



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – INGENIERÍA SÍSMICA

**COMBINACIÓN DE CARGAS PARA DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS**

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
JUAN BOJÓRQUEZ MORA

TUTOR PRINCIPAL  
DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA

COMITÉ TUTOR  
DR. LUIS ESTEVA MARABOTO, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. JAIME GARCÍA PÉREZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DR. ROBERTO MELI PIRALLA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D.F. ENERO 2016

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

Secretario: DR. ROBERTO MELI PIRALLA

Vocal: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

1<sup>er.</sup> Suplente: DR. JAIME GARCÍA PÉREZ

2<sup>do.</sup> Suplente: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

-----  
**FIRMA**

## *Agradecimientos*

A la persona que está detrás de esta investigación y que sin su apoyo no hubiese podido realizar este trabajo, a la **Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez** que ha tenido mucha paciencia y dedicación en mí. Con su gran esfuerzo de todos los días motiva a las nuevas generaciones a superarse y llegar más lejos. Es una grandiosa persona a quien respeto y admiro.

A mis sinodales **Dr. Luis Esteva Maraboto, Dr. Roberto Meli Piralla, Dr. Jaime García Pérez y Dr. José Alberto Escobar Sánchez** por sus valiosos comentarios que enriquecieron de manera significativa el trabajo de tesis.

Al profesor **Bruce Ellingwood** por mejorar la calidad y el contenido de mi trabajo, además me brindó gran apoyo durante mi estancia en la Universidad de Colorado.

Gracias a **Dios** por haberme puesto en este lugar llamado tierra y que por su poder me concedió este periodo de tiempo llamado vida a través de mis maravillosos padres **Wildo** y **Ana Luisa**. A quienes les debo tanto y han sabido guiarme por el buen camino de la vida. Gracias a su gran cariño, esfuerzo, dedicación, paciencia y bondad me es posible lograr una meta más en mi sendero.

A los mejores hermanos que **Dios** me dio **Wildo, Edén, Omar y Wilnya** que tanto quiero y aprecio, de quienes he aprendido tantas cosas y seguiré aprendiendo y en quienes encontré la motivación necesaria para llegar a este punto en mi vida y mucho más allá. Sé que si no fuera por su gran apoyo hoy no podría estar cumpliendo este sueño tan anhelado.

A mi abuelita **Estefana** que con su gran experiencia en la vida siempre está ahí para darme consejos y siempre está apoyándome con lo que puede.

A **Danaé** por su cariño, comprensión y paciencia. También a su familia que me ha estado apoyando mucho durante todos estos años que estuve trabajando en este proyecto.

A mis compañeros de escuela con quienes compartí todos estos años de estudio y esta gran etapa de mi vida que sin duda alguna nunca olvidaré. **Paco, Andrés, Dante, Marco, Heriberto, Iván, Itzen, Jorge, Luis, Manuel, Federico, Hector, Enrique, José, Daniela, Vanesa, Emilio y Daniel**. Sé que encontraran su camino en la vida y llegaran muy lejos.

Al **CONACyT** por el apoyo económico que me brindó para realizar este trabajo.

Al **Instituto de Ingeniería de la UNAM** por permitirme hacer uso de sus instalaciones durante la realización de este trabajo.

A la **Universidad Nacional Autónoma de México** por permitirme formar parte de su espíritu.

## **RESUMEN**

En el presente trabajo se revisan las combinaciones de carga para el diseño de edificaciones que se establecen en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC-2004). Se proponen nuevos factores de carga y resistencia para que se especifiquen en la próxima versión del (RCDF). Se revisa la combinación de carga gravitacional (carga muerta más carga viva) y la combinación de carga por sismo (carga muerta, carga viva y carga por sismo). Se propone una metodología para establecer factores y combinaciones óptimos de carga que garanticen el mínimo costo total esperado durante la vida útil de la estructura y que la probabilidad de falla sea al menos igual a la implícita en el RCDF-2004.

## **ABSTRACT**

The load factors and load combinations established in the Mexico City Building Code (MCBC) and its Complementary Technical Standards are revised. New load and resistance factors are proposed to be specified in the next version of the MCBC. The combination of gravitational loads are considered (dead load plus live load) and the combination of earthquake load is also reviewed. A reliability-based development of load factors for the combination of seismic and gravity loads is presented. The procedure aims at minimizing the total expected life-cycle cost of buildings having a minimum value of probability of failure equal to the implicit probability in the MCBC.



# COMBINACIÓN DE CARGAS PARA DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIO

## ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	5
<b>CAPÍTULO 1. FACTORES ÓPTIMOS DE CARGAS MUERTA Y VIVA.....</b>	<b>6</b>
<b>1.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL .....</b>	<b>7</b>
1.1.1 Probabilidad de falla.....	8
1.1.2 Índice de confiabilidad $\beta$ .....	8
<b>1.2 METODOLOGÍA PARA OBTENER LOS FACTORES ÓPTIMOS DE CARGAS MUERTA y VIVA .....</b>	<b>9</b>
1.2.1 SIMULACIÓN DE LA RESISTENCIA.....	11
1.2.2 SIMULACIÓN DE LA SOLICITACIÓN .....	11
<b>1.3 DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES ANALIZADOS .....</b>	<b>14</b>
1.3.1 Propiedades de los materiales.....	14
1.3.2 Características de las secciones estudiadas.....	14
1.3.2.1 Flexión.....	14
1.3.2.2 Cortante .....	15
1.3.2.3 Torsión .....	16
1.3.2.4 Flexo-compresión (columnas cortas y columnas esbeltas) .....	17
1.3.2.5 Aplastamiento .....	18
1.3.3 Incertidumbre en fórmulas.....	19
<b>1.4. RESULTADOS SOBRE ÍNDICES DE CONFIABILIDAD <math>\beta</math>.....</b>	<b>20</b>
1.4.1 Índices de confiabilidad para diseños por flexión .....	20
1.4.1.1 Influencia de la resistencia a compresión del concreto .....	20
1.4.1.2 Influencia del porcentaje de acero.....	21
1.4.1.3 Influencia de la relación de carga.....	22
1.4.2 Índices de confiabilidad para diseños por cortante.....	22
1.4.2.1 Influencia de la resistencia del concreto.....	22
1.4.2.2 Influencia de la separación de estribos.....	23
1.4.2.3 Influencia de la relación de carga.....	23
1.4.3 Índices de confiabilidad para diseños por torsión.....	23
1.4.3.1 Influencia de la resistencia del concreto.....	23
1.4.3.2 Influencia de la separación de estribos.....	24
1.4.3.3 Influencia de la relación de carga.....	25
1.4.4 Índices de confiabilidad para diseños por flexo-compresión.....	25
1.4.4.1 Influencia de la resistencia del concreto.....	25
1.4.4.2 Influencia de la zona en el diagrama de interacción .....	25
1.4.4.3 Influencia de la relación de esbeltez.....	26
1.4.4.4 Influencia de la relación de carga.....	28
1.4.5 Índices de confiabilidad para diseños por aplastamiento .....	28

1.4.5.1	Influencia de la resistencia del concreto.....	28
1.4.5.2	Influencia de la excentricidad de la carga .....	29
1.4.5.3	Influencia de la relación de carga.....	29
<b>1.5</b>	<b>FACTORES ÓPTIMOS DE CARGAS MUERTA y VIVA.....</b>	<b>30</b>
1.5.1	Factores óptimos para diseños por flexión .....	31
1.5.2	Factores óptimos para diseños por cortante.....	32
1.5.3	Factores óptimos para diseños por torsión .....	33
1.5.4	Factores óptimos para diseños por flexo-compresión .....	34
1.5.5	Factores óptimos para diseños por aplastamiento .....	35
<b>1.6</b>	<b>COMPARACIÓN ENTRE LA COMBINACIÓN DE FACTORES DE CARGA PROPUESTA EN ESTE ESTUDIO Y LA QUE SE RECOMIENDA EN LAS NTCCA (2004).....</b>	<b>36</b>
1.6.1	Factores óptimos para edificaciones importantes.....	38
<b>1.7</b>	<b>CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO 1 .....</b>	<b>39</b>
<b>CAPÍTULO 2.</b>	<b>FACTORES DE RESISTENCIA EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....</b>	<b>40</b>
<b>2.1</b>	<b>METODOLOGÍA PARA OBTENER LOS FACTORES DE RESISTENCIA .....</b>	<b>40</b>
<b>2.2</b>	<b>RESULTADOS SOBRE FACTORES DE RESISTENCIA.....</b>	<b>41</b>
2.2.1	Factor de resistencia correspondiente a flexión.....	41
2.2.2	Factor de resistencia correspondiente a cortante .....	42
2.2.3	Factor de resistencia correspondiente a torsión.....	43
2.2.4	Factor de resistencia correspondiente a flexo-compresión .....	44
2.2.4.1	Elementos que fallan en compresión.....	45
2.2.4.2	Elementos que fallan en tensión.....	47
2.2.4.3	Elementos que fallan en la transición entre la falla por compresión y la falla por tensión .....	48
2.2.5	Factor de resistencia correspondiente a aplastamiento.....	49
<b>2.3</b>	<b>CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO 2 .....</b>	<b>51</b>
<b>CAPÍTULO 3.</b>	<b>COMBINACIÓN ÓPTIMA DE FACTORES DE CARGA PARA DISEÑO ESTRUCTURAL: CARGAS MUERTA, VIVA Y SISMO.....</b>	<b>52</b>
<b>3.1</b>	<b>INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....</b>	<b>52</b>
<b>3.2</b>	<b>ANTECEDENTES.....</b>	<b>53</b>
<b>3.3</b>	<b>ALCANCES E HIPÓTESIS .....</b>	<b>53</b>
<b>3.4</b>	<b>METODOLOGÍA GENERAL .....</b>	<b>54</b>
3.4.1	Características de los edificios analizados.....	56
3.4.1.1	Edificios de concreto reforzado.....	56
3.4.1.2	Edificios de acero .....	57
3.4.2	Curva de peligro de demanda estructural .....	58
3.4.3	Capacidad estructural .....	58
3.4.4	Demandas estructurales sísmicas.....	59
3.4.4.1	Simulación de demandas estructurales.....	59
3.4.5	Costo total asociado a la vida útil de la estructura.....	60
3.4.5.1	Costo inicial .....	60
3.4.5.2	Costo asociado a los daños.....	61
3.4.5.2.1	Costos por reparación o reconstrucción.....	62

3.4.5.2.2 Costo por pérdida de contenido .....	63
3.4.5.2.3 Costo por pérdida de vidas.....	64
3.4.5.2.4 Costo por lesiones .....	65
3.4.5.2.5 Costo por pérdidas indirectas.....	66
3.4.6 Conceptos generales sobre Redes Neuronales Artificiales.....	67
3.4.6.1 Algoritmo de entrenamiento, propagación “hacia atrás” .....	68
3.4.6.2 Modelo de la Red Neuronal Artificial.....	70
<b>3.5. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO.....</b>	<b>71</b>
3.5.1 Movimientos sísmicos .....	71
3.5.1.1 Escalamiento de los registros sísmicos .....	72
3.5.2 Curva de peligro sísmico .....	73
3.5.3 Levantamiento de edificios existentes en la zona de estudio.....	73
<b>3.6. APLICACIÓN A EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO .....</b>	<b>75</b>
3.6.1 Características de los edificios de C/R .....	75
3.6.1.2 Especificaciones de análisis y diseño estructural .....	75
3.6.1.3 Modelación de las estructuras .....	76
3.6.2 Análisis de confiabilidad .....	77
3.6.2.1 Curvas de peligro de demanda estructural .....	77
3.6.2.2 Curvas de capacidad estructural.....	82
3.6.3 Análisis de costos .....	83
3.6.3.1 Simulación de la demanda estructural .....	83
3.6.3.2 Costo total asociado a la vida útil de la estructura .....	83
3.6.4 Simulación de edificios de C/R utilizando Redes Neuronales Artificiales .....	85
3.6.5 Resultados de los edificios de concreto reforzado.....	85
<b>3.7. APLICACIÓN A EDIFICIOS DE ACERO .....</b>	<b>89</b>
3.7.1 Características de los edificios de acero .....	89
3.7.1.1 Especificaciones de análisis y diseño estructural .....	89
3.7.1.2 Modelación de las estructuras .....	90
3.7.2 Análisis de confiabilidad .....	90
3.7.2.1 Curvas de peligro de demanda estructural .....	90
3.7.2.2 Curvas de capacidad estructural.....	92
3.7.3 Análisis de costos .....	93
3.7.3.1 Simulación de la demanda estructural.....	93
3.7.3.2 Costo total asociado a la vida útil de la estructura.....	94
3.7.4 Simulación de edificios utilizando Redes Neuronales Artificiales.....	96
3.7.5 Resultados de edificios de acero.....	96
<b>3.8. APLICACIÓN A EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO Y DE ACERO .....</b>	<b>99</b>
3.8.1 Resultados.....	99
<b>3.9 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO 3 .....</b>	<b>101</b>
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>102</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>104</b>
<b>APÉNDICE A. RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO EN CILINDROS Y EN LA ESTRCUTURA.....</b>	<b>109</b>
<b>APÉNDICE B. RESISTENCIA A FLEXIÓN DE ELEMENTOS DISEÑADOS CON CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA .....</b>	<b>111</b>

<b>B.1 Antecedentes .....</b>	<b>111</b>
<b>B.2 Determinación de la resistencia de concretos de alto desempeño .....</b>	<b>111</b>
<b>B.3 Deformación unitaria del concreto de alto desempeño .....</b>	<b>113</b>
<b>APÉNDICE C. HIPÓTESIS PARA ESTIMAR LOS FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA PARA ELEMENTOS QUE FALLAN POR FLEXO-COMPRESIÓN .....</b>	<b>115</b>
<b>PUBLICACIONES DERIVADAS DE ESTA TESIS.....</b>	<b>117</b>
<b>ANEXO A. AN EFFICIENT APPROACH TO OBTAIN OPTIMAL LOAD FACTORS FOR STRUCTURAL DESIGN.....</b>	<b>118</b>
<b>ANEXO B. DISEÑO SÍSMICO PRELIMINAR DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO USANDO REDES NEURONALES ARTIFICIALES .....</b>	<b>127</b>
<b>ANEXO C. OPTIMAL LOAD FACTORS FOR SEISMIC DESIGN OF BUILDINGS .....</b>	<b>150</b>

## INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo se revisan las combinaciones de carga para el diseño de edificaciones que se establecen en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC-2004). Se proponen nuevos factores de carga y resistencia para que se especifiquen en la próxima versión del (RCDF). Se revisa la combinación de carga gravitacional (carga muerta más carga viva) y la combinación de carga por sismo (carga muerta, carga viva y carga por sismo). El trabajo está estructurado en tres capítulos.

