento	$F(\frac{1}{CSF})$	$F(\frac{1}{CSF_1} = 0.05)$	$F(\frac{1}{CSF_1} = 0.1) (Kg)$	$F(\frac{1}{CSF_2} = 0.2) (Kg)$	$F(\frac{1}{CSF_3} = 0.3) (Kg)$
Refuerzo simétrico	$F = -14199x^3 + 12889x^2 - 3948.2x + 1199.9$	1050	935	815	795
Refuerzo asimétrico	$F = 198068x^4 - 195468x^3 + 71201x^2 - 11231x + 1519.5$	1100	935	875	885
$\frac{W_{asim}}{W_{sim}}$		1.05	1.0	1.07	1.11

**Porcentaje promedio de acero en las columnas:**

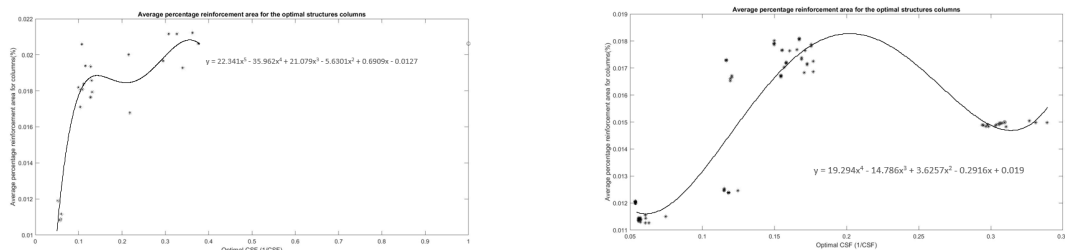


Figura 10.6.4: *Resultados finales de Porcentaje promedio de área de refuerzo en las columnas para las estructuras óptimas del modelo 01, en relación a la inversa del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico.*



Tabla 10.6.2: *Resumen de resultados de experimentación referentes a Porcentaje promedio de área de acero en columnas para el Modelo Marco 01, usando el NSGA-II.*

Experimento	$F(\frac{1}{CSF})$	$F(\frac{1}{CSF_1} = 0.05)$	$F(\frac{1}{CSF_1} = 0.1)$	$F(\frac{1}{CSF_2} = 0.2)$	$F(\frac{1}{CSF_3} = 0.3)$
Refuerzo simétrico	$F = 22.341x^5 - 35.962x^4 + 21.079x^3 - 5.6301x^2 + 0.6909x - 0.0127$	0.0103	0.0175	0.0183	0.0197
Refuerzo asimétrico	$F = 19.294x^4 - 14.786x^3 + 3.6257x^2 - 0.2916x + 0.019$	0.0117	0.013	0.0182	0.0151
$\frac{\rho_{asim}}{\rho_{sim}}$		1.14	0.74	0.99	0.76

**Peso total de las columnas:**

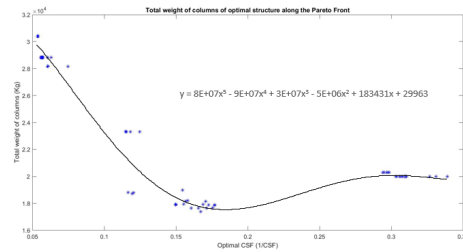
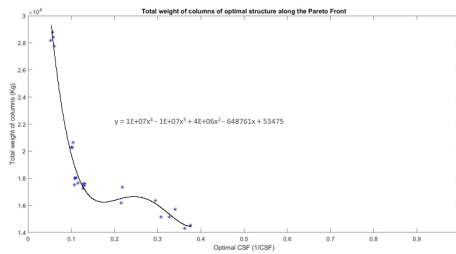


Figura 10.6.5: *Resultados finales del Peso neto de las columnas de las estructuras óptimas del modelo 01, en relación a la inversa del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico.*

Tabla 10.6.3: *Resumen de resultados de experimentación referentes a Peso total de columnas para el Modelo Marco 01, usando el NSGA-II.*

Experimento	$F(\frac{1}{CSF})$	$F(\frac{1}{CSF_1} = 0.05)$	$F(\frac{1}{CSF_1} = 0.1)$ (Kg)	$F(\frac{1}{CSF_2} = 0.2)$ (Kg)	$F(\frac{1}{CSF_3} = 0.3)$ (Kg)
Refuerzo simétrico	$F = 1x10^7x^4 - 1x10^7x^3 + 4x10^6x^2 - 648761x + 53475$	29150	19900	16200	16100
Refuerzo asimétrico	$F = 8x10^7x^5 - 9x10^7x^4 + 3x10^7x^3 - 5x10^6x^2 + 183431x + 29963$	29900	23200	17900	20100
$\frac{W_{asim}}{W_{sim}}$		1.03	1.17	1.1	1.25

**Costo total inicial de construcción:**

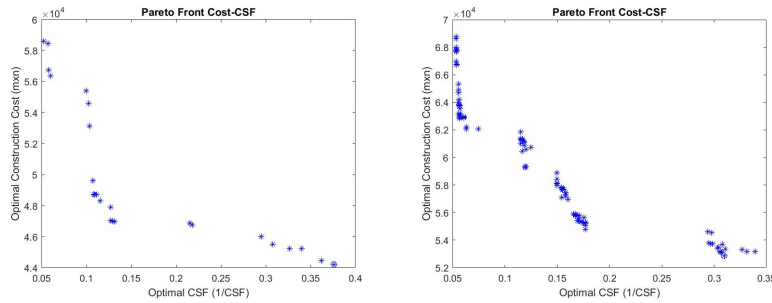


Figura 10.6.6: *Fronte de Pareto del modelo 01 (Costo de construcción - 1/CSF). (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico.*

Tabla 10.6.4: *Resumen de resultados de experimentación referentes a Costo inicial de construcción para el Modelo Marco 01, usando el NSGA-II.*

Experimento	$F\left(\frac{1}{CSF_1} = 0.05\right)$ (MXN)	$F\left(\frac{1}{CSF_1} = 0.1\right)$ (MXN)	$F\left(\frac{1}{CSF_2} = 0.2\right)$ (MXN)	$F\left(\frac{1}{CSF_3} = 0.3\right)$ (MXN)
Refuerzo simétrico	58800	50500	46600	45800
Refuerzo asimétrico	67000	61800	54800	53700
$\frac{Costo_{asim}}{Costo_{sim}}$	1.14	1.22	1.18	1.17

**Peso total de la estructura:**

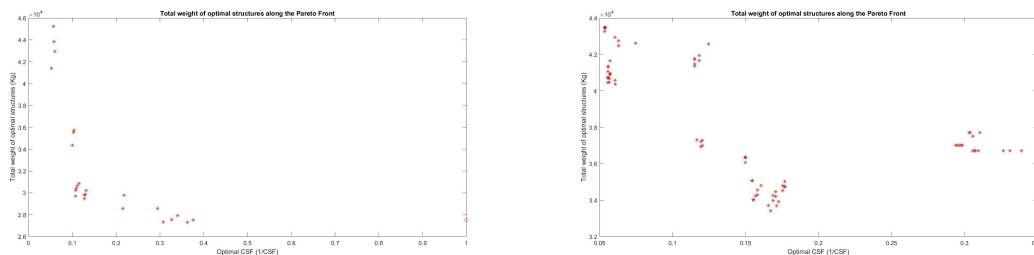


Figura 10.6.7: *Resultado final del Peso total global de las estructuras óptimas del modelo 01, en relación con el inverso del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico.*

Tabla 10.6.5: *Resumen de resultados de experimentación referentes a Peso total de la estructura para el Modelo Marco 01, usando el NSGA-II.*

Experimento	$F(\frac{1}{CSF_1} = 0.05) (Kg)$	$F(\frac{1}{CSF_1} = 0.1) (Kg)$	$F(\frac{1}{CSF_2} = 0.2) (Kg)$	$F(\frac{1}{CSF_3} = 0.3) (Kg)$
Refuerzo simétrico	43200	33500	29500	28100
Refuerzo asimétrico	42800	38900	34800	37000
$\frac{W_{asim}}{W_{sim}}$	0.99	1.16	1.18	1.32

### Resultados adicionales:

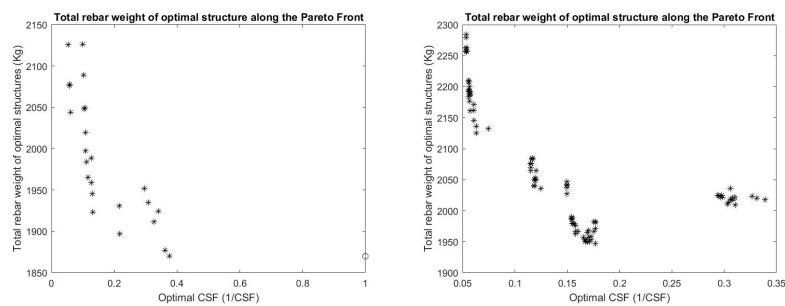


Figura 10.6.8: *Peso total de acero de refuerzo en las estructuras óptimas del modelo 01, en relación a la inversa del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico.*

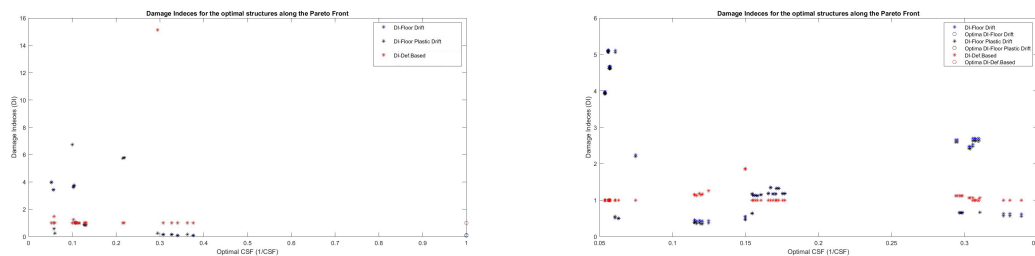


Figura 10.6.9: *Resultados finales del índice de Daño estimado para modelo 01, en relación a la inversa del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico.*

### Comparación de resultados y observaciones

- Por una parte, aunque se puede observar que en la mayoría de los casos la cuantía de porcentaje de acero de refuerzo en las columnas cuando se usa varillado en forma asimétrica disminuye (ver **Tabla 10.6.2**), no significa que se use menos acero de refuerzo ya que la sección de las columnas suele ser ligeramente mayor, como se observa en la **Tabla 10.6.1** como resultado de este tipo de refuerzo (ver **Tabla 10.6.3**)

- Este aumento en las dimensiones de las columnas no es directamente proporcional al peso total de la estructura, ya que este aumento en las dimensiones de las columnas genera mayor probabilidad de asegurar que el criterio de *columna fuerte - viga débil* se cumpla directamente en los nodos al diseñar las columnas óptimamente, sin necesidad de hacer mayores ajustes para que estos resistan las fuerzas de cortante, y por tanto las dimensiones de las vigas tienden a ser menores
- Como se observa en la **Tabla 10.6.5** para estructuras con alto Factor de Seguridad al Colapso puede generarse incluso menor uso de material (o estructuras un tanto más ligeras) con el uso de acero asimétrico en las columnas, y aunque esta reducción solo representa al rededor el 1 – 2 %, esto puede significar que este tipo de refuerzo en las columnas es beneficioso cuando se requiere reducir el uso de materiales en estructuras con alta demanda de ductilidad

### 10.6.6 Optimización Multi-Ojbetivo con el NSGA-II para el marco 02

**Peso total de acero en las columnas:**

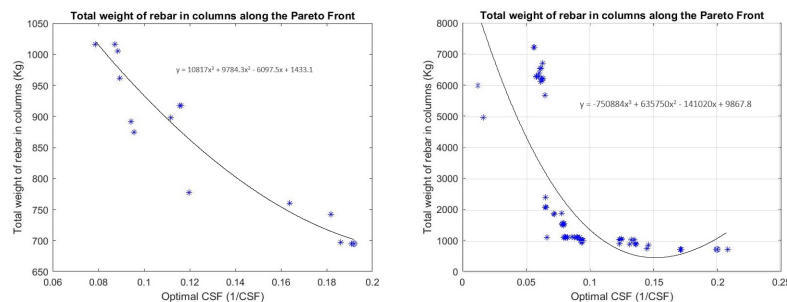


Figura 10.6.10: *Peso total de refuerzo en las columnas de las estructuras óptimas con el modelo 02, en relación al inverso del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico.*

Tabla 10.6.6: *Resumen de resultados de experimentación concernientes a **Peso de varillado en las columnas** para el modelo estructural 02, usando el NSGA-II.*

Experimento	$F\left(\frac{1}{CSF}\right)$	$F\left(\frac{1}{CSF_1} = 0.05\right)$	$F\left(\frac{1}{CSF_1} = 0.1\right) (Kg)$	$F\left(\frac{1}{CSF_2} = 0.2\right) (Kg)$
Refuerzo simétrico	$F = 10817x^3 + 9784.3x^2 - 6097.5x + 1433.1$	1154	932	691
Refuerzo asimétrico	$F = -750884x^3 + 635750x^2 - 141020x + 9867.8$	4270	1410	755
$\frac{W_{asim}}{W_{sim}}$		3.70	1.51	1.09

**Porcentaje promedio de acero en las columnas:**

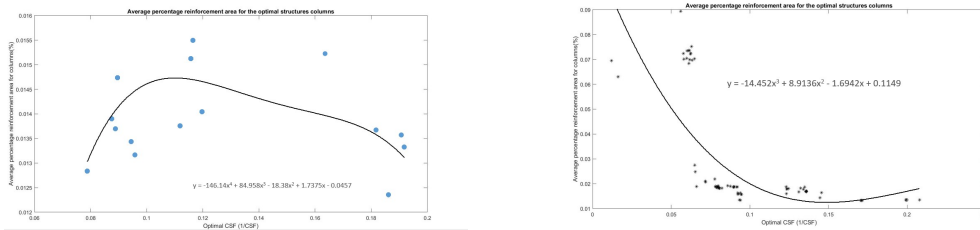


Figura 10.6.11: Resultado finales de la función Porcentaje promedio de área de acero de refuerzo en las columnas de las estructuras óptimas con el modelo 02, en relación a la inversa del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico.

Tabla 10.6.7: Resumen de resultados de experimentación concernientes a **porcentaje promedio de área de acero en las columnas** para el modelo estructural 02, usando el NSGA-II.

Experimento	$F\left(\frac{1}{CSF}\right)$	$F\left(\frac{1}{CSF_1} = 0.05\right)$	$F\left(\frac{1}{CSF_1} = 0.1\right)$	$F\left(\frac{1}{CSF_2} = 0.2\right)$
Refuerzo simétrico	$F = -146.14x^4 + 84.958x^3 - 18.38x^2 + 1.7375x - 0.0457$	0.005	0.0145	0.0124
Refuerzo asimétrico	$F = -14.452x^3 + 8.9136x^2 - 1.6942x + 0.1149$	0.05	0.022	0.012
$\frac{\rho_{sim}}{\rho_{sim}}$		10.0	1.52	0.96

**Peso total de las columnas:**

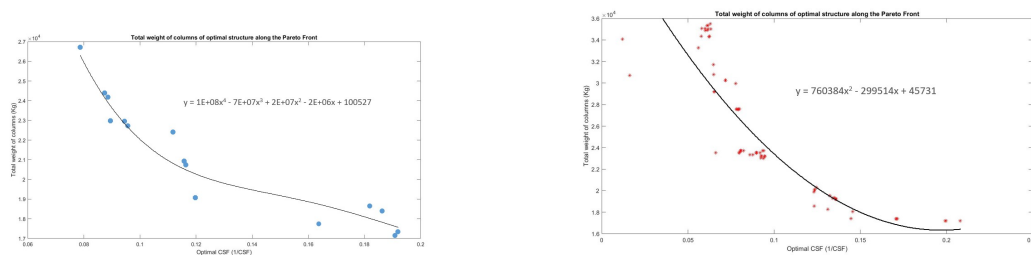


Figura 10.6.12: Resultados finales del peso total de las columnas de las estructuras óptimas con el modelo 02, en relación al inverso del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico.

Tabla 10.6.8: Resumen de resultados de experimentación concernientes a *Peso total de las columnas para el modelo estructural 02, usando el NSGA-II.*

Experiment	$F\left(\frac{1}{CSF}\right)$	$F\left(\frac{1}{CSF_1} = 0.05\right)$	$F\left(\frac{1}{CSF_1} = 0.1\right) (Kg)$	$F\left(\frac{1}{CSF_2} = 0.2\right) (Kg)$
Refuerzo simétrico	$F = 1x10^8x^4 - 7x10^7x^3 + 2x10^7x^2 - 2x10^6x + 100527$	42402	22300	17200
Refuerzo asimétrico	$F = 760384x^2 - 299514 + 45731$	32000	23300	16200
$\frac{W_{asim}}{W_{sim}}$		0.75	1.04	0.94

### Costo total inicial de construcción:

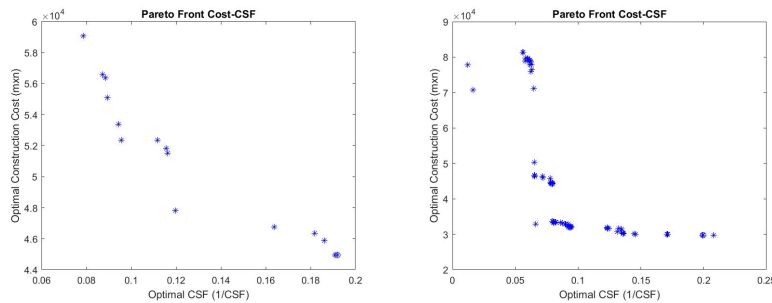


Figura 10.6.13: *Fronte de Pareto para el modelo 02 (Construction Cost - 1/CSF). (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico.*

Tabla 10.6.9: Resumen de resultados de experimentación concernientes a *Costo total inicial de construcción para el modelo estructural 02, usando el NSGA-II.*

Experiment	$F\left(\frac{1}{CSF_1} = 0.05\right) (MXN)$	$F\left(\frac{1}{CSF_1} = 0.1\right) (MXN)$	$F\left(\frac{1}{CSF_2} = 0.2\right) (MXN)$
Symmetric Reinforcement	64000	52500	46600
Asymmetric Reinforcement	57000	31000	30100
$\frac{Costo_{asim}}{Costo_{sim}}$	0.89	0.59	0.645

**Peso total de la estructura:**

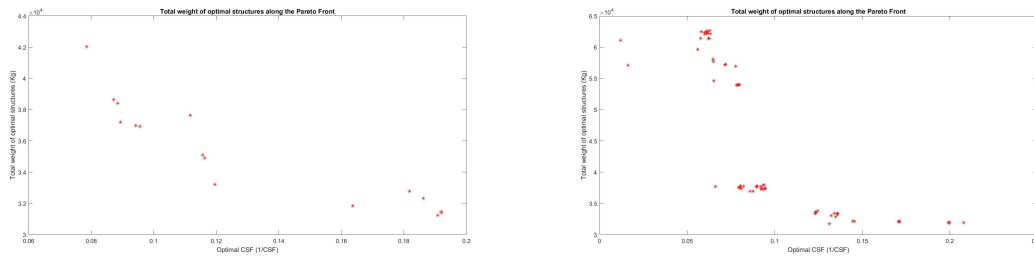


Figura 10.6.14: Resultados finales del Peso total de las estructuras óptimas con el modelo 02, en relación al inverso del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico.

Tabla 10.6.10: Resumen de resultados de experimentación concernientes a **Peso total de las estructuras** para el modelo estructural 02, usando el NSGA-II.