El capítulo 1 se enfoca a actualizar los valores de factores de carga muerta ( $FC_M$ ), y de carga viva ( $FC_V$ ), y se propone que estos nuevos factores se especifiquen en la próxima versión de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones (NTCCA). Las normas vigentes (NTCCA-2004) recomiendan multiplicar los valores de las cargas muerta y viva máximas de diseño por factores de carga iguales a 1.4 que toman en cuenta las incertidumbres que intervienen en el problema. En el presente estudio se hace ver que cuando se emplean estos factores de carga ( $FC_V = FC_M = 1.4$ ) el índice de confiabilidad no es uniforme para diseños sujetos a distintas relaciones de carga, por lo que aquí se propone que en la próxima versión de las NTCCA los factores de carga sean iguales a  $FC_M = 1.3$  y  $FC_V = 1.5$ .

Tomando como base lo anterior, en el capítulo 2 se establecen factores adecuados de resistencia ( $F_R$ ) de elementos de concreto reforzado que conducen a valores de confiabilidad similares a los encontrados en capítulo 1 del estudio, tomando en cuenta además, que la resistencia del concreto está dada por el valor de resistencia a compresión  $f'_c$  en lugar de estar dada por  $f^*c = 0.8f'_c$ . Con los resultados obtenidos en el capítulo 2 se concluye que la próxima versión de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto (NTCDEC) debe especificar valores de factores de resistencia que, para algunos estados límite, son menores que los que recomiendan las NTCDEC vigentes. En el presente estudio se analizan elementos de concreto reforzado diseñados para estados límite correspondientes a flexión, cortante, torsión, flexo-compresión (columnas tanto cortas como esbeltas) y aplastamiento.

En capítulo 3 se propone una metodología para establecer factores y combinaciones óptimos de carga que garanticen el mínimo costo total esperado durante la vida útil de la estructura y que la probabilidad de falla sea al menos igual a la implícita en el RCDF-2004. El procedimiento involucra la relación que existe entre el costo inicial y el costo esperado por daño durante la vida de la estructura. El valor presente del costo incluye diferentes costos. Estos son: costo inicial, costo por reparación, costo de daño al contenido, costo asociado a la pérdida de vidas humanas, costo por heridas y pérdidas económicas. Las sollicitaciones consideradas son carga muerta, viva y sismo. El estudio se realiza para edificios de concreto reforzado y acero ubicados en la zona IIIb del valle de México. Se simulan demandas sísmicas a partir de la curva de peligro de demanda de distorsión. La simulación se realiza mediante el método de simulación inversa. El parámetro considerado para medir el daño en los edificios es la distorsión máxima de entrepiso (DME). Se aplica el método de integración para obtener las tasas anuales de excedencia de un cierto nivel de DME dada una intensidad sísmica. La metodología se aplica a edificios de concreto reforzado y acero de 4 a 20 niveles. Para obtener la respuesta sísmica de un gran número de edificios y poder generalizar los resultados se utilizan las Redes Neuronales Artificiales (RNA). Se proponen nuevos factores de carga (muerta, viva y sismo) para la zona IIIb del valle de México.

# CAPÍTULO 1

## FACTORES ÓPTIMOS DE CARGAS MUERTA Y VIVA

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, como la gran mayoría de los reglamentos de diseño del mundo, tiene implícito el formato de diseño basado en Factores de Carga y Resistencia (*Load and Resistance Factor Design, LRFD*, en inglés, Ellingwood, 1978), que se puede expresar como sigue:

$$S_d = F_C \cdot \sum S_n \leq F_R \cdot R_n = R_d \quad (1.1)$$

Lo que significa que la sollicitación de diseño ( $S_d = F_C \sum S_n$ ) debe de ser menor o igual que la resistencia de diseño ( $R_d = F_R R_n$ ), es decir:

$$S_d \leq R_d \quad (1.2)$$

En la ec. 1.1  $F_C$  y  $F_R$  representan los factores de carga y de resistencia,  $S_n$  y  $R_n$  son la sollicitación nominal y la resistencia nominal, respectivamente. La sumatoria que se indica en la ec. 1.1 significa que se deben tomar en cuenta los efectos de todas las cargas que actúan sobre la estructura. Para el caso de carga muerta (*CM*) más carga viva (*CV*) la ec. 1.1 se convierte en:

$$F_{C_M} \cdot CM + F_{C_V} \cdot CV \leq F_R \cdot R_n \quad (1.3)$$

donde  $F_{C_M}$  y  $F_{C_V}$  representan el factor de carga muerta y de carga viva, respectivamente.

Los factores de carga muerta y viva ( $F_{C_M}$  y  $F_{C_V}$ ) que se especifican en las Normas Técnicas para Criterios y Acciones sobre las Edificaciones del Distrito Federal vigentes fueron propuestos con base en el juicio de reconocidos ingenieros e investigadores, así como en un estudio de confiabilidad estructural que utiliza datos estadísticos (media y varianza) de los materiales y de las cargas actuantes (Meli, 1976). En dicho estudio se estiman valores de factores de carga y de resistencia que conducen a confiabilidades congruentes para diferentes situaciones de diseño para casos típicos (vigas y columnas de acero o de concreto reforzado (C/R) diseñados por flexión, carga axial, cortante, etc). A partir de lo anterior se propusieron los valores de factores de carga muerta y de carga viva ( $F_{C_M}$  y  $F_{C_V}$ ) y de resistencia ( $F_R$ ) que se muestran en la Tabla 1.1. Estos son los valores que se especificaron en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal promulgado en 1973 para construcciones usuales. Los valores de la Tabla 1.1 permanecieron sin modificaciones en las versiones del RCDF publicadas en 1987, 1993 y 2004.

Posteriormente se realizó un estudio en donde se evaluó la confiabilidad de elementos de C/R diseñados con el RCDF-1987 (Ruiz, 1993). En dicho estudio se verificó la congruencia entre las confiabilidades asociadas a los elementos sujetos a cargas viva y muerta, diseñados por flexión, flexo-compresión, cortante y torsión.

**Tabla 1.1. Factores de carga y de resistencia correspondientes a diferentes modos de falla (NTCCA-2004)**

Modo de falla		$FC_M$	$FC_V$	$F_R$
Flexión		1.4*	1.4*	0.9
		1.4*	1.4*	
Cortante		1.4*	1.4*	0.8
		1.4*	1.4*	
Torsión		1.4*	1.4*	0.8
		1.4*	1.4*	
Flexo-compresión	Compresión	1.4*	1.4*	0.7
	Falla balanceada	1.4*	1.4*	0.7
	Falla en tensión	1.4*	1.4*	0.8
Aplastamiento		1.4*	1.4*	0.7

\*Para edificaciones importantes los factores  $FC_M$  y  $FC_V$  deben ser iguales a 1.5, en lugar de 1.4.

El hecho de que los factores parciales de carga indicados en la segunda y tercera columnas la Tabla 1.1 sean iguales entre sí ( $FC_M = FC_V = 1.4$ ) conduce a que la confiabilidad de los diseños no sea uniforme para diferentes relaciones de carga (muerta y viva); sin embargo, se adoptaron estos valores constantes ( $FC_M = FC_V = 1.4$ ) para una mayor sencillez en el diseño (Meli, 1976). En este estudio se llama *relación de carga* ( $R_c$ ) al cociente de la magnitud de la carga muerta nominal entre la magnitud de las cargas viva más muerta nominales, es decir:

$$R_c = \frac{CM}{CM + CV} \quad (1.4)$$

Es deseable que la confiabilidad de las estructuras sea aproximadamente constante para las diferentes relaciones de carga ( $R_c$ ) que se usan en la práctica profesional (Szczeszen y Nowak, 2003). Esto se logra en el presente estudio encontrando cuál es la combinación óptima de los factores de carga viva y muerta.

## 1.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Debido a la incertidumbre que existe en las acciones que puedan afectar a una estructura y en las variables que definen su resistencia, siempre existirá una probabilidad de que la sollicitación máxima exceda a la resistencia que presenta un sistema estructural. A la *probabilidad* de que una estructura no sobrepase, en determinado intervalo de tiempo, el estado límite para el cual fue diseñado, se define como *confiabilidad estructural*. Para evaluar la confiabilidad de una estructura se requiere contar con las funciones de distribución de probabilidad de las variables que intervienen tanto en el cálculo de la resistencia como en la estimación de la sollicitación, o bien dependiendo del tipo de análisis probabilista que se realice, puede ser suficiente contar con sus valores medios y sus desviaciones estándar.

### 1.1.1 Probabilidad de falla

La situación de un elemento estructural ante un estado de acciones dado está representado por una pareja de valores:  $(S, R)$  = Solicitación y Resistencia, respectivamente. Si esta pareja de valores es tal que  $S > R$ , la situación representa que el elemento no se comporta como es deseable. A la probabilidad de que la sollicitación exceda a la resistencia se le conoce como *probabilidad de falla*.

La probabilidad de falla,  $p_F$ , de una estructura puede calcularse a partir de la siguiente expresión:

$$p_F = \int_{-\infty}^{\infty} [1 - F_s(s)] f_R(r) dr \quad (1.5)$$

donde  $F_s(s)$  es la función de distribución acumulada de la sollicitación ( $S$ ), y  $f_R(r)$  es la función de distribución de probabilidades (*fdp*) de la resistencia ( $R$ ).

En el diseño se pretende limitar la probabilidad de falla a un valor suficientemente pequeño tal que se tengan niveles de confiabilidad adecuados, que han sido aceptados por la sociedad. En el presente estudio la probabilidad de falla se expresa mediante el índice de confiabilidad  $\beta$  (Cornell, 1969). Este se describe en la sección que sigue.

### 1.1.2 Índice de confiabilidad $\beta$

El índice  $\beta$  (Cornell, 1969) se define como:

$$\beta = \frac{\bar{Z}}{\sigma_Z} = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (1.6)$$

donde  $\bar{Z}$  representa el valor medio del margen de seguridad ( $Z = R - S$ ),  $\bar{R}$  es la media de la resistencia,  $\bar{S}$  representa la media de la sollicitación,  $\sigma_R^2$  es la varianza de la resistencia, y  $\sigma_S^2$  la varianza de la sollicitación. En la figura 1.1 se puede apreciar que el valor  $\beta\sigma_Z$  representa la distancia entre la región de falla (región rayada) y la media del margen de seguridad  $\bar{Z}$ , donde  $\sigma_Z$  representa la desviación estándar del margen de seguridad.

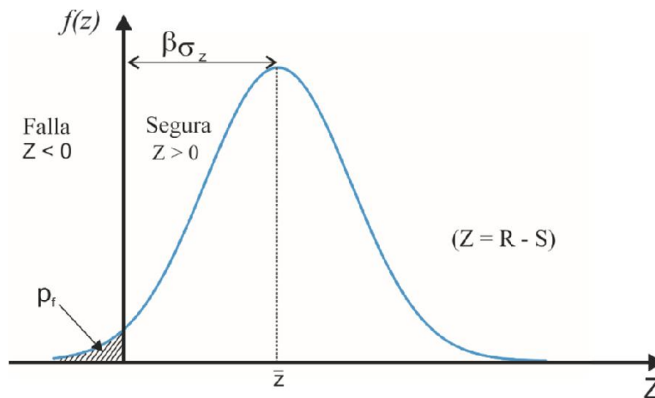


Figura 1.1. Función de distribución de probabilidades del margen de seguridad.



A partir del índice  $\beta$  es posible calcular la probabilidad de falla ( $p_F$ ). La relación entre la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad, cuando se supone que  $Z$  tiene distribución normal, puede estimarse mediante la siguiente expresión (Rosenblueth y Esteva, 1973):

$$p_F = \Phi(-\beta) \quad (1.7)$$

donde  $\Phi(\cdot)$  es la función de distribución acumulada de probabilidad normal estándar (con media cero y varianza unitaria). La probabilidad de falla ( $p_F$ ) se indica mediante el área rayada que aparece a la izquierda del eje vertical de la figura 1.1.

El valor de  $\beta$  indica el nivel de seguridad que tiene una estructura en un periodo de tiempo específico. A medida que es mayor el valor del índice  $\beta$ , menor es la probabilidad de falla.

## 1.2 METODOLOGÍA PARA OBTENER LOS FACTORES ÓPTIMOS DE CARGAS MUERTA Y VIVA

A continuación se describen los pasos que se siguen en el presente estudio para encontrar la combinación óptima de factores de carga ( $FC_M$  y  $FC_V$ ), tal que la confiabilidad de los elementos estructurales resulte con un valor casi constante para diferentes relaciones de carga ( $R_c$ ):

1. Se simulan las propiedades de cada sección estructural mediante el método de Monte Carlo. Se considera que la resistencia del concreto ( $f'_c$ ) y la fuerza de fluencia del acero de refuerzo ( $f_y$ ), así como las dimensiones (peralte ( $h$ ), ancho ( $b$ ) y recubrimiento ( $r$ )) de las secciones, son variables aleatorias con distribución Gaussiana (Meli, 1985). A partir de la simulación de las propiedades se generan 1000 secciones simuladas, con expresiones matemáticas o métodos numéricos se estima la resistencia "real" de los elementos simulados. A partir de las resistencias simuladas se obtiene el valor medio ( $\bar{R}$ ) y la varianza de la resistencia ( $\sigma_R^2$ ).

2. Se calcula la resistencia de diseño (ec. 1.1), para ello se utilizan las fórmulas que recomiendan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto. La resistencia de diseño se iguala a la sollicitación de diseño (ec. 1.2). A partir de esta última se calcula la sollicitación nominal la cual se iguala a la sollicitación media ( $\bar{S}$ ) debido a que se supone que las cargas nominales presentan un 50% de probabilidad de excedencia; esta suposición se hizo con base en los resultados obtenidos por Ruiz y Soriano (1997). Los conceptos anteriores se describen con detalle en la sección 1.2.2.

Por otro lado, se calcula la desviación estándar de la sollicitación ( $\sigma_S = C_S \bar{S}$ ), en donde  $C_S$  es el coeficiente de variación de la sollicitación. El cuadrado de este coeficiente está dado por (Meli, 1976):

$$C_S^2 = C_\gamma^2 + R_c^2 C_{CM}^2 + (1 - R_c)^2 C_{CV}^2 \quad (1.8)$$

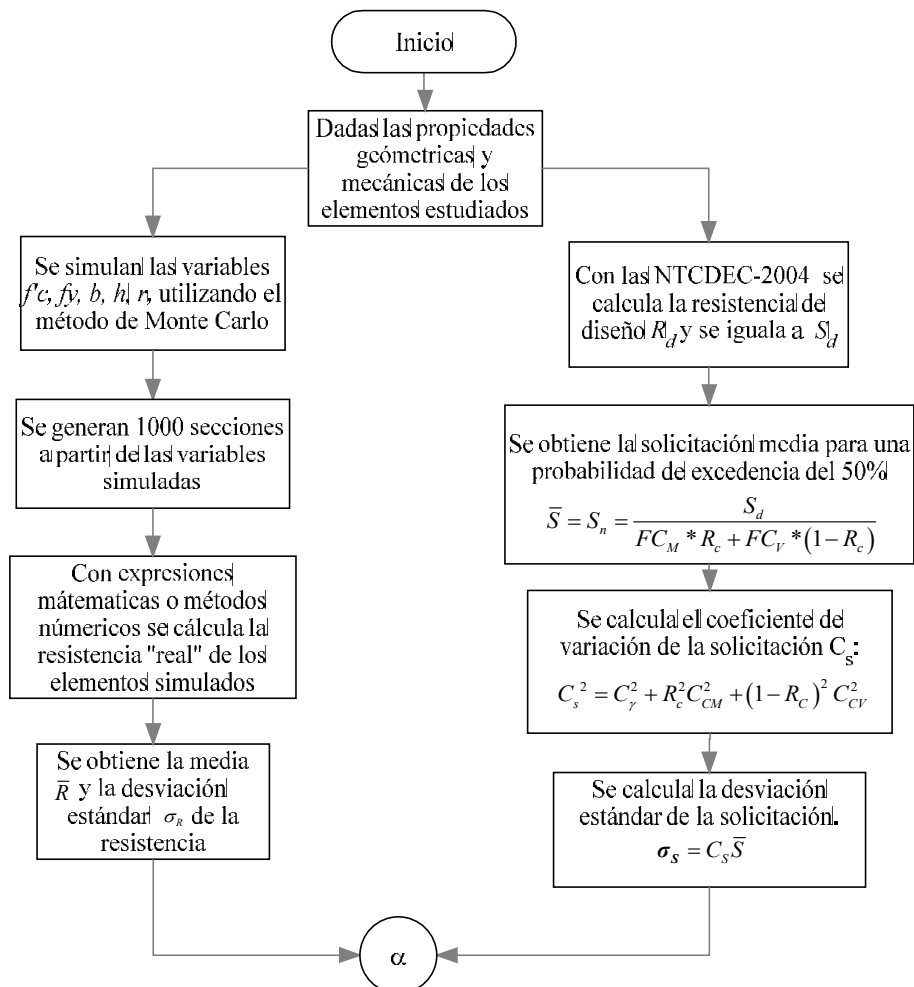
donde  $C_\gamma$  representa la incertidumbre en la precisión en el análisis. Este puede variar generalmente entre 0.05 y 0.15;  $C_{CM}$  es el coeficiente de variación de la carga muerta, y  $C_{CV}$  es el coeficiente de variación de la carga viva. Más adelante se definen los valores que se adoptaron en el presente estudio.

3. A partir de lo anterior, se calcula el índice de confiabilidad  $\beta$  propuesto por Cornell (1969) para diferentes relaciones de carga ( $R_c$ ) (ver ec. 1.6).
4. Se calculan los valores del índice  $(\beta_i)_j$  correspondientes a diferentes elementos estructurales ( $i$ ) y a varios estados límite ( $j$ ), suponiendo distintos valores de relación de carga ( $R_c$ ).
5. Se estima el valor objetivo de los índices de confiabilidad  $(\beta_o)_j$  correspondiente a los elementos estructurales diseñados para cada estado límite  $j$ , y se deduce, para cada caso, la combinación óptima que deben tener los valores de factores de carga viva y de carga muerta, de manera que se minimice la siguiente diferencia cuadrática (Wen, 1993):

$$\min \sum_{i,j} p_j (\beta_i - \beta_o)_j^2 \quad (1.9)$$

donde  $p_j$  es el peso asignado al estado límite que se trate.

En la figura 1.2 se presenta un diagrama de bloques del procedimiento antes descrito.



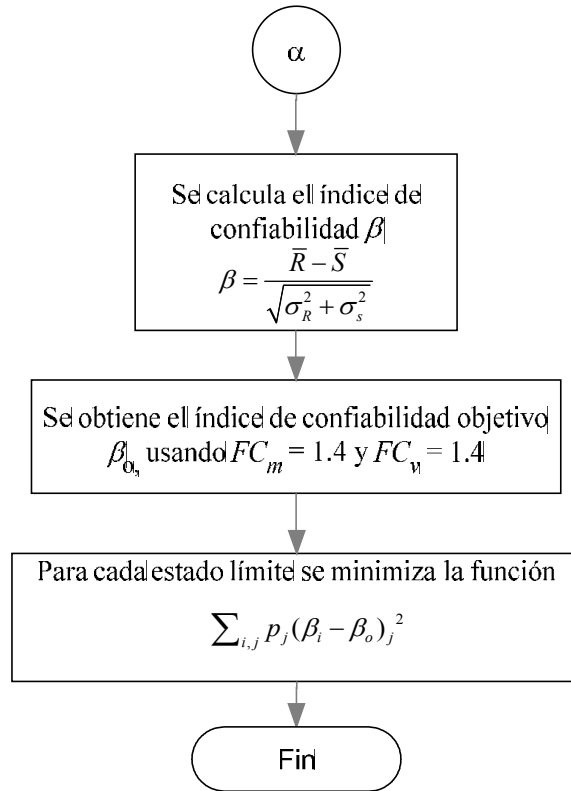


Figura 1.2. Diagrama de bloques de la metodología empleada en este estudio.

### 1.2.1 SIMULACIÓN DE LA RESISTENCIA

La resistencia “real” de las secciones estructurales se simula con el método de Monte Carlo. Se consideran como variables aleatorias las propiedades de los materiales y de las secciones. Se obtienen 1000 secciones simuladas, y se evalúa su resistencia "real", utilizando fórmulas matemáticas o métodos numéricos.

### 1.2.2 SIMULACIÓN DE LA SOLICITACIÓN

Para simular la sollicitación se parte de suponer que el valor de la sollicitación de diseño es igual a la resistencia de diseño, es decir:

$$S_d = R_d \quad (1.10)$$

La resistencia de diseño se calcula a partir de las ecuaciones establecidas en las NTCDEC-2004 (se utilizan valores nominales en las propiedades de los materiales y en la geometría de la sección). La sollicitación nominal se calcula como:

$$S_n = CM + CV \quad (1.11)$$

donde  $CM$  representa la carga muerta y  $CV$  la carga viva.

La sollicitación de diseño ( $S_d$ ) es igual a la sollicitación nominal ( $S_n$ ) multiplicada por un factor de carga, mientras que la resistencia de diseño ( $R_d$ ) es igual a la resistencia nominal ( $R_n$ ) multiplicada por un factor de resistencia (ver ec. 1.1). Para realizar el presente estudio es conveniente expresar a la sollicitación de diseño en términos de dos factores de carga independientes ( $FC_M$  y  $FC_V$ ), como se muestra en la ecuación 1.12:

$$S_d = FC_M \cdot CM + FC_V \cdot CV \quad (1.12)$$

En la figura 1.3 se ilustran de manera gráfica las funciones de distribución de probabilidad de la sollicitación ( $S$ ) y de la resistencia ( $R$ ), así como sus valores medios y de diseño.

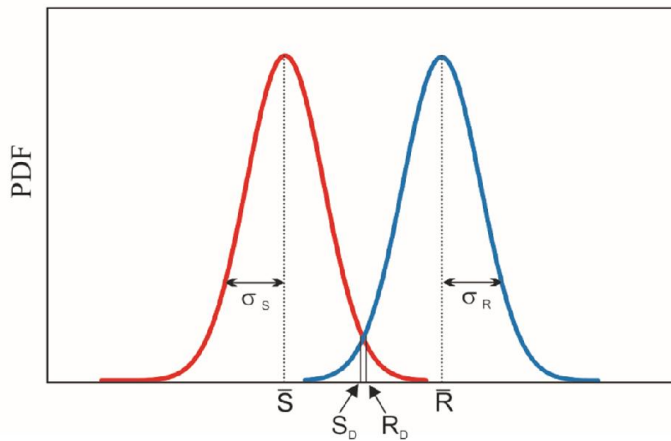


Figura 1.3. Representación gráfica de las fdp de la sollicitación y de la resistencia.

En lo que sigue se deduce una expresión de la sollicitación nominal ( $S_n$ ) en función de la sollicitación de diseño ( $S_d$ ). Para llegar a dicha expresión conviene en primer lugar expresar la carga muerta ( $CM$ ) y la carga viva ( $CV$ ) en función de la relación de carga ( $R_c$ ). Para ello, a partir de las ecs. 1.4 y 1.11, se despeja tanto la carga viva ( $CV$ ) como la carga muerta ( $CM$ ), como sigue:

$$CM = R_c(CM + CV); \quad CM = R_c \cdot S_n \quad (1.13)$$

$$CV = \left( \frac{1 - R_c}{R_c} \right) CM \quad (1.14)$$

Sustituyendo (1.13) en (1.14) se obtiene:

$$CV = \left( \frac{1 - R_c}{R_c} \right) (R_c \cdot S_n) ; \quad CV = (1 - R_c) \cdot S_n \quad (1.15)$$

Sustituyendo (1.13) y (1.15) en la ecuación (1.12):

$$S_d = FC_M \cdot (R_c \cdot S_n) + FC_V \cdot ((1 - R_c) \cdot S_n) \quad (1.16)$$

Despejando  $S_n$  de la ecuación (1.16) se obtiene la expresión:

$$S_n = \frac{S_d}{FC_M \cdot R_c + FC_V * (1 - R_c)} \quad (1.17)$$

La ecuación 1.17 tiene la ventaja de permitir calcular la sollicitación nominal ( $S_n$ ) en función de diferentes relaciones de carga ( $R_c$ ), y de múltiples combinaciones de factores  $FC_M$  y  $FC_V$ .