Experiment	$F(\frac{1}{CSF_1} = 0.05) (Kg)$	$F(\frac{1}{CSF_1} = 0.1) (Kg)$	$F(\frac{1}{CSF_2} = 0.2) (Kg)$
Symmetric Reinforcement	48100	36200	30100
Asymmetric Reinforcement	47000	35500	32000
$\frac{W_{asim}}{W_{sim}}$	0.97	0.98	1.06

**Resultados adicionales:**

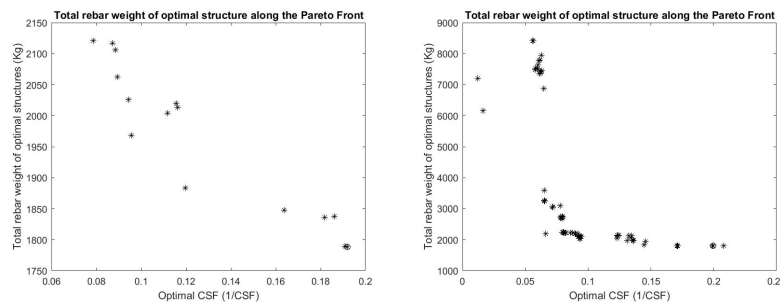


Figura 10.6.15: Peso total de refuerzo de las estructuras óptimas con el modelo 02, en relación a la inversa del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico.

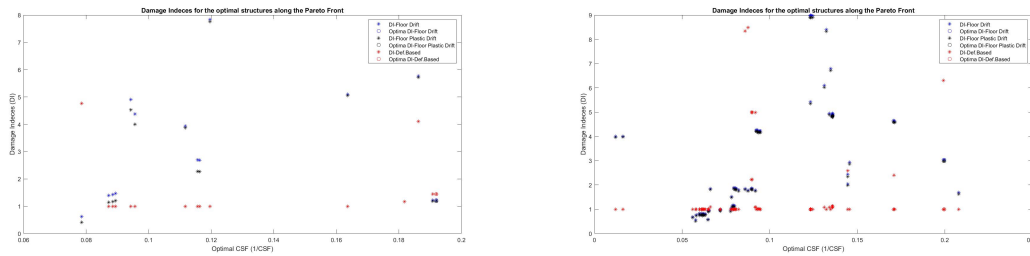


Figura 10.6.16: Resultados finales del Daño Estimado de las estructuras óptimas con el modelo 02, de acuerdo a la inversa del CSF. (Izq.) Refuerzo simétrico, (Der.) Refuerzo asimétrico.

### Comparación de resultados y observaciones

- Las curvas interpoladas óptimas obtenidas para la función de *porcentaje de área de refuerzo promedio de columnas* con acero simétrico y simétrico para el marco estructural 02 resultaron tener un patrón muy distinto una de otra en comparación con las curvas obtenidas para el marco estructural 01 (ver **Fig. 10.6.11**) en las que tales curvas se asemejaban más una con otra. Esto debido a la topología de cada modelo
- En relación con las cuantías de porcentaje promedio de refuerzo para las columnas con cada forma de refuerzo para el marco 02, se observa un decremento para valores más pequeños del CSF, mientras que para valores más grandes del CSF se tiene un incremento considerable de tales cuantías (ver **Tabla 10.6.7**). Tal patrón es también observado para la estructura irregular 01, y tal como para este marco 01 tal variación de esta cuantía en las secciones de las columnas no es proporcional con el peso total de ni de las columnas ni del peso global de la estructura, dado que las dimensiones de las secciones transversales de dichas columnas también cambia, como se observa en la **Tabla 10.6.8** en donde para la mayoría de los casos de CSF se tienen columnas más ligeras cuando se usa refuerzo asimétrico de hasta 25 % del peso de aquellas con refuerzo convencional simétrico, en contraste con lo que se obtuvo para el marco estructural irregular 01 (ver **Tabla 10.6.3**)
- En cuanto al peso global de las estructuras, para el modelo 02 de topología regular se obtienen estructuras un tanto más ligeras con acero asimétrico para la mayoría de los casos de CSF de hasta el 3 % (ver **Tabla 10.6.10**) en comparación con lo que se obtuvo para el marco irregular 01 de tan solo 1 a 2 por ciento (ver **Tabla 10.6.5**)
- Finalmente, y no menos importante, para la estructura regular 02, los costos iniciales de construcción con refuerzo asimétrico son en su mayoría más bajos en comparación con aquellos con refuerzo convencional simétrico hasta en un 41 % para valores altos del CSF (ver **Tabla 10.6.9**), en contraste con lo obtenido para la estructura irregular 01 (ver **Tabla 10.6.4**) en donde para la mayoría de los casos se tenían costos más elevado con el uso de refuerzo asimétrico



### 10.6.7 Comentarios y recomendaciones

- El potencial que tendría el usar acero asimétrico para estructuras más grandes o reales es sin duda considerable
- Para estructuras más grandes y tridimensionales, se recomienda aplicar cómputo paralelo, es decir, re-estructurar el proceso de diseño óptimo para que se diseñen simultáneamente con cada núcleo de la computadora un cierto grupo de columnas, de esta forma reducir los tiempos de ejecución
- Para poder integrar criterios de diseño de acero asimétrico en columnas de edificaciones de concreto reforzado se recomienda ampliar el estudio para más tipos de estructuras y determinar rangos óptimos de confiabilidad de factores de diseño tomando como referencia aquellos parámetros de diseño óptimo con refuerzo convencional asimétrico. Por ejemplo, generar espectros de rangos confiables de variación de porcentaje de acero de para columnas cuando se usa acero asimétrico y su relación con el incremento o cambio en las dimensiones o área transversal de la sección del elemento, para un respectivo Factor de Seguridad al Colapso y/o demanda de dúctilidad de la estructura
- El proceso de diseño óptimo tanto para el refuerzo en los elementos, como para la estructura de manera global puede tener influencia significativa en los resultados óptimos, por lo que se recomienda adoptar más criterios de análisis y diseño en investigaciones futuras y ver como contrastan los resultados con lo que obtuvo en este trabajo con su respectivo espacio de restricciones
- Además, se recomienda generar también una función de Emisiones de  $CO_2$  de acuerdo al uso de materiales, tanto del acero como del concreto, para tener un mejor panorama de referencia sobre el ahorro que se puede tener en cuanto a impacto ambiental y uso de recursos energéticos

### 10.6.8 Conclusiones

1. Se pone de manifiesto que diseñar bajo criterios de refuerzo asimétrico en las columnas puede reducir significativamente el uso de materiales, y por tanto de emisiones  $CO_2$  al ambiente para estructuras altamente dúctiles o resilientes
2. Además, se demuestra que bajo este paradigma de diseño para estructuras de concreto se pueden crear espectros de parámetros óptimos de diseño para ser integrados a normativa y códigos de construcción
3. Para estructuras irregulares-cortas como la del modelo 01 aquí estudiada se puede concluir que para que una estructura con refuerzo asimétrico en sus columnas sea igual o más ligera que una estructura con refuerzo convencional en las columnas se deben reforzar las secciones de columnas con un porcentaje de acero de hasta un máximo de 14% más de aquella cuantía correspondiente a refuerzos convencionales simétricos, más sin embargo aumentando las dimensiones de las secciones transversales de tales columnas como mínimo 3%, aumentando el costo de construcción inicial de toda la estructura tan solo aproximadamente un 14% en relación al costo total con refuerzo convencional simétrico en las columnas. Mientras que para estructuras regulares-esbeltas como la del modelo 02 aquí presentada se podría recomendar diseñar con un máximo

de 52% más de porcentaje de área de refuerzo en las columnas en relación con cuantías óptimas de refuerzo simétrico, aumentando al mismo tiempo el área de la sección transversal de tales columnas a un máximo de 4%, pudiendo obtener de esta forma estructuras más económicas en hasta un 41% y más ligeras en hasta un 3%



# 11. Validación de investigación

## 11.1 Contraste de resultados

El hecho de haber obtenido Factores de Seguridad al Colapso muy bajos (cerca de 1) en las experimentaciones de optimización mono-objetivo (ver Resumen de resultados de la **Sección 10.4.6**, **Sección 10.4.7**, **Sección 10.4.9**) justifica la necesidad de ejecutar procesos de diseño multi-objetivo no solo para estructuras de concreto reforzado sino para todo tipo de estructuras y poder construir parámetros, envolventes y/o espectros de diseño más completos y confiables. A este punto de la investigación aun no se podía validar ni rechazar la Hipótesis planteada inicialmente.

Algo adicional con que se pudo experimentar en la etapa de diseño óptimo mono-objetivo fue la influencia que tiene el considerar e integrar aspectos y criterios de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques en las conexiones columna-columna y viga-viga. Sin duda el considerar estos criterios en el modelado y en el análisis hace a los diseños resultantes más confiables y compatibles con lo que se podría tener en los sitios de construcción. Además, como se demostró en su introducción (ver **Sección 10.2**) son sencillos de integrar, variando únicamente los recubrimientos del acero en los elementos en cuestión. Sin embargo, hubiera sido más recomendable el haberlos integrado también en los procesos de diseño multi-objetivo para estudiar mejor su influencia no solo en el costo y peso de las estructuras sino también en su desempeño. Por motivos de tiempo y de tecnología disponible esto no se alcanzó a hacer, aunque sin duda en futura investigación se seguirá divulgando su inclusión y su influencia en la optimización estructural.

Cabe destacar que para el marco 02 regular de cuatro pisos de estudio no se ejecutaron los procesos de optimización mono-objetivo con el algoritmo PSO, ya que a este punto de la investigación ya se había descubierto que con el Algoritmo Genético se podría generar excelentes resultados de diseños, que aunque con mayor número de iteraciones que con el PSO se había observado que el PSO a partir de cierto número de iteraciones era poco probable que las soluciones mejoraran (ver gráficos de la **Sección 10.4.9**). Y de hecho fue este mismo hecho lo que motivo aún más el seguir usando Algoritmos Evolutivos para optimización multi-objetivo con el NSGA-II.

Por otra parte, en las experimentaciones de diseño multi-objetivo se obtuvieron excelentes resultados, y fue con tales resultados con que ya se podía hacer referencia a la hipótesis planteada. El hecho de haber gráficado no solo las envolventes de peso total de las estructuras óptimas y los costos de construcción sino también todos los otros aspectos fue de gran ayuda para analizar mejor la influencia de diseño refuerzo asimétrico en las columnas. Más aparte, con el apoyo de interpolación polinomial se pudieron crear líneas de tendencia de tales envolventes y comparar mejor los resultados óptimos obtenidos con cada formulación de diseño.

## 11.2 Validación de hipótesis

En las experimentaciones de diseño multi-objetivo se pudo también observar la gran influencia que tiene la topología estructural o estructuración de los modelos. Para el marco 01 irregular no se alcanzaban a apreciar grandes ventajas con el uso de refuerzo asimétrico en las columnas de los marcos, obteniéndose estructuras más ligeras de apenas entre 1 % y 2 % aunque solo para estructuras muy dúctiles (ver **Tabla 10.6.5**), más aparte todas las estructuras resultaban ligeramente más costosas con el uso de refuerzo asimétrico (**Tabla 10.6.4**). Sin embargo, para el marco regular 02 los resultados fueron de gran beneficio para el uso de refuerzo asimétrico, ya que se obtenían márgenes de ahorros en peso de las estructuras óptimas de hasta 3 % (ver **Tabla 10.6.10**) y con ahorros en costos de construcción de hasta 41 % (ver **Tabla 10.6.9**); con estos resultados ya se podía hacer referencia a la hipótesis planteada, ya que al menos para un nivel de desempeño estructural se podían obtener estructuras más ligeras como mínimo en 2 % con el uso de refuerzo asimétrico en las columnas en comparación con refuerzo simétrico convencional en las mismas, además de que se podían generar ahorros en costo mayores a 10 % para múltiples niveles de desempeño estructural.



## 12. Futura investigación

En los capítulos anteriores de esta Parte 3 se han mencionado como recomendaciones algunos potenciales aspectos que quedan por investigar relacionados con cada una de las experimentaciones realizadas. En este capítulo, definiremos de manera un tanto más específica estos aspectos a investigar, como ideas para futuros trabajos.

### 12.1 Diseño óptimo de marcos 3D

La mayoría de las investigaciones que se hacen referente a comportamiento de marcos estructurales son para marcos 2D, debido a limitaciones que puede haber en cuanto a poder de cómputo o tiempo, de manera que se hace lo mejor que se puede para representar en un modelo 2D todas las variantes, acciones y factores que influyen en un modelo 3D más representativo. Más sin embargo, de alguna forma en estos modelos 2D se suele dejar de lado consideraciones o variables que pueden definir el comportamiento global de la estructura en 3D, por lo que es preferible siempre incurrir el dominio tridimensional para contrastar mejor los resultados de experimentación que se hayan hecho en un modelo 2D.

En este trabajo, por ejemplo, solo se consideraron cargas de momento por excentricidad mínima fuera del plano del modelo. Aunque por un lado esta consideración pudo ser beneficiosa para contrastar mejor las comparaciones entre acero simétrico y asimétrico, no es común que se presenten este tipo de combinaciones de carga en marcos tridimensionales, por lo que el experimentar en este espacio puede arrojar nuevos hallazgos, diferentes a los que aquí se encontraron referente a la influencia de disponer acero asimétrico en las columnas en el comportamiento global del sistema.

### 12.1.1 Recomendaciones tecnológicas y técnicas para Optimización de estructuras de CR 3D

El empleo de técnicas de cómputo paralelo para las experimentaciones de optimización en marcos 3D será imprescindible. Tan solo en este trabajo, las experimentaciones computacionales en serie para el modelo más pequeño fueron de una duración de al menos 3 semanas cuando de acero asimétrico en columnas se trataba, de modo que para marcos 3D esta técnica serie puede significar una gran limitante. Se recomienda una re-estructuración algorítmica del programa de modo que el número total de columnas de un modelo se pueda dividir en grupos para diseñarse en paralelo

#### Software, Plataformas y API

Será requerido experimentar con diversos software cuando se trate de modelos tridimensionales, de esta forma hacer comparaciones de rendimiento computacional y calidad de resultados entre un software y otro. La ventaja que tiene el haber usado MatLab para este trabajo, es que es compatible como API para algunos software de análisis estructural como lo es SAP 2000 usando la Toolbox SM (SAP+MATLAB) incluida en MatLab<sup>1</sup>, con la que se pueden emplear comandos CSI OAPI (Open Application Programming Interfaces) como funciones dentro de MatLab<sup>2</sup>. De modo que se podría seguir desarrollando en MatLab la parte de optimización, interactuando en la parte del análisis de los modelos con SAP 2000, tanto en el rango lineal como no-lineal (Pushover), estrayendo únicamente los resultados de dichos análisis para su lectura en MatLab **Fig. 12.1.1**.

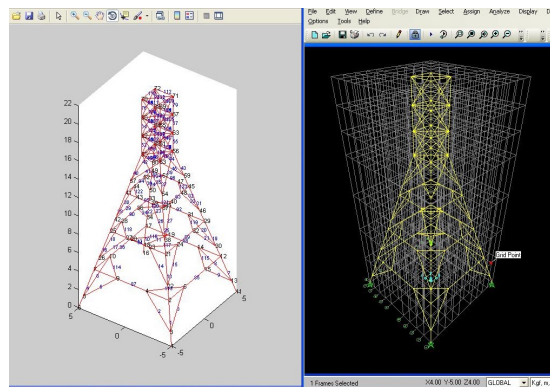


Figura 12.1.1: Flujo de trabajo de visualización geométrica de los modelos entre MatLab y SAP2000. Fuente: <https://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/30751-sap2000-matlab>

<sup>1</sup>Para más información: <https://se.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/79271-sap-matlab>

<sup>2</sup>Para más referencia, visita: [https://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/86193-sm-toolbox-instruction-examples?s\\_tid=mlc\\_lp\\_leaf](https://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/86193-sm-toolbox-instruction-examples?s_tid=mlc_lp_leaf)

Otra buena alternativa es el empleo de ANSYS APDL con lenguaje Fortran usando ANSYS Mechanical. Aunque esto significaría re-escribir el programa de MatLab a APDL se podrían aprovechar automáticamente las funciones de ANSYS para Elemento Finito, Cómputo Paralelo, Visualización de Modelos **Fig. 12.1.2** e incluso funciones gráficas. Además, se podría aprovechar el flujo de trabajo con otros paquetes de ANSYS como lo es el Workbench **Fig. 12.1.3** para mejor visualización de los modelos y ANSYS-SpaceClaim para la generación de modelos CAD.

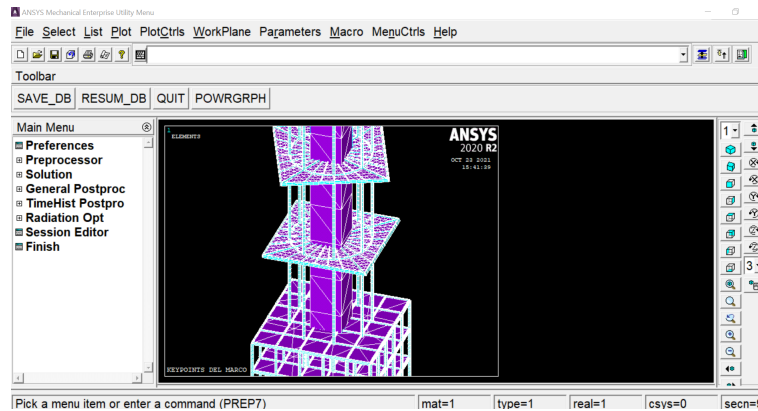


Figura 12.1.2: Visualización de modelos con ANSYS APDL a través de ANSYS Mechanical.

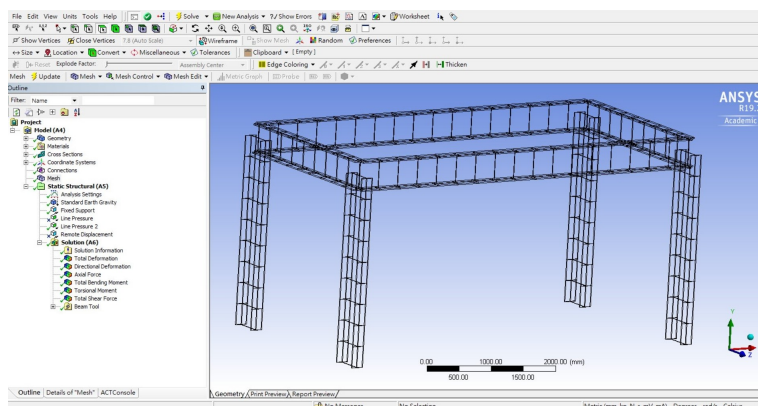


Figura 12.1.3: Visualización de modelos con ANSYS APDL usando ANSYS Workbench.

Fuente: <https://forum.ansys.com/discussion/6655/how-to-mesh-beam-and-column-in-the-frame>

No podía faltar el mencionar el potencial de usar API's para software SBIM (Structural Building Information Modelling) con lenguaje Python, tales como Revit Robot **Fig. 12.1.4** y Dynamo Studio con los que además automatizar los procesos de análisis y diseño, se estarían también automatizando los modelos BIM y CAD.

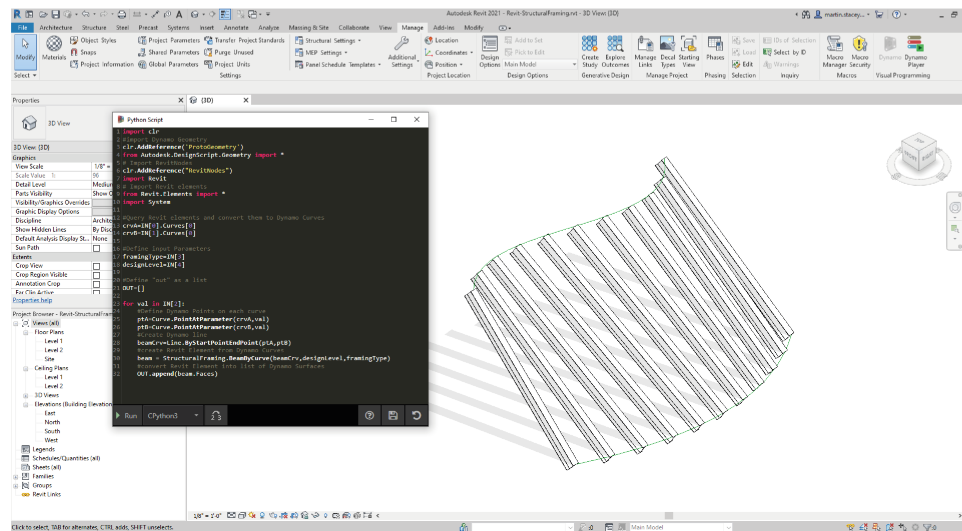


Figura 12.1.4: Flujo de trabajo con API y add-ons de Revit y Dynamo, usando lenguaje Python.