Estudios elaborados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Ruiz y Soriano, 1997), demuestran que los valores de las cargas nominales correspondientes a áreas pequeñas de oficinas que se especifican en las NTCCA-2004 corresponden aproximadamente a un 50% de la probabilidad de excedencia de la carga, por lo que en el presente estudio se utiliza este valor de porcentaje de probabilidad de excedencia de la carga (50%). Bajo esta suposición, la sollicitación nominal ( $S_n$ ) se considera aproximadamente igual a la sollicitación media ( $\bar{S}$ ):

$$S_n = \bar{S} \quad (1.18)$$

Por otro lado, el cuadrado del coeficiente de variación de la sollicitación ( $C_S^2$ ) se calcula a partir del coeficiente de variación de la carga muerta y de la carga viva (Meli 1976), como sigue (ver ec. 1.13):

$$C_S^2 = C_\gamma^2 + R_c^2 C_{CM}^2 + (1 - R_c)^2 C_{CV}^2 \quad (1.19)$$

donde:

$C_\gamma$  representa la incertidumbre en la precisión de análisis. Este coeficiente depende de las características de la estructura y, en gran parte, del elemento mecánico que provoca la falla, En este estudio se utiliza  $C_\gamma = 0.1$ .

$C_{CM}$  es el coeficiente de variación de la carga muerta, y depende de las variaciones y estimaciones del peso de los materiales, instalaciones, acabados, etc. En este estudio se utiliza  $C_{CM} = 0.08$ .

$C_{CV}$  es el coeficiente de variación de la carga viva. Es uno de los parámetros más difíciles de estimar, presenta una gran variabilidad debido a los cambios de ocupación y es función del área tributaria donde se ejercen las cargas. En este estudio se utiliza  $C_{CV} = 0.18$  correspondientes a áreas pequeñas (menores que 36m<sup>2</sup>) de oficinas en el Distrito Federal (Ruiz y Soriano, 1997).

## 1.3 DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES ANALIZADOS

### 1.3.1 Propiedades de los materiales

Se analizan dos conjuntos de secciones rectangulares sujetos a la acción de carga viva ( $CV$ ) más carga muerta ( $CM$ ) diseñadas para cada uno de los modos de falla en estudio (flexión, cortante, torsión, flexo-compresión y aplastamiento). Cada uno de los conjuntos está formado por 18 elementos estructurales diseñados con una resistencia nominal del concreto  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , y alternativamente,  $700 \text{ kg/cm}^2$ . Se adopta para el concreto clase 1 una resistencia media en obra de  $254.24 \text{ kg/cm}^2$  y una desviación estándar de  $34.4 \text{ kg/cm}^2$  (ver Apéndice A); para el caso del concreto de alta resistencia se considera que la resistencia media en obra es de  $606.75 \text{ kg/cm}^2$  y la desviación estándar es de  $50.99 \text{ kg/cm}^2$ . La relación entre los parámetros estadísticos de la resistencia del concreto en obra y la resistencia en cilindros se presenta en el Apéndice A (Meli, 1972).

El acero de refuerzo se supuso con límite de fluencia nominal  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , con valor medio igual a  $4,680 \text{ kg/cm}^2$  y desviación estándar igual a  $449.29 \text{ kg/cm}^2$ .

Las características estadísticas del concreto y del acero que se adoptaron en este estudio corresponden a materiales que normalmente se usan en el Distrito Federal. Estos se suponen con distribución Gaussiana (Meli, 1985).

### 1.3.2 Características de las secciones estudiadas

Las características geométricas de las secciones y las propiedades de los materiales corresponden a elementos de tres edificios típicos de 5, 10, 15 niveles diseñados por reconocidas firmas de Ingeniería Estructural: Proyect, S. C., García Jarque Ingenieros, S. C., y Alonso y Asociados, S. C. (Rangel, 2011). Los edificios fueron diseñados de acuerdo con las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2004).

#### 1.3.2.1 Flexión

En la Tabla 1.2 se presentan las características geométricas (ancho =  $b$  y peralte =  $h$ ), incluyendo el área de refuerzo ( $A_s$ ), de las vigas diseñadas por flexión. Para cada caso se consideran tres porcentajes de acero longitudinal correspondientes al acero de refuerzo mínimo, medio y máximo permitido por las NTCDEC-2004 (el valor medio de acero de refuerzo se obtuvo mediante interpolación lineal entre el acero mínimo y el máximo permitido por las NTCDEC-2004).

En la Tabla 1.3 se muestran los valores medios y la desviación estándar correspondientes a las secciones analizadas en este estudio.

Tabla 1.2. Secciones estudiadas (flexión) dimensiones.

Características geométricas (cm)		Refuerzo longitudinal (cm <sup>2</sup> )
<i>b</i>	<i>h</i>	<i>As</i>
30	60	3.97
		15.10
		26.23
30	75	5.03
		18.91
		32.79
30	90	6.09
		22.72
		39.34
40	90	8.13
		30.29
		52.46
45	130	13.38
		49.31
		85.24
40	160	14.73
		53.99
		93.26

Tabla 1.3. Propiedades estadísticas de las secciones.

Dimensiones (cm)		
Nominal	Media	Desv. est.
30	30.36	0.41
35	34.34	0.43
40	39.68	0.64
45	44.68	0.64
60	59.68	0.64
75	74.68	0.64
80	79.54	0.408
90	89.68	0.64
100	99.68	0.67
130	129.68	0.64
160	159.64	0.62

Se supuso para el recubrimiento (*r*) un valor nominal de 3.81cm, con media igual a 3.16cm y desviación estándar igual a 1.11cm.

### 1.3.2.2 Cortante

Las características de las secciones correspondientes a diseños por cortante se muestran en la Tabla 1.4 Esta incluye las características nominales de la geometría (*b* y *h*), así como el área del acero de refuerzo (*As*), diámetro del estribo (*Est #*), separación entre los estribos (*s*) e inclinación de estos (*θ*). En la tabla 1.4 se puede observar que, para todos los diseños por cortante, se supone un mismo porcentaje de acero longitudinal ( $\rho = 0.015$ ). Este porcentaje de acero corresponde al acero máximo permisible en la sección. El recubrimiento se consideró igual que para los diseños por flexión.

Tabla 1.4. Secciones estudiadas (cortante).

Características geométricas (cm)		Refuerzo longitudinal (cm <sup>2</sup> )	Estribos	Separación de estribos	Ángulo de inclinación
<i>b</i>	<i>h</i>	<i>As</i>	<i>Est#</i>	<i>s</i>	$\theta$
30	60	27	2	<i>h</i> /2	90°
		27	2.5	<i>h</i> /4	90°
		27	3	<i>h</i> /6	90°
30	75	33.75	3	<i>h</i> /2	90°
		33.75	3	<i>h</i> /4	90°
		33.75	3	<i>h</i> /6	90°
30	90	40.5	3	<i>h</i> /2	90°
		40.5	3	<i>h</i> /2	60°
		40.5	3	<i>h</i> /2	45°
40	90	54	3	<i>h</i> /2	90°
		54	4	<i>h</i> /2	90°
		54	5	<i>h</i> /2	90°
45	130	87.75	3	<i>h</i> /2	90°
		87.75	4	<i>h</i> /2	90°
		87.75	5	<i>h</i> /2	90°
40	160	96	3	<i>h</i> /2	90°
		96	4	<i>h</i> /2	90°
		96	5	<i>h</i> /2	90°

### 1.3.2.3 Torsión

Las características de las secciones analizadas en el presente estudio correspondientes a diseños por torsión se presentan en la Tabla 1.5. Los parámetros que se indican en esta tabla son: ancho y peralte (*b* y *h*), refuerzo longitudinal (*As*), diámetro del estribo (*Est #*), y la separación de los mismos (*s*). Se consideró que todos los estribos tienen un ángulo de inclinación de 90°, y que las secciones tienen un mismo porcentaje de acero longitudinal, igual a 0.015.

El recubrimiento se consideró igual que para los diseños por flexión.



**Tabla 1.5. Secciones estudiadas (torsión)**

Características geométricas (cm)		Refuerzo longitudinal (cm <sup>2</sup> )	Estribos	Separación de estribos
<i>b</i>	<i>h</i>	<i>As</i>	<i>Est#</i>	<i>s</i>
30	60	27	2	<i>h</i> /2
		27	2.5	<i>h</i> /2
		27	3	<i>h</i> /2
30	75	33.75	3	<i>h</i> /2
		33.75	3	<i>h</i> /4
		33.75	3	<i>h</i> /6
30	90	40.5	3	<i>h</i> /2
		40.5	3.5	<i>h</i> /4
		40.5	4	<i>h</i> /6
40	90	54	4	<i>h</i> /2
		54	4.5	<i>h</i> /2
		54	5	<i>h</i> /2
45	130	87.75	4	<i>h</i> /2
		87.75	4.5	<i>h</i> /2
		87.75	5	<i>h</i> /2
40	160	96	4	<i>h</i> /2
		96	4.5	<i>h</i> /2
		96	5	<i>h</i> /2

**1.3.2.4 Flexo-compresión (columnas cortas y columnas esbeltas)**

Las características de las secciones que se estudiaron diseñadas por flexo-compresión se muestran en la Tabla 1.6. Estas corresponden a secciones rectangulares con un recubrimiento nominal (tanto inferior, como superior) de 4cm. Cada sección se analiza con tres porcentajes de acero diferentes: 1, 3 y 6 por ciento del área total, distribuidos en dos lechos de varillas. Se consideró una separación de estribos igual a *h*/6. Se evaluaron cuatro puntos del diagrama de interacción los cuales corresponden a: compresión pura, falla balanceada, flexión pura y un punto intermedio entre la falla balanceada y la flexión pura. Se estudiaron elementos con tres valores de relaciones de esbeltez: *l*/*h*= 0, 10, 15, de las cuales la primera corresponde a columnas cortas, y las otras dos a columnas esbeltas.

**Tabla 1.6. Secciones estudiadas (flexo-compresión)**

Características geométricas (cm)		Refuerzo longitudinal (cm <sup>2</sup> )	Refuerzo longitudinal (cm <sup>2</sup> )
<i>b</i>	<i>h</i>	<i>As</i>	<i>As'</i>
30	60	3.97	3.97
		15.1	15.1
		26.23	26.23
30	75	5.03	5.03
		18.91	18.91
		32.79	32.79
30	90	6.09	6.09
		22.72	22.72
		39.34	39.34
40	90	8.13	8.13
		30.29	30.29
		52.46	52.46
45	130	13.38	13.38
		49.31	49.31
		85.24	85.24
40	160	14.73	14.73
		53.99	53.99
		93.26	93.26

### 1.3.2.5 Aplastamiento

En todos los casos se supone que sobre un bloque de concreto cuadrado de 100 x 100 cm se apoya una placa base que transmite la carga al primero. Dicha placa se ubica en el centro (carga concéntrica) o en una orilla (carga excéntrica) del bloque soportante. Se definen los siguientes casos:

- Caso 1. Placa transmisora cuadrada concéntrica
- Caso 2. Placa transmisora rectangular concéntrica
- Caso 3. Placa transmisora cuadrada excéntrica
- Caso 4. Placa transmisora rectangular excéntrica

En la Tabla 1.7 se indican los valores nominales de las placas transmisoras estudiadas. Sus valores medios y desviaciones estándar se presentan en la Tabla 1.8.

**Tabla 1.7. Secciones nominales de las placas transmisoras de la carga**

Caso	Sección nominal (cm x cm)
1	40 x 40
	80 x 80
	100 x 100
2	40 x 80
3	40 x 80
	80 x 80
	100 x 100
4	40 x 80

**Tabla 1.8 Valores medios y desviaciones estándar de las secciones**

Valor nominal (cm)	Valor medio (cm)	Desviación estándar (cm)
40	39.54	0.382
80	80.23	0.208
100	100.2	0.2

### 1.3.3 Incertidumbre en fórmulas

La variabilidad de las fórmulas empleadas se obtiene a partir de pruebas experimentales. En este estudio se considera la incertidumbre en las fórmulas mediante la variable aleatoria  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{\text{Resistencia obtenida en el laboratorio}}{\text{Resistencia calculada con fórmula}} \quad (1.20)$$

Este parámetro considera la imprecisión inherente en el uso de las fórmulas especificadas en las NTCDEC-2004.

Los valores de la media ( $\mu_\alpha$ ) y desviación estándar ( $\sigma_\alpha$ ) de la variable  $\alpha$  que se emplearon para estimar la resistencias de los elementos de C/R diseñados para los diferentes modos de falla se obtuvieron de Sánchez (1980); Álvarez y Ruiz (1992); y Ruiz y colaboradores (1992). Los valores de  $\mu_\alpha$  y  $\sigma_\alpha$  se presentan en la Tabla 1.9. Para la falla por flexión se consideró  $\mu_\alpha=1$ , además se supuso que la desviación estándar del parámetro era despreciable debido a que las fórmulas para el cálculo de la resistencia por flexión presentan poca variabilidad con respecto a los resultados de experimentos (Ruiz y colaboradores, 1992). Lo mismo se supuso para el cálculo de la resistencia por flexo-compresión, aunque esta suposición no es estrictamente válida para las zonas del diagrama de interacción alejadas de la falla por flexión.

**Tabla 1.9. Valor medio y desviación estándar de  $\alpha$**  (Sánchez, 1980)

Modo de falla	$\mu_\alpha$	$\sigma_\alpha$
Cortante	1.19	0.17
Torsión	1.15	0.255
Aplastamiento	1.06	0.06

Se calculó el valor del índice  $\beta$  para cada conjunto de secciones, y para relaciones de carga ( $R_c$ ) entre 0.1 y 1.0. Los resultados se presentan en la siguiente sección.

## 1.4. RESULTADOS SOBRE ÍNDICES DE CONFIABILIDAD $\beta$

En esta sección se presentan algunos de los resultados más importantes que se obtuvieron sobre los índices de confiabilidad  $\beta$  correspondientes a diseños realizados de acuerdo con el RCDF-2004 y sus Normas Técnicas Complementarias (2004). Los resultados se muestran en forma de gráficas que presentan en su eje vertical al índice de confiabilidad  $\beta$ , y en su eje horizontal a la relación de carga  $R_c$ . Se analiza la influencia de algunos parámetros que afectan la confiabilidad de los elementos. Se hace notar que para obtener los resultados que siguen se utilizaron los valores de los factores que se indican en la Tabla 1.1. Por otro lado, también se hace ver que para el cálculo de las resistencias se utilizaron las especificaciones de las NTCDEC-2004 las cuales recomiendan el uso de  $f^*c = 0.8f^c$  (el cual se determinó de manera que la probabilidad de que la resistencia del concreto en la estructura no lo alcance es de dos por ciento).

### 1.4.1 Índices de confiabilidad para diseños por flexión

#### 1.4.1.1 Influencia de la resistencia a compresión del concreto

En la figura 1.4 se presenta la variación del índice de confiabilidad  $\beta$  con la relación de carga  $R_c$  para diseños por flexión. En estos se usó una resistencia nominal del concreto igual a 250 kg/cm<sup>2</sup> y, alternativamente, igual a 700 kg/cm<sup>2</sup>. En este último caso el cálculo de la resistencia se hizo suponiendo que la distribución de esfuerzos en la sección seguía un bloque rectangular (línea continua gruesa) y, alternativamente, que presentaba un bloque de esfuerzos triangular (línea continua delgada). En el Apéndice B se presentan las bases para obtener la resistencia considerando un bloque de esfuerzos triangular (Mendoza, 1998). En la figura 1.4 se puede apreciar que la influencia de estas dos últimas suposiciones (bloque rectangular o bloque triangular) es mínima para el caso de flexión.

En la figura 1.4 también se puede ver que cuando se utiliza concreto de alta resistencia (700 kg/cm<sup>2</sup>) el índice de confiabilidad de elementos diseñados por flexión es menor (que representa una probabilidad de falla mayor) que cuando se utiliza concreto con una resistencia  $f^c = 250$  kg/cm<sup>2</sup>. Un comportamiento similar lo obtiene Szerszen y Nowak (2003) para vigas diseñadas por flexión. Estos autores informan un valor promedio de  $\beta$  entre 3.83 y 4.55 (dependiendo del valor del factor de resistencia) para elementos diseñados con concretos ordinarios, y por otro lado, un valor promedio de  $\beta$  entre 3.63 y 4.36 para elementos diseñados usando concretos de alta resistencia; es decir, que los valores de  $\beta$  que encuentran Szerszen y Nowak (2003) son menores para los elementos diseñados (por flexión) con concretos de alta

resistencia que para aquellos correspondientes a concretos ordinarios, similar a lo que se obtiene en el presente estudio.

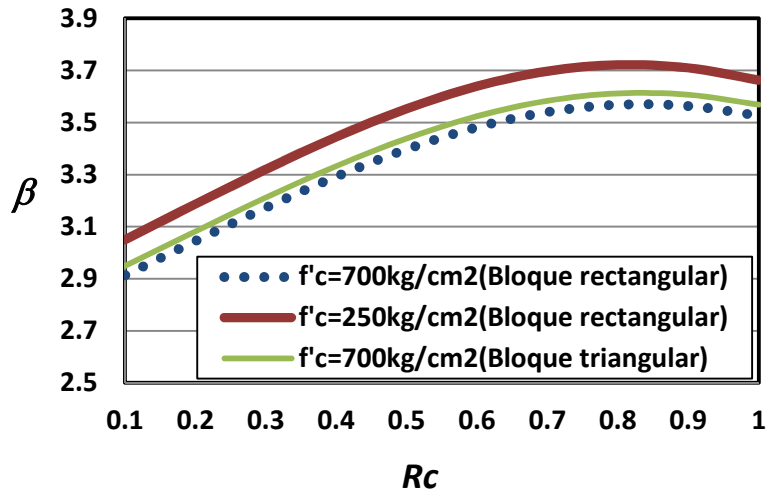


Figura 1.4. Índice de confiabilidad  $\beta$  para secciones diseñadas por flexión.

#### 1.4.1.2 Influencia del porcentaje de acero

La figura 1.5 muestra el comportamiento del índice  $\beta$  en función de la relación de carga ( $R_c$ ) cuando el elemento se diseña usando tres distintas alternativas de porcentaje de acero (mínimo, medio y máximo permitido por las NTCDEC-2004). En la figura 1.5 se puede observar que a medida que se incrementa el porcentaje de acero, el índice de confiabilidad  $\beta$  del elemento es mayor. La confiabilidad mayor se presenta en diseños con el 90% del área de acero balanceado que corresponde a la curva continua delgada indicada como “Acero máximo”. Los valores menores de confiabilidad corresponden a elementos diseñados con el porcentaje de acero mínimo (indicados con una curva discontinua). La curva continua gruesa indicada como “Acero medio” corresponde a una interpolación lineal entre las dos condiciones anteriores.

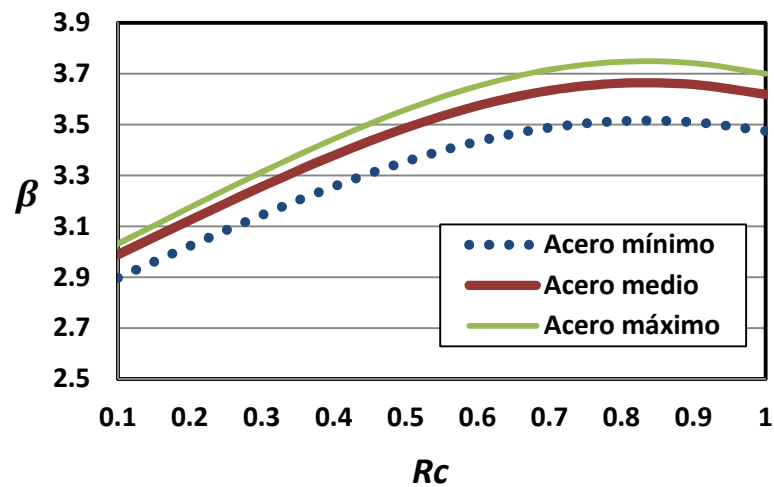


Figura 1.5. Influencia del porcentaje de acero de refuerzo en el índice de confiabilidad  $\beta$ .

### 1.4.1.3 Influencia de la relación de carga

Las figuras 1.4 y 1.5 muestran que a medida que disminuye la relación de carga ( $R_c$ ) es menor el valor del índice de confiabilidad  $\beta$ . Dada la definición de relación de carga:  $R_c = CM / (CM + CV)$ , se deduce que a medida que crece la carga viva ( $CV$ ) el valor de  $R_c$  tiende a ser menor y el índice  $\beta$  disminuye. Es decir que para valores altos de cargas vivas la probabilidad de falla tiende a crecer, lo cual no es deseable, sino que lo deseable es que la probabilidad de falla (o el índice de confiabilidad  $\beta$ ) sea aproximadamente constante para el intervalo de relaciones de carga que se utilizan normalmente en la práctica.

## 1.4.2 Índices de confiabilidad para diseños por cortante

### 1.4.2.1 Influencia de la resistencia del concreto

Los resultados del índice de confiabilidad  $\beta$  para diseños por cortante se muestran en la figura 1.6. En esta se observa que para los diseños en los que se utiliza concreto de alta resistencia ( $f'c = 700 \text{ kg/cm}^2$ ) los valores del índice de confiabilidad  $\beta$  son menores que para los diseños en los que se usa  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ . Szerszen y Nowak (2003) informan un comportamiento similar para vigas diseñadas por cortante.

Por otro lado, las confiabilidades que resultan para diseños por cortante son consistentes si se comparan con las correspondientes a los diseños por flexión; es decir, los valores del índice de confiabilidad  $\beta$  para los diseños por cortante son mayores que los que corresponden a los diseños por flexión, lo cual es congruente debido a que la falla por cortante es del tipo frágil y se requiere que la probabilidad de falla de estos elementos sea más baja que la correspondientes a elementos con falla de tipo dúctil (diseños por flexión). El incremento en los niveles de confiabilidad para los modos de falla frágil se logra estableciendo factores reductivos de resistencia menores para estos casos que para los asociados con modos de falla dúctiles, lo cual se verifica en el capítulo 2 del presente estudio.

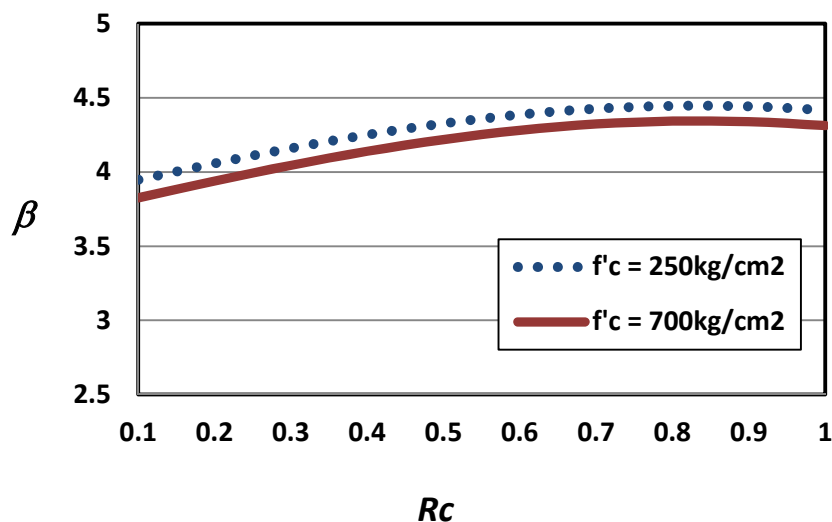


Figura 1.6. Índice  $\beta$  para secciones diseñadas por cortante.

### 1.4.2.2 Influencia de la separación de estribos

La figura 1.7 muestra el comportamiento del índice  $\beta$  cuando los elementos se diseñan usando tres diferentes separaciones de estribos. La separación de estribos se considera como una fracción del peralte del elemento ( $h$ ). Para el análisis se consideró el valor nominal de  $h$ .

En la figura 1.7 se puede observar que a medida que disminuye la separación de estribos se incrementa la confiabilidad del elemento. Es decir, la curva de menor confiabilidad (indicada con línea punteada) corresponde a elementos diseñados con la separación máxima de estribos ( $h/2$ ), mientras que la curva de mayor confiabilidad corresponde a elementos diseñados con la separación mínima ( $h/6$ ).