Fuente: [https://primer.dynamobim.org/es/10\\_Custom-Nodes/10-5\\_Python-Revit.html](https://primer.dynamobim.org/es/10_Custom-Nodes/10-5_Python-Revit.html)

## 12.2 Diseño óptimo de marcos de CR con acero asimétrico en columnas ante otro tipo de acciones

Queda aún mucho por investigar referente al comportamiento de marcos dúctiles de concreto reforzado con acero asimétrico en las columnas, en este trabajo solo se estudió el comportamiento ante acciones sísmicas mediante análisis estáticos, sin embargo, otro tipo de fuerzas son comunes que actúen en las edificaciones, tales como cargas accidentales de impacto de pulsos ante derrumbes o explosiones, así como cargas de impacto armónicas por las acciones de dispositivos vibratorios dentro de las mismas edificaciones. Se espera que la disposición de acero asimétrico en las columnas ante estos otros tipos de acciones sean beneficiosos no solo en cuestión de impacto ambiental y uso de materiales, sino también en el comportamiento mecánico.

### 12.2.1 Diseño óptimo de marcos de CR por estabilidad en columnas

En estas experimentaciones de comportamientos ante otro tipo de acciones sería de potencial el considerar estabilidad en las columnas, tanto por efectos de no linealidades en los materiales como por no-linealidad geométrica, e incluso considerar la capacidad de absorción de energía de las mismas edificaciones con curvas de histéresis.

### 12.3 Diseño óptimo de marcos de CR basado en desempeño por factores de Colapso Sísmico con el FEMA P695

En el presente trabajo, se considero un mecanismo un tanto simplista para la determinación de los factores de seguridad al colapso (CSF) a partir de la ejecución de un análisis estático



no-lineal, sin embargo, para análisis de desempeño más elaborados y con modelos más fiables se recomienda usar la metodología del **(FEMA P695, 2009)**, la cuál considera modelos probabilísticos a partir de datos recolectados de movimientos de distintos tipos de terrenos para la ejecución de simulaciones de colapso con análisis más complejos (dinámicos no-lineales), a partir de los cuales se puedan aplicar ajustes y escalas de acuerdo a los índices de incertidumbre de colapso. Esta metodología ha demostrado ser de gran eficiencia para la estimación del grado de desempeño de edificaciones ante eventos sísmicos. Sin duda el considerar esta metodología para el estudio de edificaciones con refuerzo asimétrico en columnas sería de bastante impacto en la comunidad de ingeniería.

## 12.4 Continuación con desarrollo de CALRECOD

El desarrollo continuo de la librería CALRECOD que surgió como parte de este trabajo y que se presente en el Apéndice 1 (p.233) representa un aspecto de suma importancia para investigación futura relacionado con los temas aquí presentados. La librería se podría ampliar con el desarrollo de funciones gráficas para geometrías de marcos 3D, funciones de diseño óptimo para losas y otros tipos de cimentaciones (zapatas corridas, pilas y pilotes), funciones de diseño óptimo de acero de refuerzo transversal (estribos), funciones de diseño de refuerzo por traslapes y empalmes libres de choques en uniones viga-columna, entre muchas otras posibilidades.

Por otra parte, la librería Visual CALRECOD (ver Apéndice 3 (p.269)), que representa un complemento de la librería CALRECOD y que surge como parte intrínseca de la misma para la visualización en 3D de los diseños, se podría también seguir desarrollando, ampliando el alcance de la misma con el desarrollo de funciones para visualización de marcos 3D, refuerzo transversal, losas, etc., siempre acompañado de los desarrollos que se hagan previamente en CALRECOD, ya que es precisamente la función principal de esta librería - el de auxiliar el uso y desarrollo de la librería CALRECOD.



# IV

## Parte 4: Apéndices

### **Apéndice 1: CALRECOD MatLab Toolbox ..... 233**

- 12.5 Introducción
- 12.6 Funcionalidad e interface
- 12.7 Mecánica Estructural
- 12.8 Funciones de optimización ISR
- 12.9 Funciones de optimización de varillado
- 12.10 Análisis-Diseño de Marcos 2D
- 12.11 Funciones gráficas
- 12.12 Funciones para Marcos estructurales
- 12.13 Ejemplos ilustrativos
- 12.14 Discusión de resultados y observaciones
- 12.15 Conclusiones

### **Apéndice 2: Aportes a CALFEM MatLab Toolbox ..... 259**

- 12.16 Análisis Estático No-Lineal Pushover

### **Apéndice 3: Visual CALRECOD 269**

- 12.17 Funciones



# CAL RECOD

## Apéndice 1: CALRECOD MatLab Toolbox

### 12.5 Introducción

La enseñanza auxiliar y aprendizaje por computadora se ha convertido en un paradigma esencial en la actualidad en diversas áreas de ciencias aplicadas como la ingeniería, en la que es de vital importancia el considerar como Profesor las mejores herramientas computacionales disponibles para enseñar, dado que la mayoría de los procesos de diseño y análisis de la ingeniería, y si no es que todos, está computarizados (**Magana & Silva, 2016**). Bajo esta contexto, se han desarrollado en la actualidad diversos paquetes de software y programas computacionales para la enseñanza auxiliar y aprendizaje por computadora en el área de Mecánica Estructural por varias universidades e instituciones tales como CALFEM por sus siglas en inglés (*Computed Aided Learning of the Finite Element Method*)<sup>3</sup> de la Universidad de Lund, Suecia; o MAT-FEM<sup>4</sup> por el CIMNE (*Centro Internacional de Métodos Numéricos de Ingeniería*) de la Universidad Politécnica de Cataluña, España.

En muchas universidades, esta la tendencia a adoptar software comercial para la enseñanza de temas y métodos de mecánica estructural, tales como Sap 2000, ANSYS, Revit-Robot, entre otros; e incluso aunque tal software presenta muchas ventajas para resolver diversos problemas de manera muy rápida, la interacción de los estudiantes con lo que realmente se está computando por estos softwares es limitado y se requiere de vasto y sólido conocimiento de la capacidades y funciones del software para usarlo adecuadamente, de otra forma se corre el riesgo de que los estudiantes caigan en misinterpretaciones de los resultados o simplemen-

<sup>3</sup><https://www.byggmek.lth.se/english/calfem/>

<sup>4</sup><https://www.cimne.com/mat-fem/default.asp>

te inserten datos de entrada erróneos para cualquier problema en cuestión. Por otra parte, especialmente para programas de ingeniería de licenciatura la tendencia es prácticamente a resolver problemas manualmente y a enseñar aspectos teóricos, con escasas de cualquier implementación de técnicas computacionales para auxiliar a los estudiantes en su proceso de aprendizaje (debido principalmente a restricciones de tiempo y currículum (**Magana & Silva, 2016**)) lo cual va en contraste con los requerimientos básicos de profesionales en la industria (ver (**TUEE, 2013**), (**ABET, 2014**), (**IEA, 2011**)). Por estas razones, el software computacional auxiliar de aprendizaje representa una excelente estrategia de solución para contra-arrestar estas limitaciones didácticas que experimentan muchos estudiantes de ingeniería en la actualidad, en relación a métodos computacionales.

Se ha demostrado que el uso de prácticas de simulación computacional en la educación de ingeniería tiene enormes ventajas y beneficios (ver (**Magana & Silve, 2016**)); ya que puede ligar la teoría y el entendimiento de un fenómeno con lo que se hace realmente en la industria para resolver problemas reales a través de la combinación de disciplinas teóricas y procesamientos del pensamiento envueltos en la formulación de problemas y de su solución, tal que las soluciones sean representadas de forma efectiva para ser procesadas por un dispositivo de procesamiento de información. Este concepto conocido como *Pensamiento Computacional* (Computational Thinking (CT)) (**NRCNA, 2011**) implica la proficiencia de no solo usar herramientas efectivamente, sino también de crearlas y entender las implicaciones de sus capacidades y limitaciones (**Wing, 2006**). Más aún, se ha demostrado (ver (**DiSessa, 2001**), (**Magana, 2013**), (**Magana et al., 2013**)) que la combinación de *pensamiento computacional* y aprendizaje disciplinario puede servir para profundizar en aspectos de matemáticas y ciencias, generando en los estudiantes una mejor comprensión del comportamientos de sistemas complejos, así como de soporte para predecir comportamientos de nuevos diseños.

Otros educadores e investigadores en las áreas de ciencia, tecnología, ingeniería y matemáticas (STEM por sus siglas en inglés Science, Technology, Engineering and Mathematics) han propuesto una taxonomía de pensamiento computacional (CT-STEM Taxonomy) (**Weintrop et al., 2014**) que consiste en cuatro principales categorías las cuales envuelven la aplicación de habilidades comunes de pensamiento computacional por profesionales STEM, incluyendo: (1) habilidades de información asociados con la generación, colección, manipulación, análisis y visualización de datos, (2) habilidades de modelado y simulación, incluyendo: actividades de comprensión, uso, construcción y ampliación de modelos computacionales, (3) habilidades para la solución de problemas computacionales tales como: troubleshooting y depuración de artefactos computacionales, análisis y solución de problemas, aplicación de estrategias de solución y la creación de abstracciones; y finalmente (4) habilidades de pensamiento sistemático para la investigación y visualización de sistemas y la identificación de sus relaciones entre diversos niveles de complejidad. Estas cuatro categorías están íntimamente ligadas con otras cuatro categorías de funciones laborales en la misma área de STEM, tales como: (1) habilidad para identificar problemas y especificar restricciones, (2) habilidad para diseñar un modelo o sistema, construir un modelo y desarrollar diseños experimentales, (3) habilidad

para verificar modelos, (4) habilidad para optimizar un modelo e interfaces de usuario para facilitar el desarrollo de conocimiento y descubrimiento (ver (**Maylin-Smith & Lee, 2012**)). De manera adicional, otros educadores e investigadores de ingeniería (**Vergara et al., 2009**) han identificado diversos elementos de pensamiento computacional, incluyendo: familiaridad con múltiples sistemas de software, habilidad para navegar entre diversas abstracciones de sistemas de software y sistemas físicos, el uso de programas CAD, incluyendo: modelado 3D, paquetes de procesamiento de simulaciones, plataformas de cómputo numérico y herramientas de visualización, entre otros.

De manera específica, el área de ingeniería se enfoca en la evaluación y uso de técnicas de computación y herramientas para la aplicación o modificación de métodos numéricos y/o metodologías para resolver problemas de forma exitosa. Para tales tareas, MATLAB es la más requerida tanto en la academia como en la industria (**Magana & Silva, 2016**), y uno de los grupos de métodos más relevantes para expertos en la industria ha sido identificado como el de *resolver problemas de optimización y minimización en la forma de diseños óptimos y control óptimo*, dado que estos métodos generan un sólido espacio y base para la comparación entre distintos escenarios de diseño, por ende mejorando los procesos de toma de decisiones. De esta manera, la introducción de este tipo de métodos desde las etapas más tempranas de educación en la ingeniería representa una excelente alternativa para la integración a un ambiente de *pensamiento computacional* bajo la Taxonomía CT-STEM.

Para los casos de cursos de diseño de concreto reforzado en la ingeniería civil, tanto de licenciatura como de posgrado se requieren de exhaustivos cálculos iterativos para analizar la eficiencia estructural de un diseño así como para diseñar eficientemente, esto debido al complejo comportamiento del concreto reforzado como material compuesto, en relación a otros materiales como el acero estructural. Por esta razón, los estudiantes de estos cursos se enfrentan continuamente a tareas y ejercicios frustrante de cálculo, que los lleva consecuentemente a la necesidad de computarizar el proceso por si mismos, lo cual conlleva bastante tiempo, especialmente cuando no se tienen aún las habilidades de programación requeridas (lo cual suele ser el caso para niveles de educación de licenciatura, que además son menos propensos a adoptar prácticas de modelado y simulación computarizada debido a los factores de tiempo y currículo anteriormente mencionados). Aunque se da el caso de que muchos estudiantes manejan bien software como lo es Microsoft EXCEL, la mayoría de ellos no tienen conocimientos y habilidades del uso de VBA (*Visual Basic Application*) para programar los procesos de manera más fiable, por lo que aún así se suelen enfrentar a tareas exhaustivas en las celdas del espacio de trabajo de EXCEL. Por estas y muchas razones, y a pesar de las limitantes mencionadas, ya no caben muchas excusas en la actualidad para no integrar programas de cómputo para el auxilio de enseñanza y aprendizaje en los programas de educación de ingeniería, incluso si esto puede no ser una tarea sencilla, existen múltiples de investigación que proponen diversas alternativas y estrategias para su implementación (véase (**Magana & Silva, 2016**), (**Magana, 2013**)), tales como: modelado y simulación de actividades de laboratorio, cursos introductorios de programación, así como módulos de trabajo y proyectos o

tareas y encargos, entro otras.

El presente software tiene el objetivo principal de contribuir y auxiliar en la implementación de prácticas de simulación computacional en la educación de ingeniería tanto para programas de posgrado como de licenciatura a través del desarrollo de una herramienta de cómputo numérico en MatLab y visualización CAD con ANSYS SpaceClaim, específicamente en el diseño de estructuras de concreto reforzado para la ingeniería civil.

### 12.5.1 CALRECOD como solución

CALRECOD por sus abreviación en inglés (*Computed Aided Learning of Reinforced Concrete Design*) es un programación computacional interactivo para la enseñanza de materias de diseño de concreto reforzado, mediante la implementación de métodos y algoritmos de optimización. CALRECOD surge como producto de los programas y funciones desarrolladas para esta investigación, inspirado en la librería CALFEM con la filosofía de mejorar la enseñanza del diseño de estructuras de concreto reforzado a nivel educación superior.

## 12.6 Funcionalidad e interface

Para cada problema, caso de estudio o tipo de estructura se tienen funciones específicas para el análisis de un diseño de manera eficiente u óptimo, trátase de dimensiones de sección transversal o del acero de refuerzo. De esta manera, los usuarios (estudiantes principalmente) pueden comparar sus propios diseños con un óptimo de la misma índole. Cada función esta adaptada a un cierto espacio de restricciones y criterios de diseños basados en los códigos **ACI 318** y las **NTC-17** como default, aunque cada función es flexible para modificarse a los propios requerimientos de diseño del usuario.

La librería CALRECOD consiste casi enteramente de funciones MatLab (archivos .m) aunque también hay funciones de script con lenguaje python para ANSYS SpaceClaim (archivos .scscript) para la visualización de los diseños provenientes de CALRECOD (Visual RECOD) cuyas funciones se describen en el **Apéndice 3** de este documento (p.269). Las funciones de MatLab se categorizan como se muestra en la **Tabla 12.6.1**.



Tabla 12.6.1: *Categorización de funciones de MatLab.*

Grupo de funciones	Descripción
<b>Funciones de Mecánica Estructural</b>	Cálculo de resistencia de secciones de concreto cálculo de momentos de inercia de secciones agrietadas, etc.
<b>Optimización ISR</b>	Determinar el área requerida de acero de refuerzo para una sección usando el método SGD o PSO
<b>Optimización de varillado</b>	Para el diseño óptimo (menor costo o área de acero) de varillado para secciones de CR
<b>Diseño-Análisis de marcos 2D</b>	Para el análisis y diseño de marcos planos de concreto reforzado como proceso acoplado, tomando en cuenta el acero óptimo de refuerzo en los elementos
<b>Funciones gráficas</b>	Para la visualización de diseños de secciones reforzadas así como diagramas de interacción, entre otras
<b>Funciones de visualización</b>	Funciones en lenguaje python para ANSYS SpaceClaim, para la visualización de diseños resultantes usando las funciones principales de CALRECOD MatLab

Cada función se describe brevemente en las siguientes sub-secciones:

## 12.7 Mecánica Estructural

**Función:** casoConcreto

**Propósito:** Computar la contribución de resistencia de la zona de compresión del concreto de una sección transversal de una viga en cuanto fuerza axial y flexión.

**Sintaxis:**

$$elemConc = casoConcreto(a, fdpc, b, h)$$

**Función:** InertiaBeamCrackedSection

**Propósito:** Determinar el momento de inercia modificado de una sección transversal agrietada de una viga.

**Sintaxis:**

$$Inertia\_modif = InertiaBeamCrackedSection(fc, E, area\_var\_tension, \dots, b, h, h\_rec)$$

**Diseño óptimo de marcos dúctiles de concreto reforzado ante acciones sísmicas usando refuerzo asimétrico en columnas**

**Función:** AmpMomSlenderColumns

**Propósito:** Computar los momentos amplificados para una columna bajo efectos de esbeltez.

**Sintaxis:**

$[M_{cx}, M_{cy}, load\_conditions] = AmpMomSlenderColumns(b, h, f_c, load\_conditions, \dots, \delta, height, inertia_x, inertia_y, V_u)$

---

**Función:** CrackingColumnsSym

**Propósito:** Computar los momentos reducidos de inercia de una sección transversal de una columna con refuerzo simétrico bajo mecanismos de agrietamiento.

**Sintaxis:**

$[Inertia_{xy\_modif}, A_{transf\_xy}] = CrackingColumnsSym(h, b, f_{dpc}, rec, t\_value\_x, excentricity_{xy}, \dots, t\_value\_y, P_u, c_{xy}, condition\_cracking, E)$

---

**Función:** CrackingColumnsAsym

**Propósito:** Computar los momentos reducidos de inercia de una sección transversal de una columna con refuerzo asimétrico bajo mecanismos de agrietamiento.

**Sintaxis:**

$[Inertia_{xy\_modif}, A_{transf_{xy}}] = CrackingColumnsAsym(h, b, f_{dpc}, rec, eccentricity_{xy}, \dots, t_{1var}, t_{2var}, t_{3var}, t_{4var}, P_u, best_{c_{xy}}, condition\_cracking, cp)$

---

**Función:** RealPressuresFoot

**Propósito:** Computar la distribución de momentos de flexión en las secciones transversales de una zapata aislada, de acuerdo a las acciones que aplican sobre ella desde la columna que soporta.

**Sintaxis:**

$[qu01, qu02, qu03, qu04, qprom] = RealPressuresFoot(load\_conditions\_cols, be, le)$

---

**Función:** *shear\_footings*

---

**Propósito:** Computar la demanda de esfuerzos de corte así como la resistencia a corte de una zapata aislada bajo acciones de flexo-compresión excéntrica, considerando dos mecanismos (corte por punzonamiento y corte como viga).

**Sintaxis:**

$$[d, \sigma_{13}, \sigma_{24}, \sigma_{12}, \sigma_{34}, a_{13}, a_{24}, a_{12}, a_{34}, b_p, l_p, q_{max13}, \dots, q_{max24}, q_{max12}, q_{max34}] = shear\_footings(be, le, q_{prom}, dimCol, qu01, qu02, qu03, \dots, qu04, pu, d, fc)$$

**Función:** *Moment\_Distribution\_Footings*

**Propósito:** Computar el momento efectivo de flexión actuante en las secciones transversales de una zapata aislada de acuerdo a las máximas presiones de contacto unitarias en cada borde de la superficie de la zapata por su interacción con el suelo.

**Sintaxis:**

$$[m] = Moment\_Distribution\_Footings(\sigma_1, \sigma_2, q_{max1}, q_{max2}, a_1, a_2, dim_p, dim_{foot})$$

## 12.8 Funciones de optimización ISR

### 12.8.1 Análisis ISR para vigas

**Función:** *eleMecanicos2tBeams*

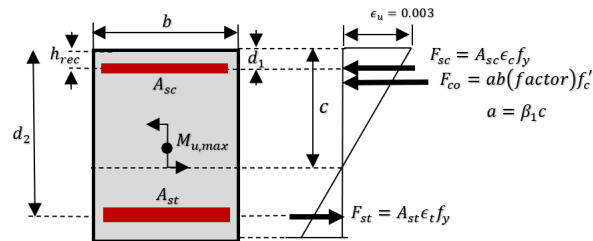
**Propósito:** Computar la suma de fuerzas resistentes de una sección transversal de una viga, considerando el acero de refuerzo en tensión, el acero de refuerzo en compresión y la zona de compresión del concreto.