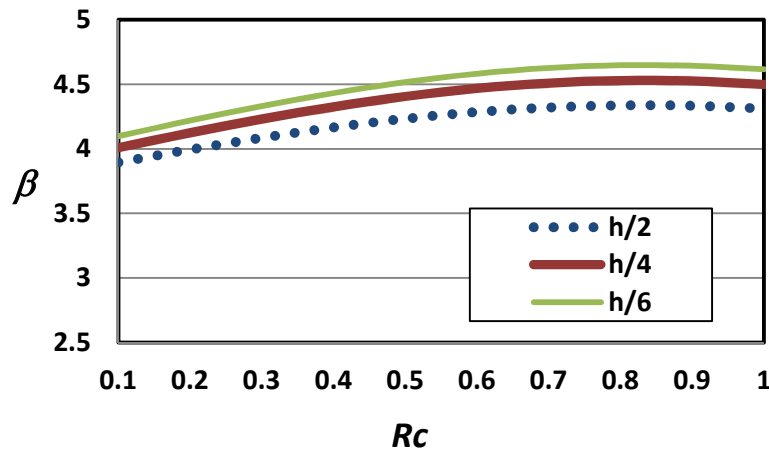


Figura 1.7. Influencia de la separación de estribos en la confiabilidad estructural.

### 1.4.2.3 Influencia de la relación de carga

En las figuras 1.6 y 1.7 se observa que los valores del índice de confiabilidad  $\beta$  se incrementan conforme crece la relación de carga (al igual que lo que ocurre en el caso de flexión). Este comportamiento no es deseable debido a lo que se comentó en la sección relativa a flexión (que para valores altos de cargas vivas la probabilidad de falla tiende a crecer).

## 1.4.3 Índices de confiabilidad para diseños por torsión

### 1.4.3.1 Influencia de la resistencia del concreto

En la figura 1.8 se muestra la diferencia del índice de confiabilidad  $\beta$  entre diseños por torsión con concretos con resistencia  $f'c = 700 \text{ kg/cm}^2$  y, alternativamente, con  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ . En la figura se observa que la confiabilidad es mayor cuando se diseña con concretos cuya resistencia es  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , similar a lo que ocurre en el caso correspondiente a diseño por cortante (ver sección 1.4.2).

Por otro lado, se puede observar que los valores del índice de confiabilidad  $\beta$  resultan congruentes con respecto a los valores de confiabilidad obtenidos para los modos de falla estudiados en las secciones anteriores (flexión y cortante). Los modos de falla dúctil se deben asociar a probabilidades de falla

mayores (por ejemplo, flexión), mientras que los modos de falla frágil, a probabilidades de falla menores (por ejemplo, cortante y torsión).

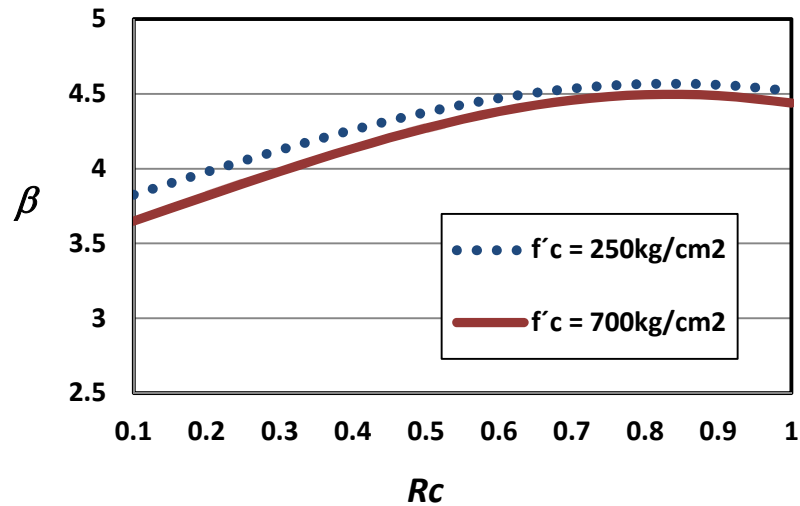


Figura 1.8. Índice  $\beta$  para secciones diseñadas por torsión.

#### 1.4.3.2 Influencia de la separación de estribos

Para los diseños por torsión se consideran tres separaciones de estribos (igual que para los diseños por cortante). En la figura 1.9 se muestran los índices de confiabilidad  $\beta$  para las separaciones de estribos  $s = h/2$ ,  $h/4$  y  $h/6$ . En dicha figura se puede observar que la confiabilidad se incrementa cuando disminuye la separación de estribos; es decir, la curva con valores de índices de confiabilidad mayores corresponde a elementos diseñados con la separación de estribos mínima ( $s = h/6$ ), mientras que la curva con valores de índices de confiabilidad menores corresponde a elementos diseñados con la separación de estribos máxima ( $s = h/2$ ).

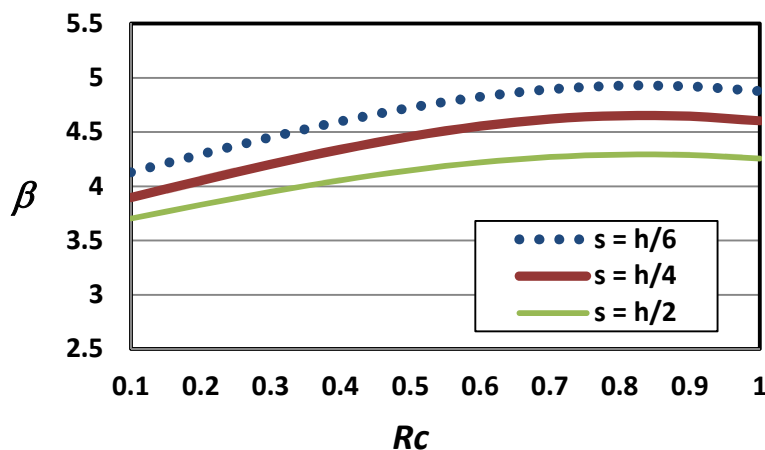


Figura 1.9. Influencia de la separación de estribos.



### 1.4.3.3 Influencia de la relación de carga

Similar a los casos de diseños por flexión y por cortante (figuras 1.8 y 1.9), la influencia de la relación de carga es de tal forma que a medida que disminuye la relación de carga ( $R_c$ ), es menor el índice de confiabilidad  $\beta$ , lo que es indeseable.

## 1.4.4 Índices de confiabilidad para diseños por flexo-compresión

### 1.4.4.1 Influencia de la resistencia del concreto

La influencia en la confiabilidad del tipo de concreto en el diseño por flexo-compresión se ilustra en la figura 1.10. Esta corresponde a una sección de 40 x 80 cm con tres por ciento de acero de refuerzo distribuido en dos lechos (en este caso el elemento falla por compresión). En cuanto al nivel de confiabilidad de este modo de falla, comparado con los valores correspondientes a otros modos de falla, se puede observar que este caso es el que presenta el mayor índice de confiabilidad, lo cual es congruente con los valores de confiabilidad obtenidos para los modos de falla que se analizaron en las secciones anteriores (flexión, cortante y torsión).

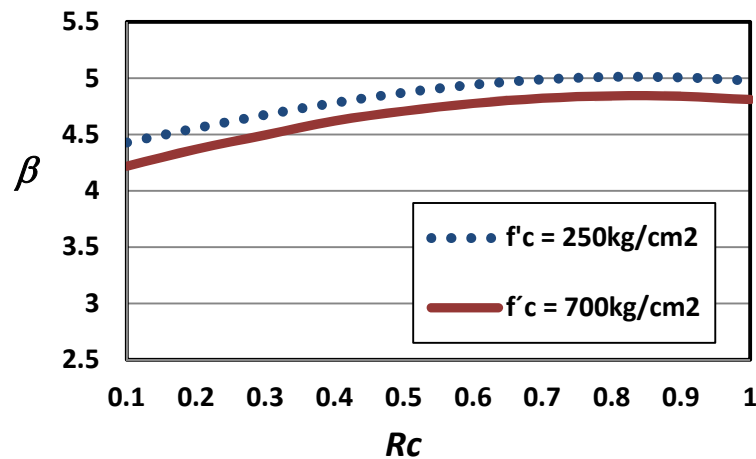


Figura 1.10. Índice  $\beta$  para secciones diseñadas por flexo-compresión (falla en compresión).

### 1.4.4.2 Influencia de la zona en el diagrama de interacción

En lo que sigue se hace referencia a tres zonas correspondientes al diagrama de interacción carga-momento flexionante (ver figura 1.11). Las zonas corresponden a las siguientes condiciones de excentricidad ( $e$ ) de la carga actuante:

- 1) Compresión pura,  $e = 0$
- 2) Falla balanceada,  $e = e_b$
- 3) Flexión pura,  $e/h = \infty$

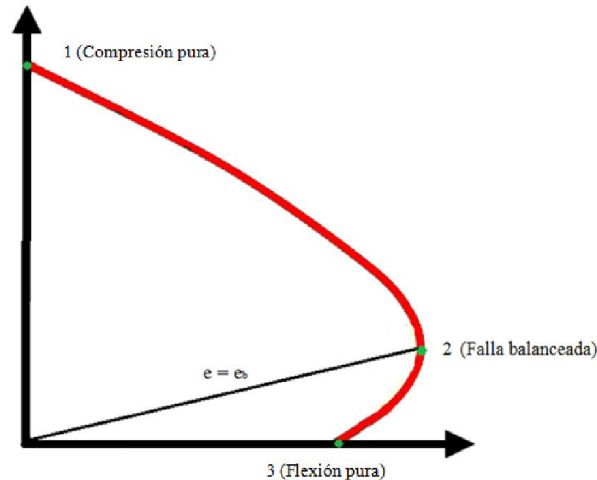


Figura 1.11. Definición de zonas del diagrama de interacción carga-momento flexionante.

En este estudio se considera que la excentricidad balanceada ( $e_b$ ) se calcula usando valores nominales de las propiedades de los elementos.

En la figura 1.12 se presentan los índices de confiabilidad  $\beta$  en función de las excentricidades relativas ( $e/h$ ) para un caso típico. Este se refiere a una sección de 40x90 cm con tres por ciento de porcentaje de acero. En la zona 1 (que corresponde a la falla en compresión pura) los diseños presentan el mayor índice de confiabilidad. Dentro de la zona 2 el índice de confiabilidad  $\beta$  resulta 6% menor que para la zona 1, y para el caso dentro de la zona 3 (controlada por flexión pura) las confiabilidades presentan sus valores más pequeños (del orden de 80% de las correspondientes a los elementos correspondientes a la zona 1).

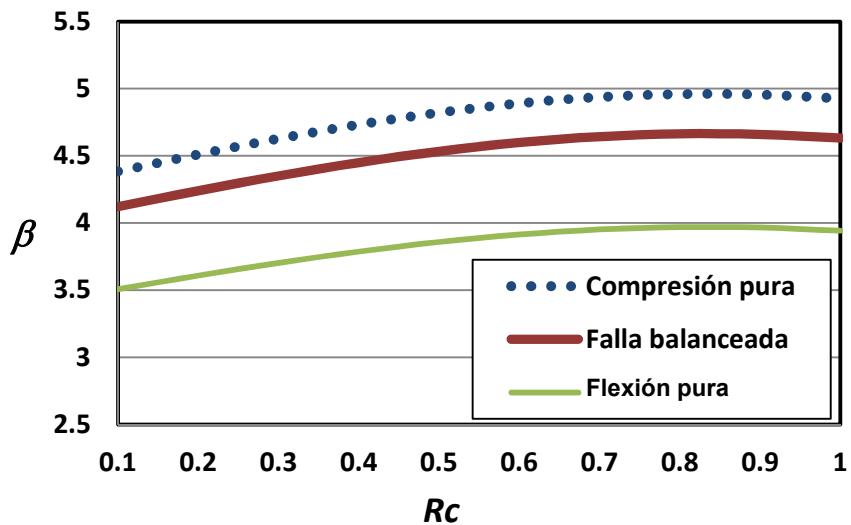


Figura 1.12. Variación del índice de confiabilidad ( $\beta$ ) con la excentricidad ( $e$ ).

#### 1.4.4.3 Influencia de la relación de esbeltez

Con el fin de hacer ver la influencia de la relación de esbeltez en la confiabilidad, en lo que sigue se presentan resultados que muestran el índice de confiabilidad  $\beta$  en función de la excentricidad, la cual

determina el tipo de falla que presentan las columnas. En las figuras 1.13, 1.14 y 1.15 se muestran resultados para relaciones de esbeltez iguales a  $l/h = 0$ ,  $l/h = 10$  y  $l/h = 15$ , donde  $l/h = 0$  corresponde a una columna corta, y  $l/h = 15$  a la columna más esbelta.

En la figura 1.13 se muestra la variación de  $\beta$  para las tres relaciones de esbeltez ( $l/h = 0, 10$  y  $15$ ) cuando el elemento falla en compresión ( $e = 0.1$ ). En dicha figura se observa que a medida que la relación de esbeltez aumenta el índice de confiabilidad tiende a subir. Esto se debe a la naturaleza propia de las fórmulas de diseño de columnas esbeltas. Cuando se compara la confiabilidad de las columnas esbeltas con respecto a la correspondiente a columnas cortas se ve que esta es mayor, alrededor de 4% para  $l/h = 15$ , y 2% para  $l/h = 10$ .