**Sintaxis:**

$$eleMec = eleMecanicos2tBeams(c, a, fdpc, h, b, b_{rec}, h_{rec}, E, t1, t2)$$

**Función:** *bisectionMr2tBeams*

**Propósito:** Determinar la profundidad del eje neutro y los momentos resistentes de flexión de una sección transversal de una viga, considerando tanto el acero de refuerzo a tensión como a compresión, usando el método de raíz de Bisección para encontrar el punto de equilibrio de fuerzas  $\sum F = 0$ .

**Sintaxis:**

$$[Root] = \text{bisectionMr2tBeams}(c1, c2, fr, E, t1, t2, h, b, b\_rec, h\_rec, fdpc, beta1, ea)$$

**Función:** Efrec2t\_beams

**Propósito:** Calcular la eficiencia estructural de una sección transversal de una viga de acuerdo a las condiciones de carga que se apliquen.

**Sintaxis:**

$$[maxEf, Mr, c] = \text{Efrec2t\_beams}(\text{load\_conditions}, fc, \text{factor\_fc}, E, h, b, Ast, Asc, h, \dots, brec, hrec, fy, beta1)$$

**Función:** SGD\_1tBeams\_ISR

**Propósito:** Determinar una cuantía de área de refuerzo óptima para una sección transversal de una viga con ciertas dimensiones iniciales (b,h), usando el método de Gradiente Descendiente más proninciado.

**Sintaxis:**

$$[c\_best, bestMr, bestEf, best\_area, tbest, h] = \text{SGD\_1tBeams\_ISR}(b, h, duct, b\_rec, h\_rec, fc, \dots, \text{load\_conditions}, \text{factor\_fc}, E)$$

## 12.8.2 Análisis ISR para columnas

**Función:** eficienciaRec\_ISR\_Cols

**Propósito:** Computar la eficiencia estructural de un ISR para una sección transversal de una columna.

**Sintaxis:**

---

$[maxef, diagramaInteraccion, tablaEficiencias, cxy] = eficienciaRec\_ISR\_Cols(nconditionss, \dots, diagramaInteraccion, load\_conditions, pot, poc, c\_vector)$

---

**Función:** *bisectionMr4t*

**Propósito:** Determinar la profundidad del eje neutro y resistencia a la flexión de una sección transversal de una columna rectangular a partir de su diagrama de interacción dada una demanda de carga axial.

**Sintaxis:**

$[raiz] = bisectionMr4t(cUno, cDos, fr, E, t1, t2, t3, t4, h, b, rec, fdpc, beta1, ea)$

---

**Función:** *eleMecanicos4t*

**Propósito:** Determinar la carga axial y resistencia a flexión de una sección rectangular de una columna con un ISR.

**Sintaxis:**

$eleMec = eleMecanicos4t(c, a, fdpc, h, b, rec, E, t1, t2, t3, t4)$

---

**Función:** *width\_efficiency*

**Propósito:** Computar el diagrama de interacción con un ISR simétrico de una sección transversal rectangular de una columna, así como la eficiencia estructural de acuerdo a una combinación de carga biaxial impuesta.

**Sintaxis:**

$[Eft, diagramaInteraccion, tablaEficiencias, cxy] = width\_efficiency(t, \dots, dimensionesColumna, rec, fy, npuntos, conditions, fdpc, E, beta)$

---

**Función:** *isr\_columns*

**Propósito:** Determinar un óptimo ISR para una sección transversal rectangular de una columna dada cierta combinación de carga biaxial.

**Sintaxis:**

$[b, h, cost_{elem\_col}, Ac_{sec\_elem}, Ef_{sec\_col}, Mr_{col}, t\_value\_x, t\_value\_y, cxy] = \dots$

---

**Diseño óptimo de marcos dúctiles de concreto reforzado ante acciones sísmicas usando refuerzo asimétrico en columnas**

---

*isr\_columns(pu\_cols, height, b, h, rec, fy, fc, load\_conditions, ductility)*

---

### 12.8.3 Análisis ISR para zapatas aisladas

---

**Función:** *Evaluate\_ISR\_1t\_foot*

**Propósito:** Determinar la eficiencia estructural de una sección transversal de una zapata aislada rectangular bajo flexión pura.

**Sintaxis:**

$$[maxef, mr] = Evaluate_ISR_1t_foot(tension, b, h, \dots, fy, fdpc, rec, beta1, axis, mu_{real\_axis})$$


---

**Función:** *SGD\_1tFoot\_ISR*

**Propósito:** Determinar el área óptima de refuerzo de una sección transversal de una zapata aislada rectangular bajo flexión pura.

**Sintaxis:**

$$[pbest, bestEf, bestMr, best\_area] = SGD_1tFoot_ISR(b, h, \dots, rec, fdpc, fy, steelAreaRange, betac, axis, mu_{real\_axis})$$


---

## 12.9 Funciones de optimización de varillado

### 12.9.1 Análisis de varillado para vigas

---

**Función:** *RebarOptimalDesignBeams*

**Propósito:** Diseñar optimamente una distribución de varillado en una sección transversal rectangular de una viga, a partir de un ISR.

**Sintaxis:**

$$[sepbarsRestric, cbest, b, h, bestBarDisposition, bestCost, arrangement\_t1, arrangement\_t2, \dots, maxEf, bestMr, area\_var\_t] = RebarOptimalDesignBeams(E, b, h, fy, fc, b\_rec, \dots, h\_rec, tma, conditions, t2, pu\_beams)$$


---

**Función:** *EfcriticalRebarbeams*

---

**Propósito:** Computar la resistencia a flexión, eficiencia estructural y profundidad del eje neutro para un diseño de refuerzo de una sección transversal rectangular de una viga.

**Sintaxis:**

$[maxef, Mrv, c] = EfcriticalRebarbeams(load\_conditions, b, E, fdpc, arrange\_t1, arrange\_t2, \dots, rebarAvailable, d, h\_rec, beta1, disposition\_rebar)$

**Función:** *bisectionMrRebarBeams*

**Propósito:** Determinar la profundidad de del eje neutro de una sección transversal rectangular de una viga, así como la resistencia a flexión, considerando la distribución de las varillas tanto a flexión como a compresión, con el empleo del método de raíz de Bisección para la condición de equilibrio  $\sum F = 0$

**Sintaxis:**

$[raiz] = bisectionMrRebarBeams(c1, c2, fr, E, h, b, h\_rec, fdpc, beta, ea, arreglo\_t1, \dots, arreglo\_t2, disposicion\_varillado, rebarAvailable)$

**Función:** *eleMecanicosRebarBeams*

**Propósito:** Computar la suma de fuerzas resistentes de una sección transversal rectangular de una viga, considerando la contribución de las varillas a compresión.

**Sintaxis:**

$eleMec = eleMecanicosRebarBeams(c, a, fdpc, h, b, h\_rec, E, arreglo\_t1, \dots, arreglo\_t2, disposition\_rebar, rebarAvailable)$

**Función:** *disposicionVarillado\_1t\_Beams*

**Propósito:** Computar las coordenadas locales de una opción de diseño de varillado de acuerdo las dimensiones de sección transversal, tipo de varillas en tensión y compresión y tipo de distribución (varilla individual o en paquetes de dos varillas).

**Sintaxis:**

$[disposicion\_varillado] = disposicionVarillado\_1t\_Beams(b, h, b\_rec, h\_rec, \dots, varDisponibles, nv\_t, arreglo\_t1, arreglo\_t2, list\_pac\_t1, list\_pac\_t2, M\_u)$

**Función:** *EvaluateCost\_beams*

**Propósito:** Computar el costo unitario lineal de varillado de refuerzo para una sección transversal rectangular de una viga de acuerdo a un dado costo unitario promedio, (unidades  $\frac{\$}{Kg}$ ).

**Sintaxis:**

$$cost = EvaluateCostbeams(nvHor1, nvHor2, arreglo_1, arreglo_2, pu, availableRebar)$$

---

**Función:** *beams\_isr*

**Propósito:** Diseñar optimamente el ISR de las tres secciones transversales principales de un elemento viga (izquierda, central y derecha) de acuerdo a su diagrama de distribución de elementos mecánicos a flexión.

**Sintaxis:**

$$[sepbarsRestric, b, h, inertia\_modif, dispositionBar\_Der, barArrangementDerComp, \dots, barArrangementDerTens, dispositionBar\_Center, barArrangementCentralTens, \dots, barArrangementCentralComp, dispositionBar\_Izq, barArrangementIzqTens, barArrangementIzqComp, \dots, minAreaVar\_3sec, Ef\_elem\_sec\_t, bestCostVar, ef\_var, minAreaVar\_prom, Mr\_3section] = beamsISR(pu, beams, span, b, h, h\_rec\_sections, fc, fy, condiciones, cols\_sym\_asym\_isr, duct, b\_rec)$$

## 12.9.2 Análisis de varillado para columnas

---

**Función:** *isr\_columns\_sym\_asym*

**Propósito:** Determinar un diseño óptimo de refuerzo, ya sea con un ISR puro, con refuerzo simétrico o asimétrico.

**Sintaxis:**

$$[Inertia\_xy\_modif, b, h, bestArrangement, best\_disposicion, cost\_elem\_col, \dots, Ac\_sec\_elem, Ef\_sec\_col, Mr\_col] = isr\_columns\_sym\_asym(pu\_cols, height, b, h, rec, fy, \dots, fc, load\_conditions, cols\_sym\_asym\_isr, condition\_cracking, ductility)$$

---

### Refuerzo simétrico

**Función:** *optimalrebar\_cols\_sym*

**Propósito:** Determinar un diseño óptimo de de varillado de refuerzo.

**Sintaxis:**



---

$[Mr\_col, h, Inertia\_xy\_modif, bestArea, lowestCost, ovMostEc, nvEc, \dots, maxEfEc, bestArrangement, best\_disposicion] = optimalrebar\_cols\_sym(b, h, \dots, rec, act, sepMin, E, npuntos, fdpc, beta1, pu\_col\_sym, load\_conditions, condition\_cracking)$

---

**Función:** *disposicionVarillado*

**Propósito:** Computar las coordenadas locales de una opción de diseño de varillado simétrico.

**Sintaxis:**

$[disposicion\_varillado] = disposicionVarillado(b, \dots, h, rec, dv, nv, varCos, varSup);$

---

**Función:** *diagramasDisposicion*

**Propósito:** Computar el diagrama de interacción de una opción de varillado simétrico, así como la eficiencia estructural dada una combinación de cargas biaxiales.

**Sintaxis:**

$[diagrama, mexef, eficiencia, cxy] = diagramasDisposicion(As, b, h, E, npuntos, \dots, fdpc, nv, beta, ov, av, disposicion\_varillado, load\_conditions)$

---

**Función:** *eficienciaRec*

**Propósito:** Computar la eficiencia estructural de una sección transversal rectangular de una columna con refuerzo asimétrico.

**Sintaxis:**

$[maxef, eficiencia, cxy] = eficienciaRec(diagrama, \dots, load\_conditions, pot, poc, c\_vector\_bar)$

---

**Función:** *bisectionMrSymRebarCols*

**Propósito:** Determinar la profundidad del eje neutro así como la resistencia a carga axial y flexión de una sección transversal rectangular de una columna a partir de su diagrama de interacción, para cada uno de los puntos del diagrama con el empleo del método de raíz de Bisección.

**Sintaxis:**

---

---

$[root] = \text{bisectionMrSymRebarCols}(cUno, cDos, fr, E, h, b, fdpc, beta1, \dots, ea, nv, ov, av, rebar\_disposition)$

---

**Función:** *eleMecanicosRebarCols*

**Propósito:** Computar la suma de fuerzas resistentes de una sección transversal rectangular de una columna, considerando la distribución de varillado y la zona de compresión del concreto.

**Sintaxis:**

$[eMecVar] = \text{eleMecanicosRebarCols}(disposicion, arillado, nv, ov, av, b, h, c, fdpc, E, beta1)$

---

### Refuerzo asimétrico

---

**Función:** *PSO\_Asymmetric\_Rebar*

**Propósito:** Determinar un arreglo óptimo de varillado de refuerzo asimétrico sobre la sección transversal de una columna, usando el algoritmo PSO, a partir de un ISR de espesor uniforme.

**Sintaxis:**

$[Mr\_col, h, Inertia\_xy\_modif, bestPerformance, best\_cost, bestnv, bestPerformanceEf, \dots, bestArrangement, best\_disposicion] = \text{PSO\_Asymmetric\_Rebar}(t4, b, h, rec, sepMin, Ac\_t\_elem, \dots, npuntos, fdpc, betac, pu\_asym\_cols, load\_conditions, condition\_cracking)$

---

**Función:** *dispositionRebarAsymmetric*

**Propósito:** Computar las coordenadas locales de una opción de diseo de varillado sobre una sección transversal rectangular de una columna.

**Sintaxis:**

$[disposition\_rebar, separation\_hor1, separation\_hor2, \dots, separation\_ver1, separation\_ver2] = \text{dispositionRebarAsymmetric}(b, \dots, h, sepMin, rec, nv, number\_rebars\_sup, number\_rebars\_inf, number\_rebars\_izq, \dots, number\_rebars\_der, RebarAvailable, op1, op2, op3, op4)$

---

**Función:** *Evaluate\_Asymmetric*

**Propósito:** Computar el diagrama de interacción de una sección transversal rectangular de una columna con refuerzo asimétrico.

---

**Sintaxis:**

$$[maxef, diagramaInteraccion, eficiencia, cp\_axis, cxy] = \dots$$

$$Evaluate\_Asymmetric(load\_conditions, npoints, position, b, h, \dots$$

$$fy, fdpc, beta, E, number\_rebars\_sup, number\_rebars\_inf, number\_rebars\_left, \dots$$

$$number\_rebars\_right, rebarAvailable, dispositionRebar)$$
**Función:** *eficienciaRec\_Asymm***Propósito:** Computar la eficiencia estructural de una sección transversal rectangular de una columna con refuerzo asimétrico.**Sintaxis:**

$$[maxef, eficiencia, cxy] = eficienciaRec\_Asymm(diagrama, \dots$$

$$load\_conditions, pot, poc, c\_vector\_bar)$$
**Función:** *bisectionMrVar\_Asymm***Propósito:** Determinar la profundidad del eje neutro, así como la resistencia a carga axial y a flexión de una sección rectangular transversal de una columna con refuerzo asimétrico a partir de su diagrama de interacción, para cada uno de los puntos del diagrama, usando el método de raíz de Bisección.**Sintaxis:**

$$[root] = bisectionMrVar\_Asymm(cUno, cDos, fr, E, h, b, fdpc, beta, ea, nv, \dots$$

$$number\_rebars\_sup, number\_rebars\_inf, number\_rebars\_left, \dots$$

$$number\_rebars\_right, rebarAvailable, op1, op2, op3, op4, \dots$$

$$dispositionRebar, cp);$$
**Función:** *eleMecanicosVar\_Asymm***Propósito:** Computar la suma de fuerzas resistentes de una sección transversal rectangular con refuerzo asimétrico, considerando la distribución del varillado y la zona de compresión del concreto.**Sintaxis:**

$$[eMecVar] = eleMecanicosVar\_Asymm(dispositionRebar, nv, number\_rebars\_up, \dots$$

---

*number\_rebars\_inf, number\_rebars\_left, number\_rebars\_right, rebarAvailable, op1, op2, ... op3, op4, b, h, c, fdpc, E, beta, cp)*

---

### 12.9.3 Análisis de varillado para zapatas aisladas

---

**Función:** *RebarOptionsFootings*

**Propósito:** Determinar una opción óptima de varillado de refuerzo para una sección transversal de una zapata aislada rectangular.

**Sintaxis:**

$[dimb, acRebar, nv, s, arrangement] = \dots$   
*RebarOptionsFootings(ac, dimb, RebarAvailable, sepMinCode)*

---

**Función:** *dispositionRebarSquareFootings*

**Propósito:** Computar las coordenadas locales del varillado de refuerzo de una sección transversal de una zapata aislada rectangular con distribución uniforme sobre ambas secciones transversales.

**Sintaxis:**

$[dispositionRebar] = dispositionRebarSquareFootings(b, h, rec, \dots$   
*rebarAvailable, nvt, RebarArrangement1, RebarArrangement2, axis)*

---

**Función:** *dispositionRebarRectangularFootings*

**Propósito:** Computar las coordenadas locales de varillado en una sección transversal de una zapata aislada rectangular con una distribución no-uniforme sobre la dimensión más grande de las dos secciones transversales.

**Sintaxis:**

$[dispositionRebar, arrangement\ final] = dispositionRebarRectangularFootings(b, h, rec, \dots$   
*rebarAvailable, nv\_t, RebarArrangement1, RebarArrangement2, axis, largerDim, dim\_zap)*

---

**Función:** *Efcritical\_Footings*

**Propósito:** Computar la eficiencia estructural de una opción de varillado de una sección transversal de una zapata aislada rectangular, considerando solo el acero a tensión, considerando

---

que el acero a compresión solo es diseñado por temperatura.

**Sintaxis:**

$$[maxef, mr] = Efcritical\_Footings(bz, fdpc, actension, d, fy, mu\_real\_axis)$$

**Función:** *EvaluateCostRebarFoot*

**Propósito:** Computar los costos de construcción de una opción de varillado para las secciones transversales de una zapata aislada rectangular.

**Sintaxis:**

$$cost = EvaluateCostRebarFoot(be, RebarAvailable, arrangement1, arrangement2, pu)$$

**Función:** *EvaluateCostISRFoot*

**Propósito:** Computar los costos de construcción estimados con los datos del ISR para una zapata aislada rectangular.

**Sintaxis:**

$$cost = EvaluateCostISRFoot(be, rec, act, acmin, pu)$$

**Función:** *isr\_footings*

**Propósito:** Determinar un diseño óptimo de varillado para ambas secciones transversales de una zapata aislada rectangular ante cargas biaxiales accéntricas.

**Sintaxis:**

$$[hmodif, mu\_axis, barDispositionFootings, arrangement\_bar\_footings, \dots, nbars\_footings, AcBar, bestCost\_elem, list\_ef\_footings, list\_mr\_footings] = \dots$$

$$isr\_footings(pu\_steel\_footings, h, be, le, rec, fc, fy, load\_conditions, dimCol, \dots, colsym\_asym\_isr, ductility)$$

## 12.10 Análisis-Diseño de Marcos 2D

**Función:** *DesignRCPlaneFrameBCIF*

Diseño óptimo de marcos dúctiles de concreto reforzado ante acciones sísmicas usando refuerzo asimétrico en columnas

**Propósito:** Diseñar el refuerzo de todos los elementos estructurales de un marco plano de concreto reforzado, compuesto por vigas rectangulares, columnas rectangular y zapatas aisladas rectangulares.

**Sintaxis:**

*[totalWeightStruc, wsteelColsTotal, pac\_cols\_elem, sectionRestrictions, ...  
Mp, dimensions, displacementsRightLeft, unitWeightElem, wsteelConcBeamsElem, ...  
wsteelConcColsElem, wsteelConcFootingsElem, hefootings, dimFoot, ...  
totalCostStruc, inertiaElem, wsteelStructure] = DesignRCPlaneFrameBCIF...  
(nnodes, bc, ni, nf, Edof, coordxy, puBeams, type\_elem, puCols, nbars, np, ...  
lenElem, coordBaseCols, fcElem, inertiaElem, qadm, FSfootings, nodesSupportColumns, ...  
puSteelFootings, dimensions, Eelem, fcbeams, fccols, fcfootings, fglobal, ...  
qbary, areaElem, ForcesDOFseismic, floorElem, colsSymAsymISR, ...  
conditionCracking, duct, elem\_cols, elem\_beams, recxyCols, directionData)*

## 12.11 Funciones gráficas

### 12.11.1 Refuerzo en secciones de vigas

**Función:** *beam\_reinforced\_section*

**Propósito:** Gráficar el diseño de varillado de refuerzo de la sección transversal de una viga.

**Sintaxis:**

*beam\_reinforced\_section(h, b, disposition\_rebar, barTypes1, barTypes2)*

**Función:** *MidLeftRight\_beam\_reinforced\_sections*

**Propósito:** Plotear el refuerzo de las tres secciones transversales principales de un elemento viga (izquierda, central y derecha).

**Sintaxis:**

*MidLeftRight\_beam\_reinforced\_sections(h, b, disposition\_rebarMid, ...  
disposition\_rebarLeft, disposition\_rebarRight, barTypes1Mid, barTypes2Mid, ...  
barTypes1Left, barTypes2Left, barTypes1Right, barTypes2Right)*

### 12.11.2 Diagramas de interacción y varillado de refuerzo para secciones de columnas

---

**Función:** *diagramISR*

**Propósito:** Gráicar el diagrama de interacción del ISR uniforme de una sección transversal rectangular de una columna.

**Sintaxis:**

*diagramISR(diagramInteraction, conditions)*

---

**Función:** *diagramsFinalRebarCols*

**Propósito:** Gráficar el diagrama de interacción de una sección transversal rectangular de una columna con refuerzo simétrico, así como el ploteo mismo de la sección con el refuerzo.

**Sintaxis:**

*diagramsFinalRebarCols(load\_conditions, diagrama, disposicion\_varillado, ...h, b, arregloVar)*

---

### 12.11.3 Refuerzo en zapatas aisladas

---

**Función:** *ReinforcedSectionsFooting*

**Propósito:** Plotear ambas secciones transversales de una zapata aislada rectangular.

**Sintaxis:**

*ReinforcedSectionsFooting(h, be, le, dispositionRebar1, ...  
dispositionRebar2, barTypes1B, barTypes2B, barTypes1L, barTypes2L)*

---

## 12.12 Funciones para Marcos estructurales

---

**Función:** *WeightStruc*

**Propósito:** Computar el peso de un marco plano de concreto reforzado, así como el peso de cada uno de los elementos estructurales que lo componen. Todas las unidades estan en *Kg, cm*

**Sintaxis:**

---

Diseño óptimo de marcos dúctiles de concreto reforzado ante acciones sísmicas usando refuerzo asimétrico en columnas

---

[*wsteelColsTotal*, *pacColsElem*, *wsteelConcBeams*, *wsteelConcCols*, ...  
*wsteelConcFootings*, *volbeams*, *volcols*, *vol foot*, *wsteelStruc*, *wconcStruc*, *wbeams*, ...  
*wcols*, *wfootings*, *weightStructure*] = *WeightStruc*(*elem\_cols*, *elem\_beams*, ...  
*lenElem*, *areaElem*, *areaBarbeams*, *areaBarFootings*, *hfootings*, *nbeams*, ...  
*ncols*, *steelareaCols*, *nfootings*, *dim\_zap*)

---

**Función:** *CostStruc*

**Propósito:** Computar el costo de construcción total de un marco plano de concreto reforzado, considerando solo el acero de refuerzo y los volúmenes de concreto.

**Sintaxis:**

*totalCostStruc* = *CostStruc*(*costSteelBeams*, *costSteelCols*, ...  
*costSteelFootings*, *fcbeams*, *fccols*, *fcfootings*, *vol\_beams*, ...  
*vol\_cols*, *vol\_footings*)

---

**Función:** *AdjustDimElemFrames*

**Propósito:** Ajustar las dimensiones de las secciones transversales de los elementos viga y columna de un marco plano de concreto reforzado. El ancho de las vigas deberá ser de menor o igual dimensión que el de las columnas que intersecan. Las dimensiones de las columnas superiores deberán mayores o iguales que las de las inferiores.

**Sintaxis:**

[*wsteelColsTotal*, *pacColsElem*, *wsteelConcBeams*, *wsteelConcCols*, ...  
*wsteelConcFootings*, *volbeams*, *volcols*, *vol foot*, *wsteelStruc*, *wconcStruc*, *wbeams*, ...  
*wcols*, *wfootings*, *weightStructure*] = *WeightStruc*(*elem\_cols*, *elem\_beams*, ...  
*lenElem*, *areaElem*, *areaBarbeams*, *areaBarFootings*, *hfootings*, *nbeams*, ...  
*ncols*, *steelareaCols*, *nfootings*, *dim\_zap*)

---

## 12.13 Ejemplos ilustrativos

En esta sección se demostrará a través de ejemplos ilustrativos que tan versátil puede ser CALRECOD como software educativo interactivo. Se muestran ejemplos del uso de funciones tanto de análisis como de diseño, así como del uso de funciones gráficas para auxiliar a la interpretación de resultados junto con la visualización de los mismo a través de programación visual con funciones de VISUAL CALRECOD en ANSYS SpaceClaim.

---

**Diseño óptimo de marcos dúctiles de concreto reforzado ante acciones sísmicas usando refuerzo asimétrico en columnas**



### 12.13.1 Diseños óptimos en elementos de concreto reforzado

#### Vigas

Considérese una viga de concreto reforzado de longitud igual a  $500\text{cm}$  y dimensiones de sección transversal de  $30 \times 60\text{cm}$ , hecho de un concreto  $f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$  sometido a condiciones de carga de flexión pura de  $33\text{Ton} \cdot \text{m}$ ,  $29\text{Ton} \cdot \text{m}$ ,  $31\text{Ton} \cdot \text{m}$  para las tres secciones principales de diseño (izq., centro, der.), respectivamente, con un recubrimiento de concreto lateral de  $3\text{cm}$  en lo ancho de las secciones. Se considera una alta demanda de ductilidad para las secciones. Los resultados son:

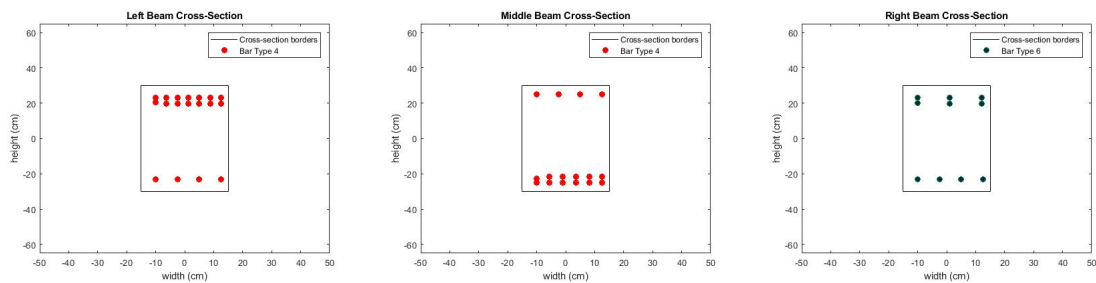


Figura 12.13.1: Diseños de las tres secciones principales de concreto reforzado en el elemento viga (izq., centro, der.), respectivamente.

#### Columnas

Considérese una sección de dimensiones  $b = 60\text{cm}$ ,  $h = 60\text{cm}$  de altura  $height = 400\text{cm}$  hecha de un concreto  $f'_c = 280 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$  sometida a condiciones de carga de flexo-compresión biaxial de  $P_u = 15\text{Ton}$ ,  $M_{u_x} = 32\text{Ton} \cdot \text{m}$ ,  $M_{u_y} = 8\text{Ton} \cdot \text{m}$  con un recubrimiento de concreto en el sentido vertical y horizontal de la sección transversal de  $4\text{cm}$ . Considérese un mecanismo de sección agrieta de ser necesario. Se requiere alta ductilidad en la sección del elemento. Los efectos de esbeltez se pueden despreciar. Los resultados son:

#### Refuerzo simétrico:

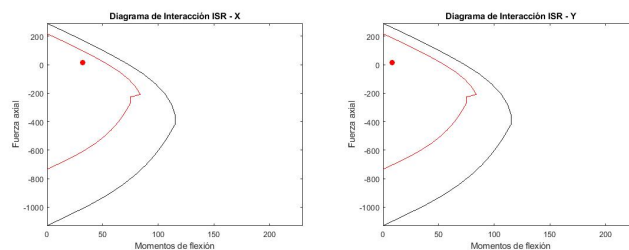


Figura 12.13.2: Diagramas de interacción de ISR óptimo para la sección columna de concreto reforzado. (Izq.) Diagrama de interacción en X, (Der.) Diagrama de interacción en Y.

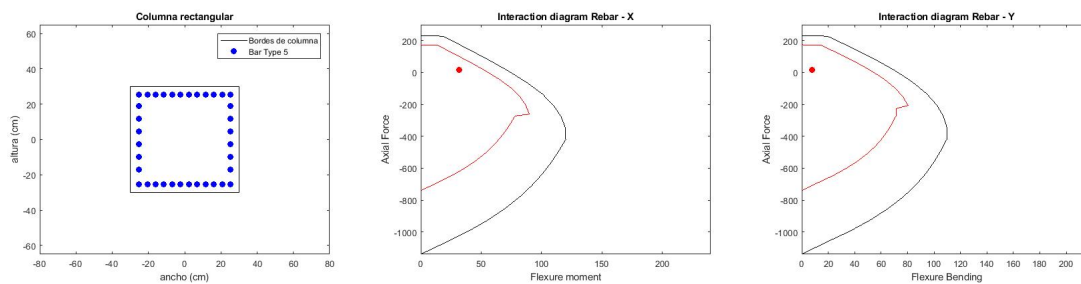


Figura 12.13.3: *Diseño óptimo de refuerzo para la sección columna. (Izq.) Varillado óptimo, (Centro) Diagrama de interacción en X, (Der.) Diagrama de interacción en Y.*

### Refuerzo asimétrico:

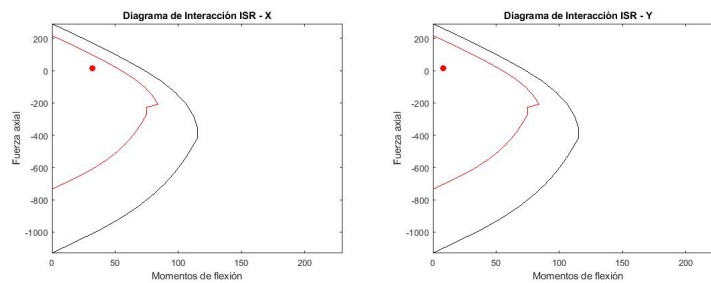


Figura 12.13.4: *Diagramas de interacción para el ISR óptimo para la sección columna. (Izq.) Diagrama de interacción en X, (Der.) Diagrama de interacción Y.*

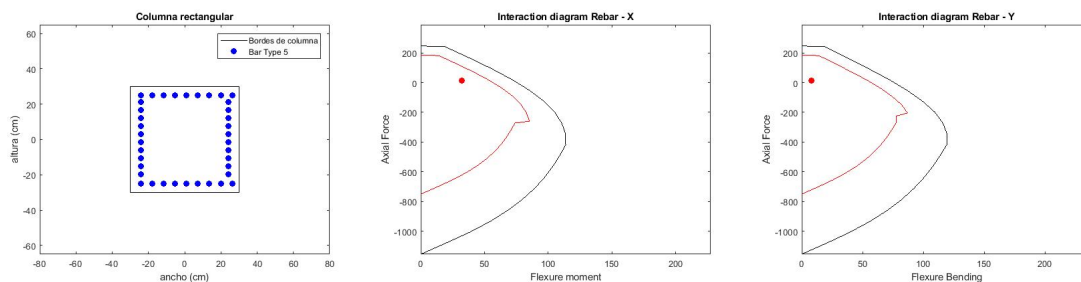


Figura 12.13.5: *Diseño óptimo de refuerzo asimétrico para la sección columna. (Izq.) Varillado óptimo con distribución asimétrica, (Centro) Diagrama de interacción en X, (Der.) Diagrama de interacción en Y.*

### Zapatas aisladas

Considérese la zapata aislada rectangular apoyada en un suelo con una capacidad de carga de  $2.5 \frac{Kg}{cm^2}$  con un Factor de Seguridad de diseño de 1.5, que soporta una columna rectangular de sección  $b = 30cm$ ,  $h = 50cm$  la cuál transmite cargas biaxiales de  $P_u = 20Ton$ ,  $M_{u_x} = 35Ton \cdot m$ ,  $M_{u_y} = 24Ton \cdot m$ . La zapata esta hecha de un concreto  $f'_c = 300 \frac{Kg}{cm^2}$ , con

un recubrimiento en ambas direcciones de refuerzo de  $5\text{cm}$ . Se requiere un comportamiento altamente dúctil en las secciones transversales de la zapata. Los resultados son:

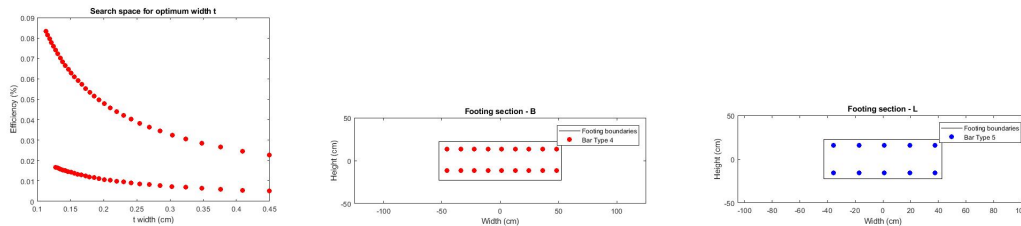


Figura 12.13.6: *Diseño óptimo de refuerzo para las secciones transversales de la zapata aislada. (Izq.) Convergencia al óptimo ISR para ambas secciones transversales con el uso del método de Gradiente Descendiente, (Centro) refuerzo óptimo en la sección transversal de longitud L, (Der.) refuerzo óptimo en la sección transversal de longitud B.*

### 12.13.2 Análisis-Diseño de marcos de CR y visualización detallada en Visual CALRECOD

Considérese el marco plano con la topología mostrada en la **Fig. 12.13.7 (Izq.)**, hecho enteramente de un concreto  $f'_c = 300 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$  para todos sus elementos (incluidos las zapatas aisladas). Se apoya sobre un suelo con capacidad de carga de  $q_{adm} = 2.5 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$  considerando un factor de seguridad de  $FS = 2.0$  para el diseño de las zapatas.

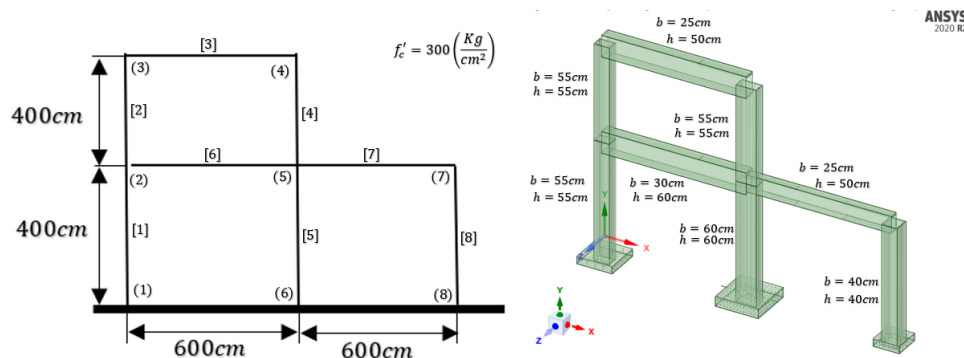


Figura 12.13.7: *(Izq.) Topología estructural del marco, (Der.) Dimensiones de las secciones transversales de sus elementos viga y columna.*

El *método del Péndulo Invertido* es usado para la computación de las fuerzas laterales equivalentes de cortante basal con una aceleración del terreno de  $200 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$ . Las dimensiones iniciales se muestran en la **Fig. 12.13.7 (Der.)** y permanen iguales durante el diseño de refuerzo considerando una distribución asimétrica en las columnas. Los resultados de detalle de refuerzo con VISUAL-CALRECOD en ANSYS-SC son **Fig. 12.13.8**:

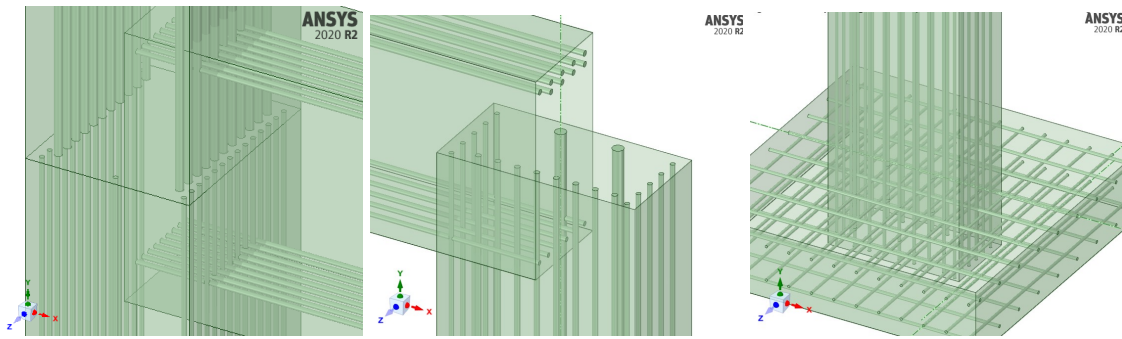


Figura 12.13.8: (Izq.) *Detallado de refuerzo de la unión en el nodo (2)*, (Centro) *Detallado de refuerzo en la unión del nodo (7)*, (Der.) *Detallado de refuerzo en la unión del nodo (6)*.

## 12.14 Discusión de resultados y observaciones

Los resultados que se obtienen con el uso de las funciones CALRECOD con MatLab, tanto gráficas como numéricas son de excelente calidad y pueden servir como excelente base de aprendizaje de mecánica estructural y diseño de estructuras de concreto reforzado. Los estudiantes y usuarios en general pueden aparte de tener una base sólida de comparación con los diseños óptimos que se obtienen, explorar diversas configuraciones de refuerzo y aplicar criterios propios para elaborar diseños más eficientes, es decir, podrían incluso aportar ideas nuevas para la expansión de CALRECOD una vez que dominen su interfaz y mejorar las funciones que ofrece, lo cual es uno de los principales objetivos de CALRECOD.

### 12.14.1 Comentarios y recomendaciones

Con el complemento de las funciones CAD de VISUAL CALRECOD junto con las funciones gráficas de CALRECOD en MatLab se pueden elaborar memorias de cálculo muy rápidamente, así como la elaboración de planos de construcción de detalle, lo que podría resultar de grandes beneficios para los estudiantes y académicos en los cursos de diseño de concreto reforzado a nivel educación superior; más temas y tópicos se podrían abarcar en comparación con las prácticas comunes de enseñanza y aprendizaje, de esta manera, se podría considerar la elaboración de proyectos más completos como trabajos finales para estos cursos en donde se adopte CALRECOD.

En relación con el uso de paquetes de software comercial como herramientas de apoyo para la enseñanza de temas de diseño de estructuras de concreto reforzado como podría ser Sap 2000, RAM8elements, entre otros, CALRECOD ofrece una plataforma mucho más versátil y dinámica, en la que el contenido de las funciones y cálculos que se ejecutan pueden ser consultados, visualizados e incluso ligeramente modificados (haciéndolo cuidadosamente) por los usuarios, lo cual potencializa el alcance de los cursos de estos temas de estructuras de concreto reforzado, por tanto, requiriéndose incluso ajustar los programas de enseñanza y

aprendizaje de los mismos con nuevas estrategias y contenidos cuando se adopte CALRECOD. En el diagrama de flujo de la **Fig. 12.14.1** se muestra precisamente una propuesta de la adopción de un nuevo esquema de trabajo a nivel educación superior para cursos en que se adopte CALRECOD.