Para el caso de falla balanceada ( $e = e_b$ , ver figura 1.14) nuevamente se puede ver que el índice de confiabilidad de las columnas esbeltas es mayor que la de las columnas cortas; sin embargo, esta diferencia se reduce a 2% para las columnas con relación de esbeltez  $l/h = 15$  y menor que 1% para las columnas con  $l/h = 10$ .

Cuando la excentricidad tiende a ser muy grande ( $e = \infty$ ) se trata de un caso de flexión pura (ver figura 1.15). Para este caso las columnas cortas y esbeltas tienden al mismo índice  $\beta$ . Se observa que la diferencia del valor  $\beta$  correspondiente a las diferentes relaciones de carga es menor que 1%.

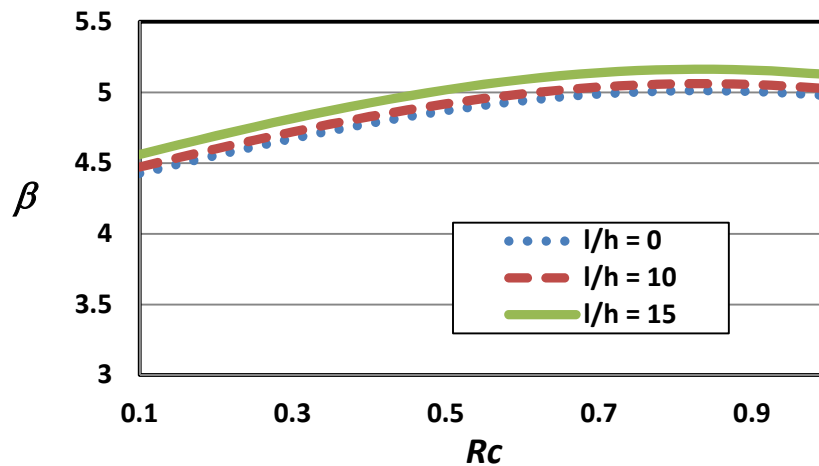


Figura 1.13. Influencia de la relación de esbeltez.  $e = 0.01$ .

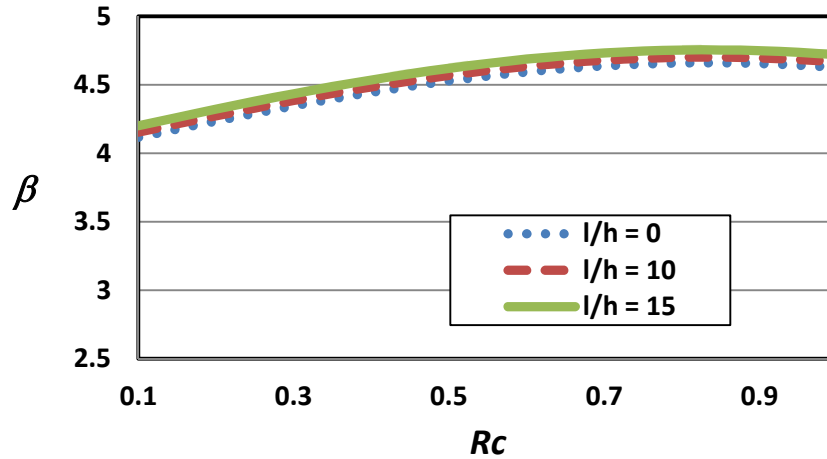


Figura 1.14. Influencia de la relación de esbeltez.  $e = e_b$

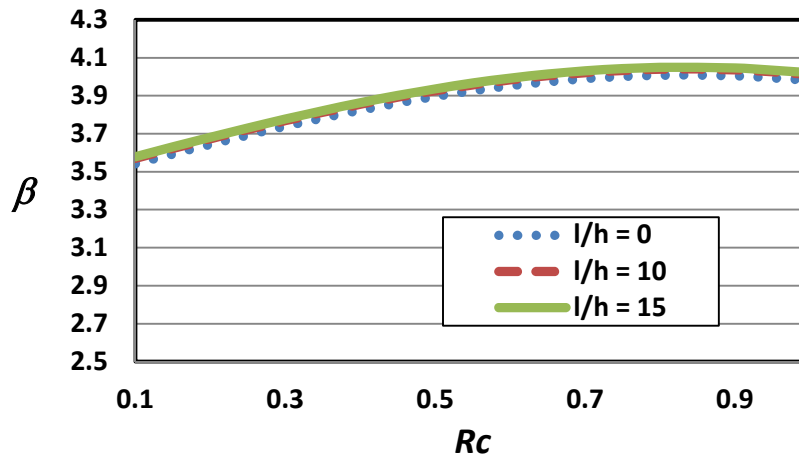


Figura 1.15. Influencia de la relación de esbeltez.  $e = \infty$

#### 1.4.4.4 Influencia de la relación de carga

El índice  $\beta$  de las secciones diseñadas por flexo-compresión se incrementa a medida que aumenta la relación de carga  $R_c$ . Lo anterior se puede apreciar en las figuras 1.13 a 1.15. El valor de los índices de confiabilidad para diseños por flexo-compresión es congruente con el valor de los índices correspondientes a los modos de falla estudiados en las secciones anteriores (flexión, cortante y torsión).

### 1.4.5 Índices de confiabilidad para diseños por aplastamiento

#### 1.4.5.1 Influencia de la resistencia del concreto

Algunos resultados para el caso de diseños por aplastamiento se presentan en la figura 1.16. Estos resultados corresponden a un elemento de 40x40 cm Para su diseño se consideraron dos tipos de concreto ( $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$  y  $f'_c=700 \text{ kg/cm}^2$ ). En la figura 1.16 se observa que el índice de confiabilidad presenta el mismo comportamiento que se observó para los modos de falla correspondientes a flexión, cortante, torsión y flexo-compresión.

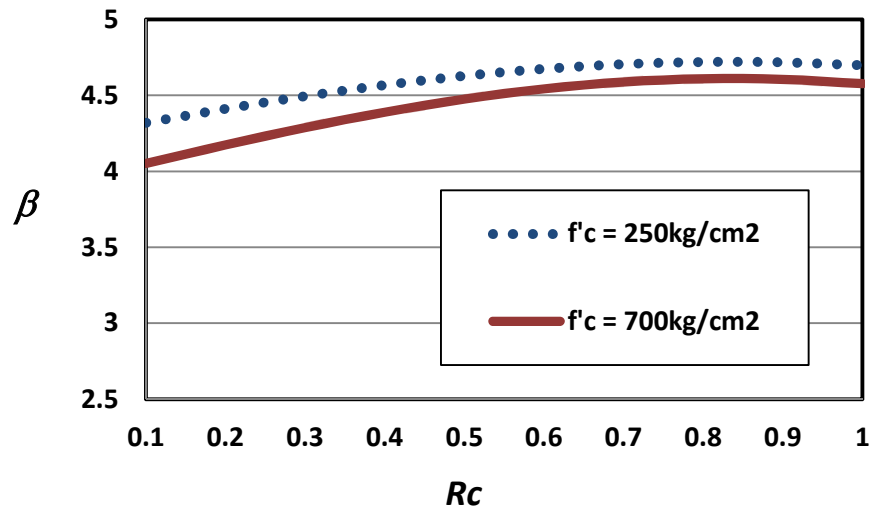


Figura 1.16. Índice  $\beta$  para secciones diseñadas por aplastamiento.

#### 1.4.5.2 Influencia de la excentricidad de la carga

En la figura 1.17 se presentan los resultados obtenidos de una sección transversal de 80x80 cm, considerando para su diseño un valor de  $f'c = 250\text{kg/cm}^2$ . Como se puede observar en la figura 1.17, la excentricidad de aplicación de la carga (ya sea concéntrica o excéntrica) no tiene influencia significativa en el valor del índice  $\beta$ ; sin embargo, se puede observar que el caso de transmisión de carga concéntrica es ligeramente más confiable que el caso de carga excéntrica.

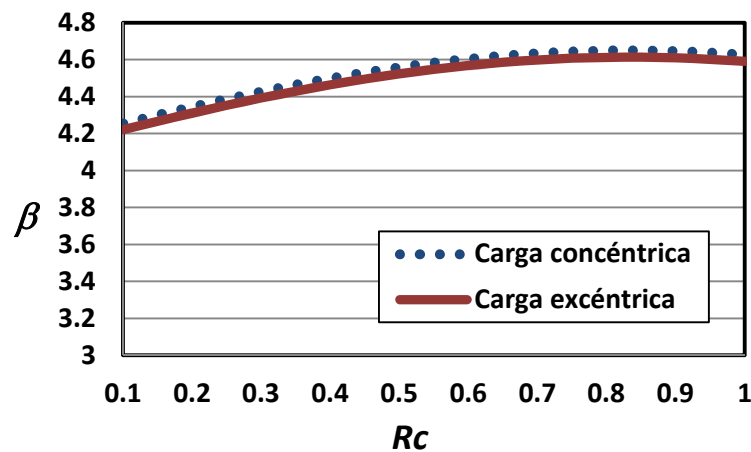


Figura 1.17. Influencia de la posición de la carga (concéntrica o excéntrica).

#### 1.4.5.3 Influencia de la relación de carga

Respecto a los diseños por aplastamiento, se observa que a medida que  $R_c$  aumenta, la confiabilidad aumenta (ver figuras 1.16 y 1.17). Este comportamiento se observa para todos los casos analizados, lo que es indeseable. Es decir, se debe procurar que la confiabilidad se mantenga uniforme para distintas

relaciones de carga que se emplean normalmente en la práctica profesional. En la próxima sección se explica el método que aquí se sigue para lograr este objetivo.

## 1.5 FACTORES ÓPTIMOS DE CARGAS MUERTA Y VIVA

Con el fin de obtener los factores óptimos de carga de manera que sean casi uniformes con respecto a diferentes valores de la relación de carga, se utiliza la ec. 1.9. Para ello es necesario primeramente calcular el índice de confiabilidad objetivo  $\beta_o$ , que es igual al promedio de los índices dentro de cierto intervalo de valores de  $R_c$  que se emplean en la práctica profesional. Los intervalos de  $R_c$  más usados en la práctica se seleccionaron de la siguiente manera (Szerszen y Nowak, 2003): para flexión, de 0.3 a 0.7; para cortante, de 0.3 a 0.7; para torsión, de 0.3 a 0.7; para flexo-compresión, de 0.4 a 0.9, y para aplastamiento, de 0.4 a 0.9. Los valores del índice objetivo  $\beta_o$  que se obtienen en el presente estudio se muestran en la Tabla 1.10.

**Tabla 1.10. Valores de  $\beta_o$  correspondientes a diferentes modos de falla**

Modo de falla		$\beta_o$	
		250 kg/cm <sup>2</sup>	700 kg/cm <sup>2</sup>
Flexión		3.57	3.38
Cortante		4.28	4.17
Torsión		4.32	4.21
Flexo-compresión	Compresión	4.87	4.73
	Falla balanceada	4.82	4.72
	Falla en tensión	3.93	3.79
Aplastamiento		4.62	4.46

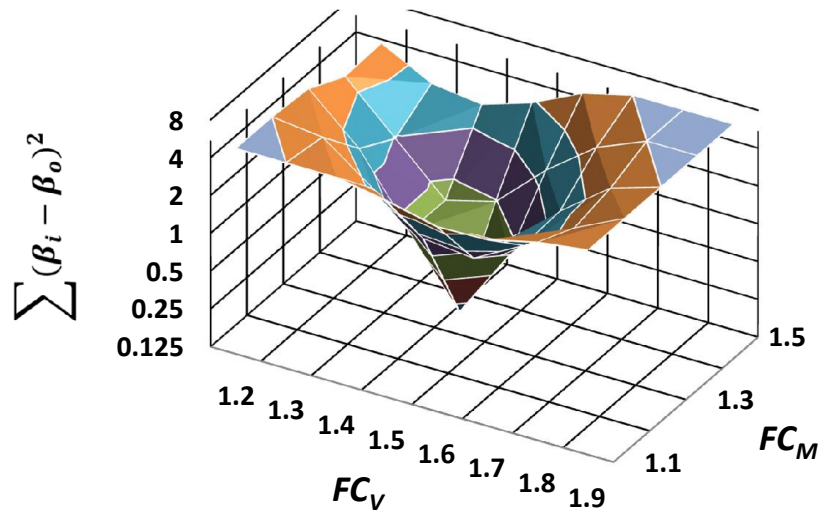
Para encontrar los valores óptimos de los factores de carga se sustituyeron los valores de la Tabla 1.11 en la ec. 1.9, suponiendo diferentes combinaciones de valores de factores de carga muerta ( $FC_M$ ) y de carga viva ( $FC_V$ ). Para el análisis se utiliza  $p_j=1$  (ver ec. 1.9). Las combinaciones de factores de carga muerta y viva ( $FC_M$  y  $FC_V$ ) que se supusieron en este estudio se presentan en la Tabla 1.11. Se hace notar que esta tabla incluye los factores  $FC_M = 1.4$  y  $FC_V = 1.4$  (con tipo de letra “negrita”) que se recomiendan en las NTCCA-2004 vigentes.