Como se puede apreciar en el diagrama de flujo, la parte teórica y la parte de cálculos manuales de diseño siguen estando presentes, aunque solo en las etapas más tempranas de introducción a cada tema o tópico, a partir de ese punto en adelante tomaría lugar las prácticas de Laboratorio de Cómputo, en dónde los estudiantes pueden más que estudiar las funciones que ofrece CALRECOD hacer las suyas propias apoyándose del contenido mismo que ofrece CALRECOD, de esta forma comenzando a contruir su propia plataforma para tener mejores bases de comparación en sus trabajos con resultados más eficientes; en esta etapa es donde las ventajas de CALRECOD de generar resultados óptimos tiene lugar, de manera que los estudiantes pueden potencializar y maximizar el desarrollo de sus habilidades no sólo de cómputo, programación y modelado sino de resolución de problemas.

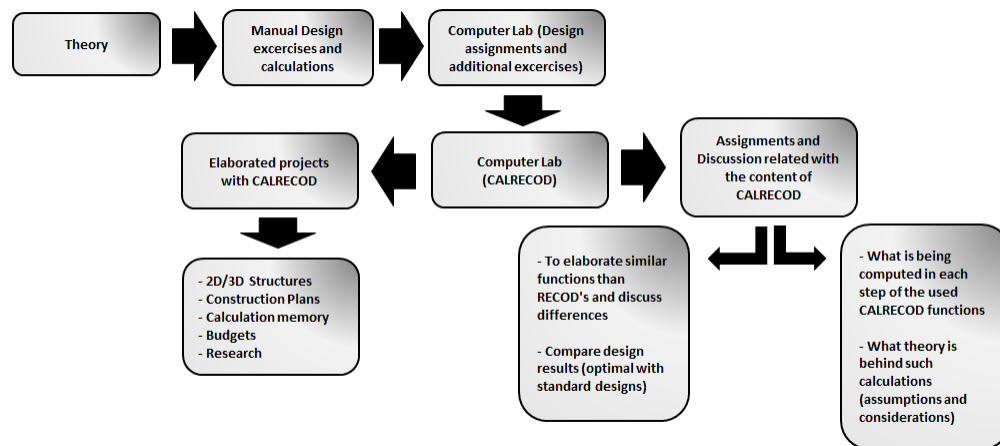


Figura 12.14.1: *Propuesta de nuevo programa de trabajo para los cursos de diseño de concreto reforzado.*

## 12.15 Conclusiones

A través de este trabajo se ha demostrado que la integración de esta herramienta computacional y tecnológica CALRECOD para los cursos de diseño de estructuras de concreto reforzado en educación superior tiene grandes ventajas y beneficios, tanto para academia, como en la industria. De manera de resumen se enlistan tales ventajas y beneficios que se podrían obtener con el uso de CALRECOD:

1. Los estudiantes son estimulados con nuevas ideas a través de las funciones que ofrece el CALRECOD en una nueva plataforma y ambiente de trabajo más dinámico, que induce más que aprendizaje de técnicas, el desarrollo de investigación
2. Los estudiantes potencializan la comprensión y entendimiento de aspectos de modelado y programación, así como los meros aspectos numéricos relacionados, sin mayores riesgos de confusión en los procesos más básicos
3. Los estudiantes potencializan su desarrollo de aprendizaje para modelar problemas complejos en formas simples, adquiriendo un mayor volumen de habilidades de resolución de problemas

En cuanto al impacto de CALRECOD, se ha demostrado que su uso por parte de los estudiantes potencializa el desarrollo de las habilidades más requeridas por la industria STEM, no solo por la estrategia de CALRECOD de implementar procesos de diseño óptimo en sus funcionalidades sino por el mismo entorno de trabajo que envuelve el desarrollo de habilidades de modelado computacional y programación.

En esta era de información y tecnología, es tiempo de que los educadores comiencen a implementar las mejores herramientas computacionales para apoyo en la enseñanza y aprendizaje, preparando a los estudiantes de la mejor manera para los ambientes de trabajo en la industria y en la investigación (especialmente en las áreas STEM) en donde se verán inmersos.



## Apéndice 2: Aportes a CALFEM

En este capítulo se expone el desarrollo e implementación de algunas funciones de cálculo numérico estructural en MatLab que surgieron como parte de este proyecto, como el método de Pushover para análisis estáticos no-lineales. Dichas funciones representan una excelente opción para ser implementadas en cursos de educación superior relacionados con los temas a través de su integración a paquetes computacionales ya existentes como lo son CALFEM (ver **Sección 6.7.5**). Estas funciones fueron desarrolladas en este proyecto debido a que ni la librería CALFEM ni otras librerías similares disponibles como MAT-FEM<sup>5</sup> del CIMNE (*Centro de Investigación de Métodos Numéricos de Ingeniería* de la UPC) las tenían integradas en su paquete.

La estructura de las funciones fue desarrollada de modo que resultara de fácil uso y manejo. Como ha sido recomendado por algunos autores (ver [**Matti et al., 2000**]), para que una función o programa computacional de apoyo para la enseñanza sea pedagógicamente efectivo este debe ser escrito de tal manera que todas las subrutinas relacionadas con el método en cuestión estén presentes, facilitando de esta manera que el estudiante sea capaz de ensamblar todas las funciones y operaciones para cualquier cálculo sin la necesidad de gran esfuerzo o habilidades de programación. Bajo este paradigma se optimiza la eficiencia-tiempo del espacio y ambiente de aprendizaje y se minimizan riesgos de que el estudiante pierda la noción de lo que se está computando, y pueda de la misma forma conectar mejor la interpretación física junto con la estrategia de solución misma de cualquier problema en cuestión y su tratamiento numérico.

---

<sup>5</sup><https://www.cimne.com/mat-fem/default.asp>

Para cada función se presentan ejemplos ilustrativos de su uso y aplicación, en los que se expone de manera detallada como insertar cada uno de los argumentos de entrada de la función y la interpretación de los resultados producto de sus argumentos de salida, tanto numéricos como gráficos.

## 12.16 Análisis Estático No-Lineal Pushover

**Función:** ElastoPlasticPushoverPlaneFrames

**Propósito:** Cómputar un análisis estático no-lineal Pushover de un marco plano.

**Sintaxis:**

$[incfac, pdrift\_DI, drift\_DI, def\_based\_DI, maxDisplacement] = \dots$   
*ElastoPlasticPushoverPlaneFrames*(*qbar\_y, a, Mp, nbars, nnodes, ...*  
*e, inertia, coordxy, ni, nf, len, co, se, Edof, support, edof, ndof, ...*  
*rxbar, rybar, mbar, seismic\_forces, h\_floor, dof\_forces, dof\_disp*)

**Descripción:**

Variables de entrada:

- *a* vector que contiene el área transversal de todos los elementos: tamaño = [*nbars*, 1]
- *Mp* Momentos de plastificación para cada uno de los miembros:  $Mp = [M_{pi}, M_{pj}]$  (i) nodo inicial, (j) nodo final: tamaño = [*nbars*, 2]
- *rxbar* Fuerzas de reacción horizontales debido a cargas externas uniformemente distribuidas: [*bar*, *Fxi*, *Fxj*, tamaño = [*nbars*, 3]
- *rybar* Fuerzas de reacción verticales debido a cargas externas uniformemente distribuidas; [*bar*, *Fyi*, *Fyj*, tamaño = [*nbars*, 3] (ver **Fig. 12.16.1**)
- *mbar* Momentos de reacción debido a cargas externas uniformemente distribuidas; [*bar*, *mi*, *mj*], tamaño = [*nbars*, 3] (ver **Fig. 12.16.1**)
- *e* Módulo de Elasticidad para cada elemento, vector de tamaño = [*nbars*, 1]
- *inertia* in-plane momento de inercia para cada una de las secciones de cada elemento, vector de tamaño = [*nbars*, 1]
- *coordxy* coordenadas de todos los nodos, arreglo: [*coordx*, *coordy*], tamaño = [*nnodes*, 2]
- *ni* lista de nodos iniciales de cada elemento en orden establecido, tamaño = [*nbars*, 1]
- *nf* lista de nodos finales de cada elemento en orden establecido, tamaño = [*nbars*, 1]
- *len* longitudes de cada elemento: vector de tamaño = [*nbar*, 1]
- *co* dirección coseno para cada barra: tamaño = [*nbar*, 1]
- *se* dirección seno de cada barra: tamaño = [*nbar*, 1]



- *Edof* Grados de Libertad para cada barra acorde a la orientación de sus nodos: tamaño =  $[nbar, 7]$
- *qbary* cargas verticales distribuidas para cada barr:  $[bar, load]$ , tamaño =  $[nbars, 2]$  (ver **Fig. 12.16.1**)
- *support* tipo de soporte o conexión en los extremos de cada barra. Opciones: "Art" or "Fixed", tamaño =  $[nbar, 2]$
- *edof* Grados de Libertad no-restringidos
- *ndof* número de GDL no restringidos
- *seismic\_forces* fuerzas laterales sísmicas equivalentes por piso: tamaño =  $[nfloors, 1]$ : en orden ascendente (la fuerza del piso más bajo va primero)
- *hfloor* Altura de cada piso, del más bajo al más alto: tamaño =  $[nfloors, 1]$
- *dof\_forces* GDL en los cuáles se aplican las fuerzas laterales (de abajo hacia arriba)
- *dof\_disp* GDL en los que se aplican las fuerzas en el sistema reducido de referencia (edof)

VARIABLES DE SALIDA:

- *incfac* factor incremental final de carga al colapso: Collapse Safety Factor (CSF)
- *pdrift\_DI* Índice de Daño plástico de piso, en orden ascendente (el DI del piso más bajo va primero) tamaño =  $[nfloors, 1]$
- *drift\_DI* Índice de Daño elástico de piso, en orden ascendente (el DI del piso más bajo va primero) tamaño =  $[nfloors, 1]$
- *def\_based\_DI* Índice de Daño basado en deformaciones, en orden ascendente (el DI del piso más bajo va primero) tamaño =  $[nfloors, 1]$
- *maxDisplacement* Desplazamiento máximo absoluto lateral por piso, en orden ascendente (el desplazamiento del primer piso va primero) tamaño =  $[nfloors, 1]$

**Algoritmo:** el proceso de análisis del método Pushover se puede consultar en la **Sección 6** en pseudo-código, así como la teoría de base para la creación de este programa.

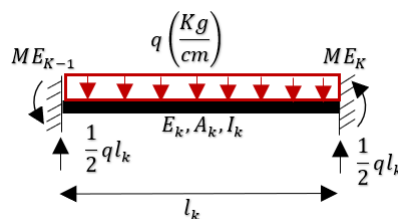


Figura 12.16.1: Mecanismo de reacciones debido a carga distribuida uniforme en una viga

## 12.16.1 Ejemplos ilustrativos de aplicación

### Ejemplo 1:

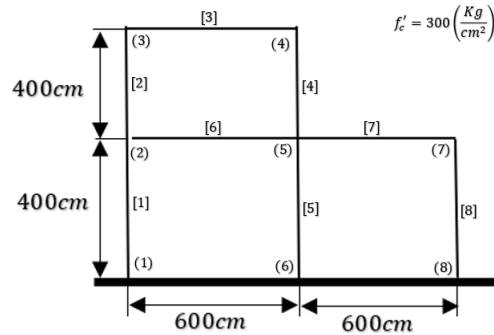


Figura 12.16.2: Modelo estructural 1 como ejemplo de aplicación del programa.

### Implementación en código:

La definición de la conexión de los elementos (topología) se establece con el arreglo **Edof** y las coordenadas nodales con **coordxy**:

```
%coordinates of each node for each bar
coordxy=[0,-100;0,400;0,800;600,800;
         600,400;600,-100;1200,400;1200,-100];

nnodes=length(coordxy(:,1));

ni=[1;2;3;4;5;2;5;7];
nf=[2;3;4;5;6;5;7;8];
nbars=length(ni);

Edof=zeros(nbars,7);
for i=1:nbars
    Edof(i,1)=i;
    Edof(i,2)=ni(i)*3-2;
    Edof(i,3)=ni(i)*3-1;
    Edof(i,4)=ni(i)*3;

    Edof(i,5)=nf(i)*3-2;
    Edof(i,6)=nf(i)*3-1;
    Edof(i,7)=nf(i)*3;
end
```

Las propiedades de los materiales y geometría de las secciones transversales se insertan como:

---

```
e=zeros(nbars,1);
for i=1:nbars
    e(i)=14000*sqrt(300);
end

% dimensions = [b,h];
dimensions=[40 40;40 40;30 60;40 40;50 50;30 60;30 50;30 30];

a=zeros(nbars,1);
for i=1:nbars
    a(i)=dimensions(i,1)*dimensions(i,2);
end

inertia=zeros(nbars,1);
for i=1:nbars
    inertia(i)=1/12*dimensions(i,1)*dimensions(i,2)^3;
end
```

---

Las condiciones de frontera se establecen con **bc** para GDL prescritos y con **edof** se definen los GDL no-prescritos:

---

```
% prescribed boudnary conditions
bc=[1 0;2 0;3 0;16 0;17 0;18 0;22 0;23 0;24 0];

% habilitated nodes
[ndof,edof]=nonRestrCDoF(nnodes,bc);
```

---

Es necesario inicializar las condiciones de soporte y conexiones en los extremos de cada elemento con el arreglo **supports** el cual se modificará a lo largo del proceso de análisis conforme las formaciones plásticas vayan apareciendo en los extremos de cada elemento:

---

```
supports=[1 "Fixed" "Fixed";
          2 "Fixed" "Fixed";
          3 "Fixed" "Fixed";
          4 "Fixed" "Fixed";
          5 "Fixed" "Fixed";
          6 "Fixed" "Fixed";
          7 "Fixed" "Fixed";
          8 "Fixed" "Fixed"];
```

---

Las cargas distribuidas en los elementos se establecen con el arreglo **qbary**, a partir del cual se generan los vectores de fuerzas equivalentes **rybar,rxbar,mbar** Fig. 12.16.1. Este vector equivalente de fuerzas se modifica a lo largo del proceso de análisis conforme las formaciones plásticas van apareciendo.

---

```
qbary=[1 0;2 0;3 -100;4 0;5 0;6 -100;7 -100;8 0];

rxbar=zeros(nbars,3);
rybar=zeros(nbars,3);
mbar=zeros(nbars,3);
for i=1:nbars
    rybar(i,2)=qbary(i,2)*l(i)*0.5;
    rybar(i,3)=qbary(i,2)*l(i)*0.5;

    mbar(i,2)=qbary(i,2)*l(i)^2/12;
    mbar(i,3)=-qbary(i,2)*l(i)^2/12;
end
```

---

Es requerido definir los momentos de plastificación en ambos extremos de cada elemento. Esto se hace con el arreglo **Mp**. Las fuerzas laterales en cada piso (o cortantes basales) se definen con el vector *seismic\_forces*:

---

```
Mp=[7680000 7680000;
    6490000 6490000;
    8363000 8976940;
    5490000 5490000;
    8680000 8680000;
    9363000 9976940;
    7363000 7976940;
    5490000 5490000]; %Kg-cm

seismic_forces=[1500; % upper floor
                2000]; % lower floor
```

---

La función de análisis Pushover deberá integrarse para el análisis de las fuerzas en ambas direcciones (derecha e izquierda) como se indica a continuación:

---

```
%%% IN POSITIVE DIRECTION OF FORCES_____
%_____
dof_seismic_forces=[4 7];
dof_disp=[1 4];
```

---

```
hfloor=[400; 400];
```

```
[lambda_der,pdrift_DI_der,drift_DI_der,def_based_damage_index_der,...
max_disp_der]=ElastoPlasticPushoverPlaneFrames(qbary,a,Mp,nbars,...
nnodes,e,inertia,coordxy,ni,nf,l,c,s,Edof,supports,edof,ndof,rxbar,...
rybar,mbar,seismic_forces,hfloor,dof_seismic_forces,dof_disp);
```

```
%%% IN NEGATIVE DIRECTION OF FORCES _____
%
```

```
seismic_forces=-seismic_forces;
```

```
[lambda_izq,pdrift_DI_izq,drift_DI_izq,def_based_damage_index_izq,...
max_disp_izq]=ElastoPlasticPushoverPlaneFrames(qbary,a,Mp,nbars,...
nnodes,e,inertia,coordxy,ni,nf,l,c,s,Edof,supports,edof,ndof,rxbar,...
rybar,mbar,seismic_forces,hfloor,dof_seismic_forces,dof_disp);
```

Los factores incrementales finales al colapso (CSF) y los índices de daño promedio se calculan a partir del output de la función como:

```
% Critical CSF:
FS=min([lambda_der, lambda_izq])
% Plastic inter-story drift DI:
pdriftDI=max([sum(pdrift_DI_der),sum(pdrift_DI_izq)]/nfloors)
% Inter-story drift DI:
driftDI=max([sum(drift_DI_der),sum(drift_DI_izq)]/nfloors)
% Deformation based DI:
dbDI=max([sum(def_based_di_der),sum(def_based_di_izq)]/nfloors)
```

## Resultados:

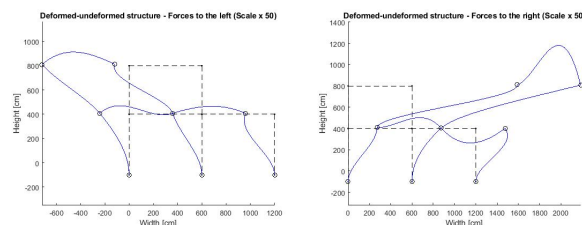


Figura 12.16.3: Results obtained from the Pushover analysis for the structural frame 01. (Left) Deformed structure before collapse state due to lateral forces to the left, (Right) Deformed structure before collapse state due to lateral forces to the right.

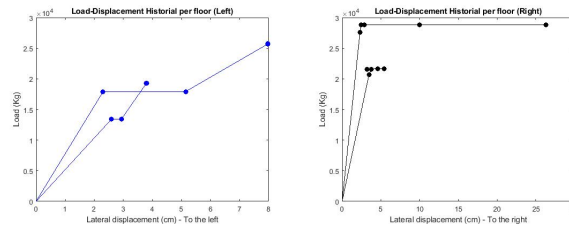


Figura 12.16.4: *Results obtained from the Pushover analysis for the structural frame 01. (Left) P- $\Delta$  of floor 1 and 2 in the left direction of forces, (Right) P- $\Delta$  of floor 1 and 2 in the right direction of forces.*

El factor de incremento crítico al colapso (CSF) es el menor de [12.88, 14.43] el cual resulta de 12.88. Los índices de daño finales se calculan como un promedio de los resultantes de cada piso, para este caso resultaron:  $DI_{p,drift} = 0.86$ ,  $DI_{drift} = 1.47$ ,  $DI_{db} = 1.0$ , para los que les corresponde un estado de daño Moderado Irreparable de acuerdo a la **Tabla 6.5.1** and **Tabla 6.5.2**.

### Ejemplo 2:

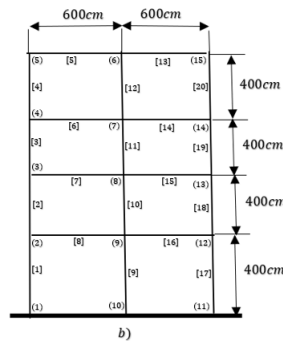


Figura 12.16.5: *Modelo estructural 2 como ejemplo de aplicación del programa.*

### Implementación en código:

Se hace de manera análoga al ejemplo 01.

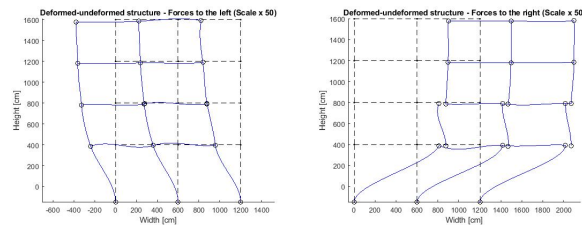
**Resultados:**

Figura 12.16.6: Results obtained from the Pushover analysis for the structural frame 02. (Left) Deformed structure before collapse state due to lateral forces to the left, (Right) Deformed structure before collapse state due to lateral forces to the right.

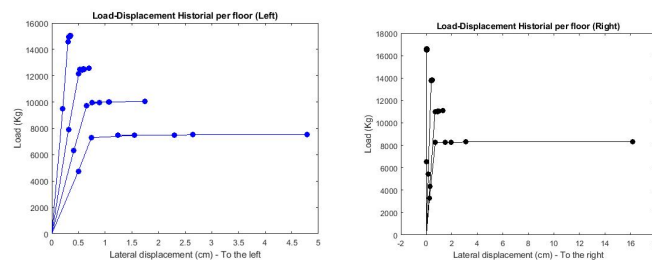


Figura 12.16.7: Results obtained from the Pushover analysis for the structural frame 02. (Left)  $P-\Delta$  of floor 1 and 2 in the left direction of forces, (Right)  $P-\Delta$  of floor 1 and 2 in the right direction of forces.

El factor de incremento crítico al colapso (CSF) es el menor de  $[5.55, 5.03]$  el cual resulta de 5.03. Los índices de daño finales se calculan como un promedio de los resultantes de cada piso, para este caso resultaron:  $DI_{p,drift} = 0.3848$ ,  $DI_{drift} = 0.4739$ ,  $DI_{db} = 1.0$ , para los que les corresponde un estado de daño Menor Irreparable de acuerdo a la **Tabla 6.5.1** and **Tabla 6.5.2**.

### 12.16.2 MatLab functions

Para mayor referencia de las funciones desarrolladas en MatLab, ver (Verduzco, 2022).







## Apéndice 3: Visual CALRECOD

ANSYS SpaceClaim, proporciona un entorno interáctivo y dinámico para la creación y visualización de todo tipo de objetos o estructuras, ya sea a través de su interfaz gráfica o mediante programación visual en script con Python, usando IronPython. Todas las funciones que se puedan ejecutar mediante la interfaz gráfica de usuario se pueden expresar como comandos de programación en lenguaje Python, de esta manera se generan enormes ventajas para la automatización de tareas repetitivas o diseño y visualización paramétrico.

Al igual que en MatLab se pueden crear funciones usando el syntax común del lenguaje Python para la creación de librerías (ó módulos). Para este trabajo, se creó la librería **Visual-CALRECOD** que contiene funciones para la visualización de cualquier diseño que se haya hecho previamente con la **CALRECOD** toolbox en MatLab, usando las funciones de exportar resultados. Estas funciones por el momento solo aplican para Marcos 2D que esten compuestos de elementos tipos viga de sección rectangular sólida, columnas de sección rectangular sólida y zapatas rectangulares aisladas, mismas que se visualizan en 3D en el espacio de trabajo de SpaceClaim con su refuerzo longitudinal respectivo para cada elemento. Estas funciones se usaron precisamente para la visualización de los diseños óptimos de marcos estructurales resultantes de las experimentaciones y surgieron a partir de este objetivo, el de apreciar mejor la calidad de los mismos resultados en cuanto a dimensiones de los elementos y la distribución del refuerzo longitudinal de los mismos **Fig. 12.16.8**.

Con las funciones adicionales que ofrece el entorno de ANSYS SpaceClaim resultaba bastante ventajosa la apreciación de los diseños resultantes, en especial en las uniones de los

---

**Diseño óptimo de marcos dúctiles de concreto reforzado ante acciones sísmicas usando refuerzo asimétrico en columnas**

elementos, en donde se pueden crear cortes, por ejemplo, en cualquier sección de cualquier elemento creando planos en *modo sección* con las *tareas de boceto* **Fig. 12.16.9**. Esto resultó de gran ayuda para las experimentaciones referente a la investigación sobre criterios de empalmes y traslapes libres de choques para uniones viga-viga y columna-columna (ver **Sección 10.2**) en donde podía verificar la calidad de cada criterio establecido y comparar mejor los diseños que se obtenían con una experimentación y otra.

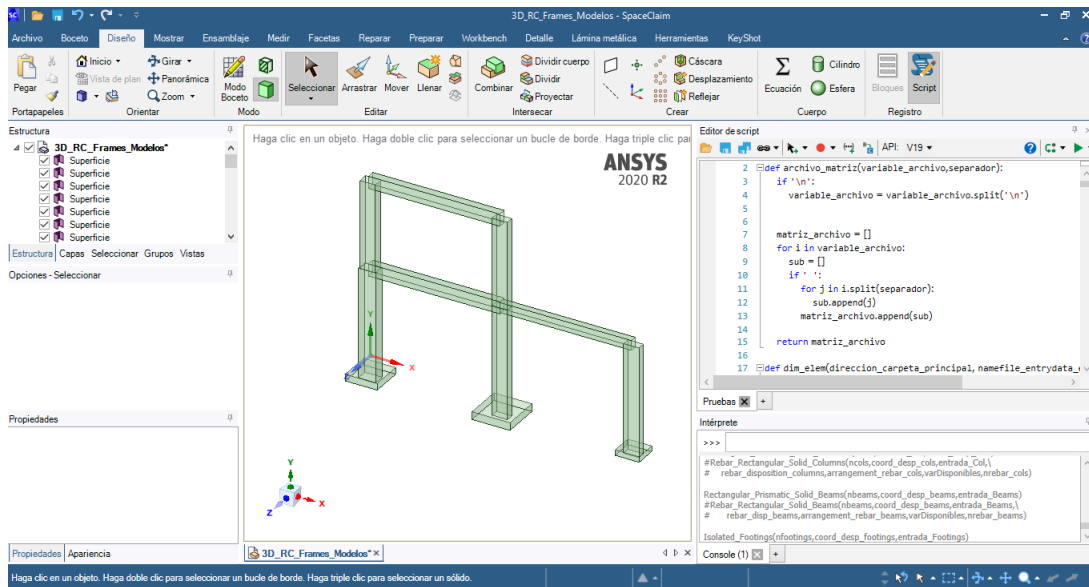


Figura 12.16.8: Visualización de un marco estructural óptimo resultante de experimentaciones mediante programación visual con Python en ANSYS SpaceClaim.

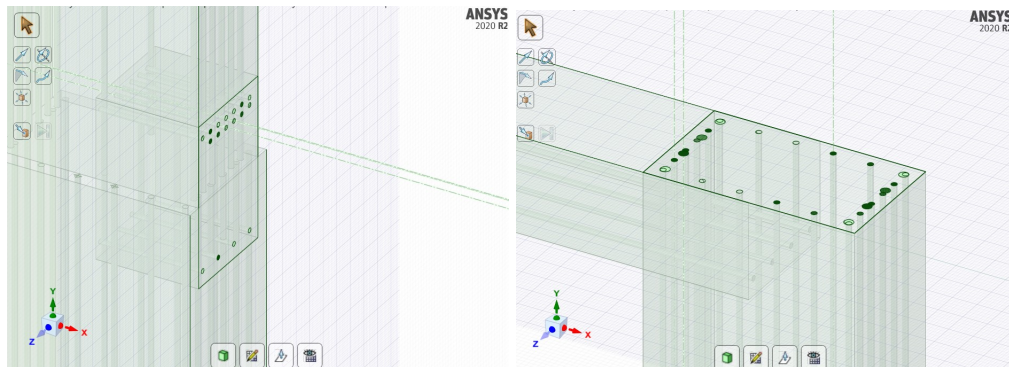


Figura 12.16.9: Visualización de detalles de refuerzo de diseños óptimos en ANSYS SpaceClaim.

## 12.17 Funciones

A continuación se enlistan las funciones que componen a la librería **Visual-RECOD** y la descripción general de cada una.

### 12.17.1 Funciones generales

---

**Función:** *archivo\_matriz*

**Propósito:** Transformar el contenido de un archivo .txt abierto a un arreglo matricial numérico.

**Sintaxis:**

*archivo\_matriz(variable\_archivo,separador) :*

**Descripción:**

Variables de salida:

- *matriz\_archivo*: arreglo matricial resultante de la lectura de un archivo de texto

Variables de entrada :

- *variable\_archivo* es el archivo abierto de lectura con la función *open(dirCarpeta\_rec).read()*
- *separador* es el formato de separación de texto en los archivos .txt (para este caso un espacio ' ')

---

**Función:** *design\_data\_reading*

**Propósito:** Leer un archivo .txt e importarlo como arreglo numérico matricial.

**Sintaxis:**

*design\_data\_reading(direccion\_carpeta\_principal,name\_file,separador) :*

**Descripción:**

Variables de salida:

- *design\_data* arreglo numérico resultante de la lectura del archivo .txt

Variables de entrada:

- *direccion\_carpeta\_principal* ruta de ubicación del archivo .txt en disco
- *name\_file* es el nombre del archivo con terminación .txt
- *separador* es el formato de separación de texto del archivo .txt (para este caso un espacio en blanco ' ')

---

**Función:** *dim\_elem*

**Propósito:** Leer un archivo .txt con contenido de dimensiones de la sección del elemento estructural (sea que se trate de viga, columna o zapata) con su formato de datos respectivo.

**Sintaxis:**

*dim\_elem(direccion\_carpeta\_principal, namefile\_entrydata\_elem, separador) :*

**Descripción:**

Variables de salida:

- *nelem* arregñp numérico que contiene el número de elementos en cuestión
- *entry\_elem* es el arreglo matricial que contiene los datos del archivo .txt file para ser transformados a objetos para su visualización (dimensiones, recubrimiento, etc.)

Para elementos viga, los datos en el archivo .txt se disponen en el siguiente formato:  
 $[b, h, span - length, sup - left - cover, inf - left - cover, sup - mid - cover, inf - mid - cover, sup - right - cover, inf - right - cover]$

Para elementos columna, los datos en el archivo .txt deberán disponerse en el siguiente formato:

$[b, h, length, height - cover, width - cover]$

Para elementos zapata, los datos deberán disponerse en el archivo .txt con el siguiente formato:

$[B, L, h, height - cover]$

Input variables:

- *direccion\_carpeta\_principal* es la ruta de ubicación del archivo .txt en disco
- *namefile\_entrydata\_elem* es el nombre del archivo .txt
- *separador* es el formato de separación del texto (en este caso un espacio en blanco ' ')

## 12.17.2 Funciones para Vigas

**Función:** *Rectangular\_Prismatic\_Solid\_Beams*

**Propósito:** Computar la visualización de vigas de sección rectangular sólida en el espacio 3D (el eje X es el eje longitudinal de las vigas).

**Sintaxis:**

*Rectangular\_Prismatic\_Solid\_Beams(nbeams, coord\_desp\_beams, entrada\_Beams)*

**Diseño óptimo de marcos dúctiles de concreto reforzado ante acciones sísmicas usando refuerzo asimétrico en columnas**

**Descripción:**

VARIABLES DE ENTRADA:

- *nbeams*, *entrada\_Beams* son el resultado de usar la función *dim\_elem*
- *coord\_desp\_beams* son las coordenadas de la base del eje direccional para cada elemento viga, como resultado de usar la función *design\_data\_reading*

**Función:** *Rebar\_Rectangular\_Solid\_Beams*

**Propósito:** Computar la visualización del acero de barras prismáticas de refuerzo longitudinal en elementos vigas de sección rectangular (el eje X es el eje longitudinal).

**Syntax:**

*Rebar\_Rectangular\_Solid\_Beams*(*nbeams*, *coord\_desp\_beams*, *entrada\_Beams*, ...  
*rebar\_disp\_beams*, *arrangement\_rebar\_beams*, *varDisponibles*, *nrebar\_beams*)

**Description:**

Input variables:

- *nbeams*, *entrada\_Beams* es el resultado de usar la función *dim\_elem*
- *coord\_desp\_beams* son las coordenadas de la base del eje direccional de cada elemento viga, como resultado de usar la función *design\_data\_reading*
- *rebar\_disp\_beams* son las coordenadas locales (X,Y) de la posición de cada barra de refuerzo en cada una de las secciones rectangulares de la viga
- *arrangement\_rebar\_beams* es la lista de tipo de varillado 1 – 7 de cada una de las barras de refuerzo de cada una de las secciones trasnversales del elemento viga, en el orden establecido
- *varDisponibles* es la base de datos de las barras de refuerzo comerciales disponibles (7 por default). Cada elemento del vector corresponde al diámetro de la varilla correspondiente del 1 – 7
- *nrebar\_beams* es un arreglo vectorial de *nbeams* renglones y seis columnas (a cada una de las tres secciones le corresponden dos columnas) en el orden establecido

**12.17.3 Funciones para Columnas**

**Función:** *Rectangular\_Prismatic\_Solid\_Columns*

**Propósito:** Computar la visualización de columnas prismáticas de sección rectangular sólida en el espacio 3D. El eje Y es el eje de dirección vertical de cada columna.

**Sintaxis:**

*Rectangular\_Prismatic\_Solid\_Columns(ncols, entrada\_Col, coord\_desp\_cols)*

**Descripción:**

Variables de entrada:

- *ncols, entrada\_Col* son el resultado de usar la función *dim\_elem*
  - *coord\_desp\_cols* son las coordenadas de la base del eje direccional de cada elemento, como resultado de usar la función *design\_data\_reading*
- 

**Función:** *Rebar\_Rectangular\_Solid\_Columns*

**Propósito:** Computar la visualización de barras prismáticas de refuerzo longitudinal en columnas de sección rectangular sólida.

**Sintaxis:**

*Rebar\_Rectangular\_Solid\_Columns(ncols, coord\_desp\_cols, entrada\_Col, ...  
rebar\_disposition\_columns, arrangement\_rebar\_cols, varDisponibles, nrebar\_cols)*

**Descripción:**

Variables de entrada:

- *ncols, entrada\_Col* son el resultado de usar la función *dim\_elem*
  - *coord\_desp\_cols* son las coordenadas de la base del eje direccional, como resultado de usar la función *design\_data\_reading*
  - *rebar\_disposition\_columns* son las coordenadas locales (X,Y) de posición de las varillas longitudinales en cada una de las secciones de las columnas
  - *arrangement\_rebar\_cols* es la lista del tipo de varillais para cada barra de refuerzo en cada una de las secciones de cada columna
  - *varDisponibles* es la base de datos de las barras de refuerzo comerciales disponibles (7 por default). Cada elemento del vector corresponde al diámetro de la varilla correspondiente del 1 – 7
  - *nrebar\_cols* es el arreglo vectorial de tamaño *ncols* que contiene el número de varillas para cada columna
-

### 12.17.4 Funciones para Zapatas aisladas

**Funciónn:** *Isolated\_Footings*

**Propósito:** Computar la visualización de zapatas aisladas rectangulares en el espacio 3D. El eje Y es la dirección vertical.

**Sintáxis:**

*Isolated\_Footings(nfootings, coord\_desp\_footings, entrada\_Footings)*

**Descripción:**

Variables de entrada:

- *nfootings, entrada\_Footings* son el resultado de usar la función *dim\_elem*
- *coord\_desp\_footings* son las coordenadas de la base de cada zapata, como resultado de usar la función *design\_data\_reading*

---

**Function:** *Rebar\_Rectangular\_Isolated\_Footings*

**Propósito:** Computar la visualización de barras prismáticas de refuerzo longitudinal para elementos zapata aislada en cada una de sus direcciones transversales (eje X y eje Z).

**Sintáxis:**

*Rebar\_Rectangular\_Isolated\_Footings(nfootings, coord\_desp\_footings, entrada\_Footings, ... rebar\_disp\_footings, arrangement\_rebar\_footings, varDisponibles, nrebar\_footings)*

**Descripción:**

Variables de entrada:

- *nfootings, entrada\_Footings* son el resultado de usar la función *dim\_elem*
- *coord\_desp\_footings* son las coordenadas de ubicación del eje centroidal de la base de cada zapata, como resultado de usar la función *design\_data\_reading*
- *rebar\_disp\_footings* son las coordenadas locales (X,Y) de la ubicación de cada barra longitudinal en cada una de las secciones transversales de cada zapata
- *arrangement\_rebar\_footings* es la lista del tipo de varillais para cada barra de refuerzo en cada una de las secciones de cada zapata
- *varDisponibles* es la base de datos de las barras de refuerzo comerciales disponibles (7 por default). Cada elemento del vector corresponde al diámetro de la varilla correspondiente del 1 – 7

- *nrebar\_footings* arreglo de tamaño [*nfootings*, 1]. Contiene el número de varillas para cada zapata
-





# Parte 5: Bibliografía y referencias



## Bibliografía

- [ABET, 2014] ABET, (2014) Criteria for Accrediting Engineering Programs, Retrieved from Baltimore, MD. Available: [http://www.abet.org/uploadedFiles/Accreditation/Accreditation\\_Step\\_by\\_Step/Accreditation\\_Documents/Current/2014\\_-\\_2015/E001%2014-15%20EAC%20Criteria%203-13-14\(2\).pdf](http://www.abet.org/uploadedFiles/Accreditation/Accreditation_Step_by_Step/Accreditation_Documents/Current/2014_-_2015/E001%2014-15%20EAC%20Criteria%203-13-14(2).pdf)
- [ACI 318-19] American Concrete Institute ACI 318, (2019). Building Requirements for structural concrete and commentary
- [ACI 352RS-02] American Concrete Institute & American Society of Civil Engineers (ACI-ASCE), (2002). Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado ACI 352RS, Spanish
- [Afshari et al., 2019] Afshari, H., Hare, W., Tesfamarian, S., (2019). Constrained multi-objective optimization algorithms: Review and comparisons with application in reinforced concrete structures, Applied Soft Computing Journal, (83). DOI: <https://doi.org/10.1016/j.asoc.2019.105631>
- [Afzal et al., 2020] Afzal, M., Liu, Y., Jack, C.P., Gan, V., (2020). Reinforced Concrete Structures design optimization: A critical review, Journal of Cleaner Production, 260. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.120623>
- [Akin & Saka, 2015] Akin, A., Saka, M.P., (2015). Harmony search algorithm based optimum detailed design of reinforced concrete plane frames, Computers and Structures, 147, (79-95). DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2014.10.003>

- [Aschheim et al., 2008] Aschheim, M., Hernández-Montes, E., Gil-Martín, L.M. (2008). Design of optimally reinforced RC beam, column and wall sections, *J Strct Eng* 134(2),169-188. DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:2\(231\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:2(231))
- [Ashwini & Vijaykumar, 2016] Ashwini, T. K., Vijaykumar, B., (2016). Structural Optimization of Reinforced Concrete Structures, *International Journal of Engineering Research & Technology (JERT)*, ISSN: 2278-0181, 5,(7). DOI: <http://dx.doi.org/10.17577/IJERTV5IS070156>
- [Austrell et al., 2004] Austrell, P.E., Dahlblom, O., Lindemann, J., Olsson, A., Olsson, K.G., Persson, K., Petersson, H., Ristinmaa, M., Sandberg, G., Wernberg P-A, (2004). CALFEM: A Finite Element Toolbox (Version 3.4), Lund University, Suecia. Disponible: [https://www.solid.lth.se/fileadmin/hallfasthetslara/utbildning/kurser/FHL064\\_FEM/calfem34.pdf](https://www.solid.lth.se/fileadmin/hallfasthetslara/utbildning/kurser/FHL064_FEM/calfem34.pdf)
- [Ballesteros, 2017] García Ballesteros, L.M., Padiál Molina, J.F., (2017). La parametrización del espacio, procesos de diseño paramétrico, [Trabajo de Fin De Grado, Escuela Superior Técnica de Arquitectura de Madrid], Madrid, España. Disponible: [http://oa.upm.es/47562/1/TFG\\_Garcia\\_Ballesteros\\_LuisMiguel.pdf](http://oa.upm.es/47562/1/TFG_Garcia_Ballesteros_LuisMiguel.pdf)
- [Bazán & Piralla, 2007] Bazán, E., Meli Piralla, R., (2007). Diseño Sísmico de Edificios, 1st Edition, Editorial LIMUSA-NORIEGA EDITORES, México
- [Bresler, 1961] Bresler, B., Design criteria for reinforced columns under axial load and biaxial bending, (1961). *ACI Proc* 57,(481-490)
- [Burns, 2002] Burns S.A., ASCE, (2002). Technical Committee on Optimal Structural Design, Recent advances in Optimal Structural Design
- [CANACERO, 2020] CANACERO, (2020). Se ubica México como 14vo productor global de acero. Disponible: <https://reportacero.com/se-ubica-mexico-como-14-productor-global-de-acero/>
- [Carbonell-Márquez, et al., 2014] Carbonell-Márquez, J.F., Gil-Martín, L.M., Fernández Ruiz, M.A., Hernández-Montes, E., (2014). Asymmetrically reinforced concrete piles in earth retaining systems, 37th IABSE Symposium, Madrid, 102. DOI: 10.2749/222137814814068058
- [Castro et al., 2004] Castro Trigero, R., Martínez Jimenez, J.M., Ruiz Sibaja, A., Martínez Jiménez, P., (2004). Implementación de elemento triangular isoparamétrico TDL Shell para flexión de placas y láminas en CALFEM-MatLab, Conference Paper, Anales de Ingeniería Sísmica, Dep. de Mecánica, Universidad de Córdoba, Escuela Politécnica Superior, Córdoba, España

- [Castro, 2010] Castro Atau, Y., (2010). Sistematización de detalles, habilitación y armado de acero ASTM A615 para construcciones de concreto armado: impacto técnico, económico y ambiental, [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional de San Cristobal de Huamanga], Ayacucho, Perú
- [CFE-Sismo, 2015] Comisión Federal de Electricidad CFE, (2015). Manual de Diseño de Obras Civiles, Capítulo C.1.3 Diseño por sismo, México. Spanish
- [Chapra & Canale, 2014] Chapra, S., Raymon, Canale, P., (2014). Numerical methods for engineering, 7th Edition, McGraw Hill
- [CMIC, 2018] CMIC, (2018). Tendencia de los precios de los insumos para la industria de la construcción. Fuente: Centro de Estudios Económicos del Sector de la Construcción (CEESCO) con datos índice nacional de precios productor
- [Coello et al., 2007] Coello Coello, C.A., Lamont, G.B., Van Veldhuizen, D.A., (2007). Evolutionary Algorithms for Solving Multi-Objective Problems, 2nd Edition, Springer, New York, ISBN 978-0-387-33254-3
- [Coello et al., 2019] Coello Coello, C.A., (2019). Computación Evolutiva, Academia Mexicana de Computación, Segunda Edición, ISBN:978-607-97357-9-1
- [Craig, 1981] Craig, R. Jr., (1981). Structural Dynamics: An introduction to computer methods, John Wiley & Sons Inc.
- [Craig, 1987] Craig, W. R., (1987). Flocks, Herds and Schools: A distributed behavioural model, Computer Graphics, 21, (4)
- [Cuevas, 2015] Cuevas, G., Robles, F., Aspectos básicos del Concreto Reforzado, 4ta Edición, LIMUSA, Spanish
- [Dahlblom et al., 1986] Dahlblom, O., Peterson, A., Petersson, H., (1986). CALFEM - a program for computer-aided learning of the finite element method, Engineering Computations, 3, 2, (p.155-160). DOI: <https://doi.org/10.1108/eb023653>
- [Danesh et al., 2018] Danesh, F., Baghi, A., Kalantari, S., (2018). Programmable Paper Cutting, A method to Digitally Fabricate Transformable, Complex Structural Geometry, Proceedings of the 36th eCAADe Conference at Lodz University of Technology, 2. Disponible: [https://www.researchgate.net/publication/332103281\\_Programmable\\_Paper\\_Cutting\\_A\\_Method\\_to\\_Digitally\\_Fabricate\\_Transformable\\_Complex\\_Structural\\_Geometry](https://www.researchgate.net/publication/332103281_Programmable_Paper_Cutting_A_Method_to_Digitally_Fabricate_Transformable_Complex_Structural_Geometry)
- [Dantzig, 1963] Dantzig, G.B, (1963). Linear Programming and Extensions, The Rand Corporation, Air Force, USA. Disponible: <https://www.rand.org/pubs/reports/R366.html>

- [Deb et al., 2002] Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S., Meyarivan, T., (2002). A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II, *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, 6,(2),(p.182–197). DOI: 10.1109/4235.996017
- [DiPasquale & Cakmak, 1989] DiPasquale, E., Cakmak, A.S., (1989). On the relation between local and global damage indices, Technical Report NCEER-89-0034, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New-York, Buffalo NY
- [DiSessa, 2001] DiSessa, A.A., (2001). *Changing minds: Computers, learning, and literacy*, MIT Press, Cambridge, Massachusetts, USA.
- [Eleftheriadis et al., 2018] Eleftheriadis, S., Duffour, P., Stephenson, B., Mumovic, D., (2018). Automated specification of steel reinforcement to support the optimisation of RC floors, *Autom. ConStruct.*, 96,(366e377). DOI: <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.10.005>
- [Ercan & Elias-Ozkan, 2015] Ercan, B., Elias-Ozkan, T.S., (2015). Performance-based parametric design explorations: A method for generating appropriate building components, *Journal of Design Studies*, 38, (p. 33-53). DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.destud.2015.01.001>
- [FEMA 273, 1997] FEMA 273, (1997). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of Buildings*, Washington, D.C.
- [FEMA 356, 2000] FEMA 356, ASCE, (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Washington D.C.
- [FEMA P695, 2009] FEMA P695, NEHRP, (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, Washington, D.C.
- [Gan et al., 2019] Gan, V.J.L., Wong, C.L., Tse, K.T., Cheng, J.C.P., Irene M.C.Lo, Chan, C.M., (2019). Parametric modelling and evolutionary optimization for cost-optimal and low-carbon design of high-rise reinforced concrete buildings, *Journal of Advanced Engineering Informatics*, 42. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.aei.2019.100962>
- [Gil-Martin et al., 2010] Gil-Martin, L.M, Hernández-Montes, E., Aschheim, M., (2010). Optimal reinforcement of RC columns for biaxial bending, *Materials and Structures Journal*, 43, (1245-1256). DOI: 10.1617/s11527-009-9576-x
- [Hernández-Montes et al., 2004] Hernández-Montes, E., Aschheim, M., Gil-Martín, L.M., (2004). Impact of optimal longitudinal reinforcement on the curvature ductility capacity of reinforced concrete column sections, *Magazine of Concrete Research*, 56, (9). DOI: 10.1680/macr.2004.56.9.499

- [Hernández-Montes et al., 2005] Hernández-Montes, Gil-Martín, L.M., Aschheim, M. (2015). The design of concrete members subjected to uniaxial bending and compression using reinforcement sizing diagrams, *ACI Struct J*, 102(1), 150-8. Disponible: [https://www.researchgate.net/publication/285702561\\_Design\\_of\\_concrete\\_members\\_subjected\\_to\\_uniaxial\\_bending\\_and\\_compression\\_using\\_reinforcement\\_sizing\\_diagrams](https://www.researchgate.net/publication/285702561_Design_of_concrete_members_subjected_to_uniaxial_bending_and_compression_using_reinforcement_sizing_diagrams)
- [Ho Jung Lee et al., 2009] Ho Jung Lee, Aschheim, M., Hernández-Montes, E., Gil-Martín, L.M., Pasadas-Fernández, M., (2009). Optimum RC column reinforcement considering multiple load combinations, *Struct Multidiscip Optim*, 39, (153-170). DOI: 10.1007/s00158-008-0318-4
- [Holland, 1975] Holland, J.H., (1975). *Adaptation in natural and artificial systems. An introductory analysis with applications to biology, control and artificial intelligence*, University of Michigan Press, Ann Arbor, Michigan
- [Hossein et al., 2013] Hossein Gandomi, A., Xin-She Yang, Talatahari, S., Hossein Alavi, A., (2013). *Metaheuristic Algorithms in Modeling and Optimization, Metaheuristic Applications in Structures and Infrastructures*, (1-24). DOI: <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-398364-0.00001-2>
- [IEA, 2011] International Engineering Alliance, (2011). *Washington Accord Program Outcomes*. Retrieved from Washington, DC. Available: [http://www.ieagrements.org/Rules\\_and\\_Procedures.pdf?4504](http://www.ieagrements.org/Rules_and_Procedures.pdf?4504)
- [Kappos, 1997] Kappos, A.J., (1997). Seismic damage indices for RC buildings: evaluation of concepts and procedures, *Progress in Structural Engineering and Materials*. DOI: <https://doi.org/10.1002/pse.2260010113>
- [Kennedy & Eberhart, 1995] Kennedy, J., Eberhart, R., (1995). *Particle Swarm Optimization*, IEEE
- [Ladjinovic, 2004] Ladjinovic, D., Folic R., (2004). Application of improved damage index for designing of earthquake structures. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada
- [Leyva et al., 2018] Leyva, H.A., Bojórquez, E., Reyes Salazar, A., Castorena, J.H., Fernández, E., Barraza, M.A., (2018). Earthquake Design of Reinforced Concrete Buildings Using NSGA-II, *Advances in Civil Engineering*, Article ID: 5906279. DOI: <https://doi.org/10.1155/2018/5906279>
- [Luévanos et al., 2007] Luévanos, A., López Chavarría, S., Medina Elizondo, M., (2007). Optimización de vigas de concreto reforzado para secciones rectangulares con experimentos numéricos, Instituto de Investigaciones Multidisciplinarias, Universidad Autónoma de Coahuila, México. Disponible: 10.13053/CyS-22-2-2542

- [Luévanos et al., 2017] Luevános Rojas, A., López Chavarría, S., Medina Elizondo, M., (2017). Optimal design for rectangular isolated footings using the real soil pressure, *Revista de Ingeniería e Investigación*, 37(2). DOI: <http://dx.doi.org/10.15446/ing.investig.v37n2.61447>
- [Magana, 2013] Magana, A.J., Falk, L.M., Reese, J. M., (2013). Introducing discipline's computing in undergraduate engineering education, *ACM Trans Comput Educ*, (13), 1–22.
- [Magana et al., 2013] Magana, A.J., Falk, M.L., Reese Jr. M.J., Vieira, C., (2013) Materials science students' perceptions and usage intentions of computation. In: proceedings of the 120th American Society of Engineering Education Annual Conference and Exposition, Atlanta, GA, USA.
- [Magana & Silva, 2016] Magana, A.J., Silva Couthinho, G., (2016). Modelling and simulation practices for a computational thinking-enabled engineering workforce, *Computer Application in Engineering Education*, 25,(1). DOI: [10.1002/cae.21779](https://doi.org/10.1002/cae.21779)
- [Makhloof et al., 2021] Makhloof, D.A., Ibrahim, A.R., Xiaodan Ren, (2021). Damage Assessment of Reinforced Concrete Structures through Damage Indices: A State-of-the-Art Review, *Computer Modeling in Engineering & Sciences*, 128,(3). DOI: [doi:10.32604/cmescs.2021.016882](https://doi.org/10.32604/cmescs.2021.016882)
- [Malyn-Smith & Lee, 2012] Malyn-Smith, J., Lee, I., (2012). Application of the occupational analysis of computational thinking-enabled STEM professionals as a program assessment tool, *J Comput Sci Educ* 3, 2-10.
- [Mangal et al., 2021] Mangal, M., Minkai Li, Gan, V.J.L., Cheng, J.C.P., (2021). Automated clash-free optimization of steel reinforcement in RC frame structures using building information modeling and two-stage genetic algorithm, *Automation in Construction*, 126. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2021.103676>
- [Matti et al., 2000] Ristinmaa Matti, Standberg, G., Olsson, K., (2000). CALFEM as a Tool for Teaching University Mechanics, *CAL-Laborate International*, 5(1). Available: [https://www.researchgate.net/publication/268203386\\_CALFEM\\_as\\_a\\_Tool\\_for\\_Teaching\\_University\\_Mechanics](https://www.researchgate.net/publication/268203386_CALFEM_as_a_Tool_for_Teaching_University_Mechanics)
- [McCormack, 2011] Jack C. McCormack, J.C., Brown, R.H., (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*, Editorial Alfaomega, Octava Edición
- [Mejía & Orozco, 2019] Mejía, W.A., Orozco, J.E., (2019). Optimización en el diseño estructural de pórticos de concreto usando SAP2000, *Revista Colombiana de Tecnologías de Avanzada*, 331, (p.98-104). DOI: <https://doi.org/10.24054/16927257.v33.n33.2019.3327>
- [Meli Piralla, 2011] Meli Piralla, R. (2011). *Diseño Estructural*, Segunda Edición, Editorial LIMUSA-NORIEGA EDITORES, México



- [Moussavi et al., 2018] Moussavi, Z.S., Ahmed, W.A.H., Xiao, J., Akbarnezhad, A., (2018). Minimizing cutting wastes of reinforcing steel bars through optimizing lap splicing within reinforced concrete elements, *Journal of Construction and Building Materials*, 185, (p. 600-608). DOI; <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.023>
- [Muttio & Botello, 2017] Muttio, E., Botello, S., Tapia, M., (2017). Modelado paramétrico mediante programación visual en el diseño y análisis estructural de edificios, *Revista Mexicana de Métodos Numéricos*, (1). Disponible: [https://www.scipedia.com/public/Muttio\\_et\\_al\\_2017a](https://www.scipedia.com/public/Muttio_et_al_2017a)
- [Negrín & Chagoyén, 2019] Negrín, A., Chagoyén, E., (2019). Optimización metaheurística de conjuntos estructurales de hormigón armado, *Revista Ingeniería de Construcción RIC*, (34),2. DOI: 10.4067/S0718-50732019000200181
- [Noguera, 2014] Noguera, L.H., Palmieri, A., Salvadeo, V., (2014). Diseño sísmico por capacidad para edificios de varios niveles. Rótulas plásticas y su concepto en el diseño estructura, 23 Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Asociación de Ingenieros Estructurales, Buenos Aires
- [NRCNA, 2011] National Research Council of the National Academies, (2011). Report of a workshop on the pedagogical aspects of computational thinking. The National Academies Press, Washington, D.C., USA.
- [NTC-17] Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Normas Técnicas Complementarias, (2017). Disponible: <https://www.smie.org.mx/informacion-tecnica/normas-tecnicas-complementarias.php>
- [Pearson, 1958] Pearson, C.E., (1958). Structural Design by High-Speed Computing Machines, Conference on Electronic Computation, Structural Division, ASCE, Kansas City, Mo.
- [Powell, 1988] Powell, G.H., Allahanbadi, R., (1988). Seismic Damage prediction by the deterministic method: Concepts and Procedures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16(5),719-734. DOI: 10.1002/eqe.4290160507
- [Prager & Rozvany, 1976] Prager, W., Rozvany, G.I.N., (1976). Optimal Layout of Grillages, *Journal of Structural Mechanics*, (5). DOI: <https://doi.org/10.1080/03601217708907301>
- [Razavi & Gholizadeh, 2021] Razavi, N., Gholizadeh, S., (2021). Seismic collapse safety analysis of performance-based optimally design of reinforced concrete frames considering life-cycle cost, *Journal of Building Engineering*, 44. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103430>
- [Rozvany, 1976] Rozvany, G.I.N., (1976). Optimal Design of Flexural Systems: Beams, Grillage, Slabs, Plates and Shells, 1st Edition, Pergamon

- [Sánchez, 2012] Sánchez Caballero, S., (2012). Optimización estructural y topológica de estructuras morfológicamente no definidas mediante algoritmos genéticos, [Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia], Valencia, España. DOI: <https://doi.org/10.4995/Thesis/10251/15409>
- [Seale & Associates, 2019] Seale and Associates, (2019). Industria de la Construcción en México
- [Sharafi et al., 2013] Sharafi, P., Hadi, M.N.S., Lip, H. T., (2013). Cost optimization of column layout design of reinforced concrete buildings, *Meta-heuristic Applications in Structures and Infrastructures*, (p. 129-146). DOI: <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-398364-0.00006-1>
- [Talatahari, 2013] Talatahari, S., (2013). Optimum Performance-Based Seismic Design of Frames Using Metaheuristic Optimization Algorithms, *Metaheuristic Applications in Structures and Infrastructures*, (419-437). DOI: <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-398364-0.00017-6>
- [TUEE, 2013] ASEE-TUEE, (2013). Transforming Undergraduate Education in Engineering. Retrieved from Arlington, VA.
- [Turner et al., 1956] Turner, M.J., Clough, R.W., Martin, H.C., Topp, J., (1956). Stiffness and deflection analysis of complex structures, *Journal of the Aeronautical Sciences*, 23,(9). DOI: <https://doi.org/10.2514/8.3664>
- [Verduzco et al., 2021] Verduzco, L.F., Horta, J., Arroyo, M.G., Pérez Lara y Hernández, M.A., (2021). Optimization of reinforcing steel with Genetic Algorithms for the design of concrete columns, 14th Coloquio de Investigación de la Facultad de Ingeniería, UAQ, In press. Disponible: <https://revistas.uaq.mx/index.php/perspectivas/issue/archive>
- [Verduzco & Hernández 2019] Verduzco, L.F., Hernández, A., (2019). Optimization of reinforcing steel for the design of concrete columns, [Bachelor Thesis, University of Guanajuato], Mexico. Disponible: <http://www.repositorio.ugto.mx/handle/20.500.12059/2684>
- [Verduzco & Horta, 2021a] Verduzco, L., Horta, J., (2021). The Idealized Smeared Reinforcement (ISR) for the optimization of concrete sections: a survey of the state-of-the-art and analysis of potential computational approaches, *Revista Mexicana de Método Numéricos*,5,(1). DOI: [https://www.scipedia.com/public/Verduzco\\_Martinez\\_2021a](https://www.scipedia.com/public/Verduzco_Martinez_2021a)
- [Verduzco & Horta, 2021b] Verduzco, L.F., Horta J.M., (2021). Optimization of reinforced concrete structures with the ISR analogy, XVII International Engineering Congress, UAQ, CONIIN-21, *Revista del Congreso Internacional de Ingeniería (CONIIN)*, Santiago de Querétaro, México

- [Verduzco, 2022] Verduzco, L.F., (2022). Implementation of the Pushover Analysis for Plane Frames (<https://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/105415-implementation-of-the-pushover-analysis-for-plane-frames>), MATLAB Central File Exchange. Retrieved January 18, 2022.
- [Vergara et al., 2009] Vergara, C. E., Urban-Lurain, M.C., Dresen, T. Coxen, T. MacFarlane, K. Frazier, Paquette, L., (2009). Aligning computing education with engineering workforce computational needs: New curricular directions to improve computational thinking in engineering graduates. Paper presented at the Frontiers in Education Annual Conference, San Antonio TX.
- [Wahde, 2008] Wahde M., (2008). Biologically inspired Optimization Methods. An Introduction, Chalmers University of Technology, Sweden, WIT-PRESS
- [Weintrop et al., 2014] Weintrop, D., Beheshti, E., Horn, M., Orton, K., Jona, K., Trouille, L., Wilensky, U., (2014). Defining Coputational Thinking for Science, Technology, Engineering and Math. Paper presented at the 2014 American Educational Research Association Annual Meeting, Philadelphia, Pennsylvania, USA.
- [Wing, 2006] Wing, J.M., Computational thinking, (2006). Communications of the ACM, 49,(3), 33–35.
- [Zhang & Tian, 2019] Zhang, C., Tian, Y., (2019). Simplified performance-based optimal seismic design of reinforced concrete frame buildings, Journal Engineering Structures, 185, (15-25). DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.108>
- [Zhou et al., 2011] Zhou, A., Bo-Yang Qu, Hui Li, Shi-Zheng Zhao, Ponnuthurai Suganthan, P.N., Zhang, Q., (2011). Multiobjective evolutionary algorithms: A survey of the state of the art, Journal of Swarm and Evolutionary Computation, 1, (1). DOI: [doi:10.1016/j.swevo.2011.03.001](https://doi.org/10.1016/j.swevo.2011.03.001)
- [Zou et al., 2007] Zou, X.K., Chan, C.M., Li, G., Wang, Q., (2007). Multi-objective Optimization for Performance-Based Design of Reinforced Concrete Frames, Journal of Structural Engineering, ASCE. DOI: [https://ascelibrary.org/doi/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:10\(1462\)](https://ascelibrary.org/doi/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:10(1462))