**Tabla 1.11. Combinaciones de factores de carga**

$FC_M$	$FC_V$
1.1	1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9
1.2	1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9
1.3	1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9
1.4	1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9
1.5	1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9

### 1.5.1 Factores óptimos para diseños por flexión

En las figuras 1.18 y 1.19 se muestra en forma gráfica el resultado que se obtiene al aplicar la ec. 1.9 a los diseños por flexión, usando una resistencia nominal del concreto igual a  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ . La figura 1.18 corresponde a una vista en perspectiva y la figura 1.19 al mismo resultado visto en planta. Los ejes horizontales de la figura 1.18 representan las diferentes combinaciones de carga que se muestran en la Tabla 1.11, mientras que el eje vertical es el resultado de la sumatoria de la diferencia cuadrática de la ec. 1.9. En las figuras 1.18 y 1.19 se puede apreciar que el valor mínimo de la sumatoria corresponde a la combinación  $FC_V = 1.5$  y  $FC_M = 1.3$ , lo que significa que esta combinación de factores de carga es la óptima para este caso.



**Figura 1.18. Combinación óptima de factores de carga. Flexión. Vista en perspectiva.**

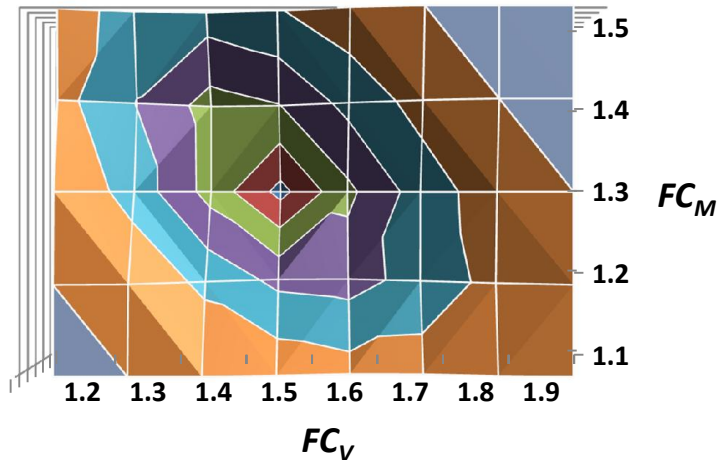


Figura 1.19. Combinación óptima de factores de carga. Flexión. Vista en planta.

De manera similar, se obtuvieron los factores óptimos de carga para los elementos diseñados por flexión usando una resistencia del concreto igual a  $f'c=700 \text{ kg/cm}^2$ . Los resultados indican que también para este caso los factores óptimos corresponden a la combinación  $FC_V = 1.5$  y  $FC_M = 1.3$ .

### 1.5.2 Factores óptimos para diseños por cortante

Las gráficas correspondientes al mismo análisis de optimación (usando la ec. 1.9), pero para el caso de diseños por cortante, se presentan en las figuras 1.20 y 1.21. Estas corresponden a diseños en los que se utiliza  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ . Como puede observarse en las figuras 1.20 y 1.21 (correspondientes a vistas en perspectiva y en planta, respectivamente), el valor mínimo nuevamente corresponde a la combinación de factores de carga  $FC_M = 1.3$  y  $FC_V = 1.5$ . La misma combinación de factores ( $FC_M = 1.3$  y  $FC_V = 1.5$ ) se obtuvo cuando se usó en el diseño un valor de la resistencia del concreto igual a  $f'c = 700 \text{ kg/cm}^2$ .

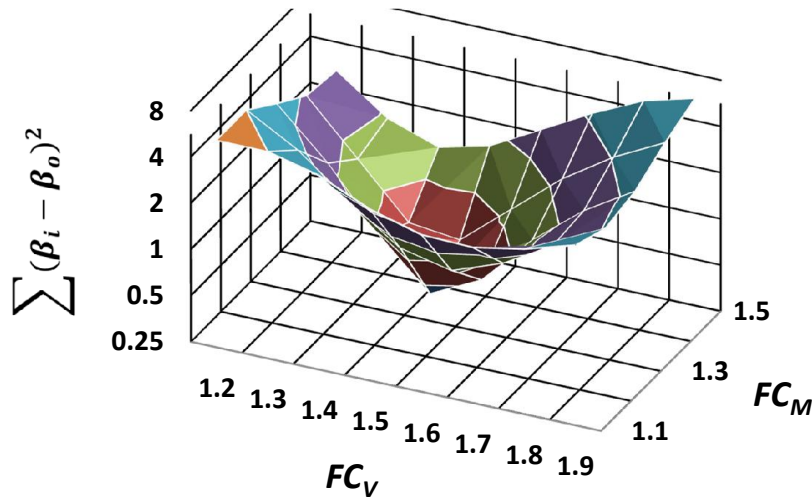


Figura 1.20. Combinación óptima de factores de carga. Cortante. Vista en perspectiva.



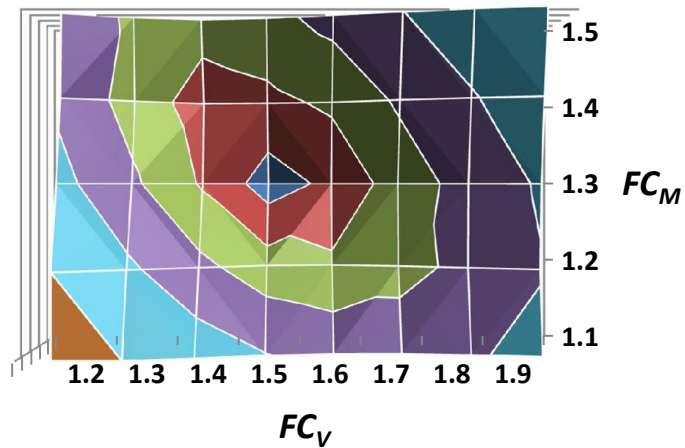


Figura 1.21. Combinación óptima de factores de carga. Cortante. Vista en planta.

### 1.5.3 Factores óptimos para diseños por torsión

Las gráficas correspondientes al mismo análisis de optimación (usando la ec. 1.9), pero para los diseños por torsión, se presentan en las figuras 1.22 y 1.23 cuando se utiliza  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  en el diseño. La combinación óptima resulta igual a las encontradas en los casos anteriores ( $FC_M = 1.3$  y  $FC_V = 1.5$ ). Se obtuvo el mismo resultado para los diseños correspondientes a  $f'c = 700 \text{ kg/cm}^2$ .

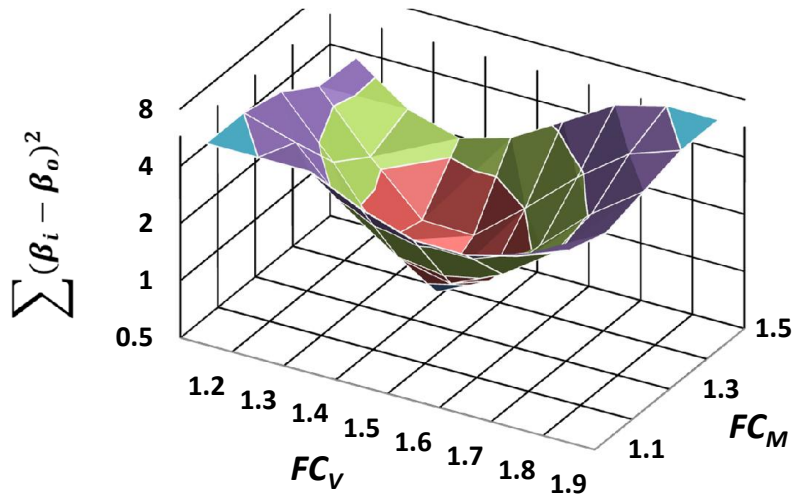


Figura 1.22. Combinación óptima de factores de carga. Torsión. Vista en perspectiva.

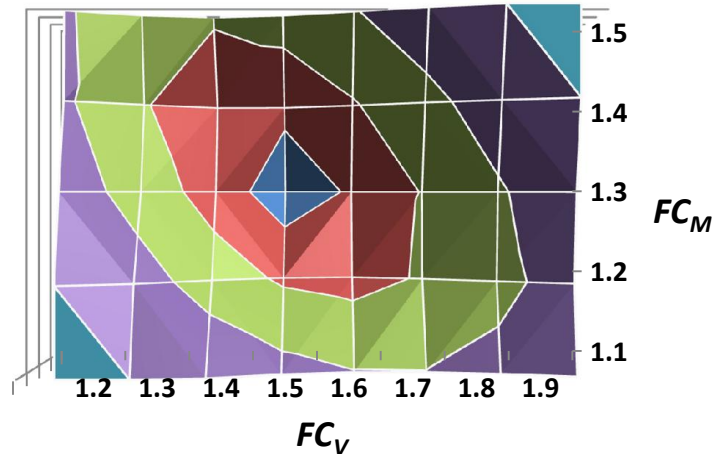


Figura 1.23. Combinación óptima de factores de carga. Torsión. Vista en planta.

### 1.5.4 Factores óptimos para diseños por flexo-compresión

Para los diseños por flexo-compresión la optimización se llevó a cabo para diferentes relaciones de esbeltez ( $l/h$ ) así como para diferentes valores de excentricidad ( $e$ ). En todos los casos la combinación óptima de valores de factores de carga resultó igual a  $FC_M = 1.3$  y  $FC_V = 1.5$ . En las figuras 1.24 y 1.25 se muestran los resultados del caso que corresponde al elemento que se analizó en la sección 1.4.4. La combinación óptima de carga resulta igual a la que se encontró para los otros modos de falla ( $FC_M = 1.3$  y  $FC_V = 1.5$ ). Se obtuvo el mismo resultado para el diseño en el que se usa  $f'c = 700\text{kg/cm}^2$ .

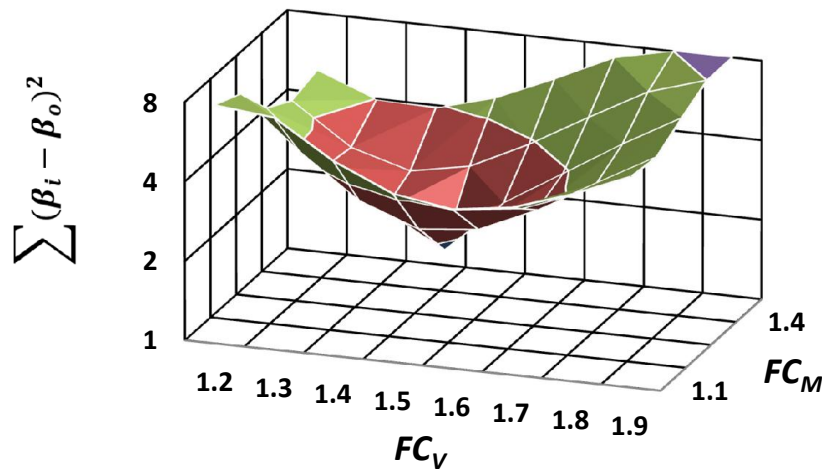


Figura 1.24. Combinación óptima de factores de carga. Flexo-compresión. Vista en perspectiva.

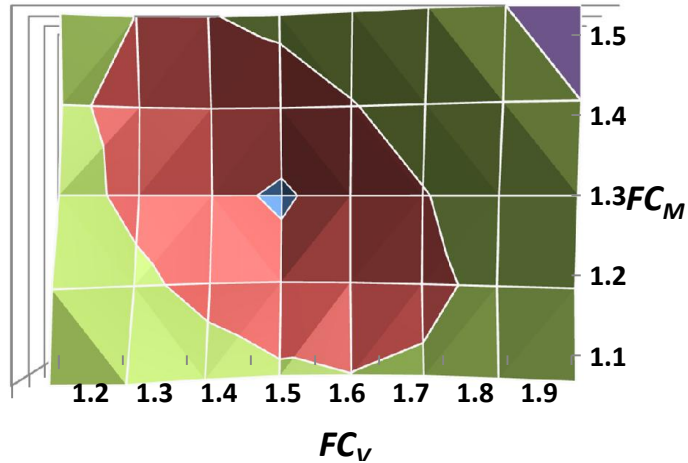


Figura 1.25. Combinación óptima de factores de carga. Flexo-compresión. Vista en planta.

### 1.5.5 Factores óptimos para diseños por aplastamiento

Las gráficas correspondientes al análisis de optimación para el caso de diseños por aplastamiento se presentan en las figuras 1.26 y 1.27. Estas corresponden a diseños en los que se utiliza  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ . La combinación óptima resulta igual a las que se encontraron en los casos anteriores ( $FC_M = 1.3$  y  $FC_V = 1.5$ ). Se obtuvo el mismo resultado para los elementos en donde se utiliza una resistencia del concreto igual a  $f'c = 700 \text{ kg/cm}^2$ .

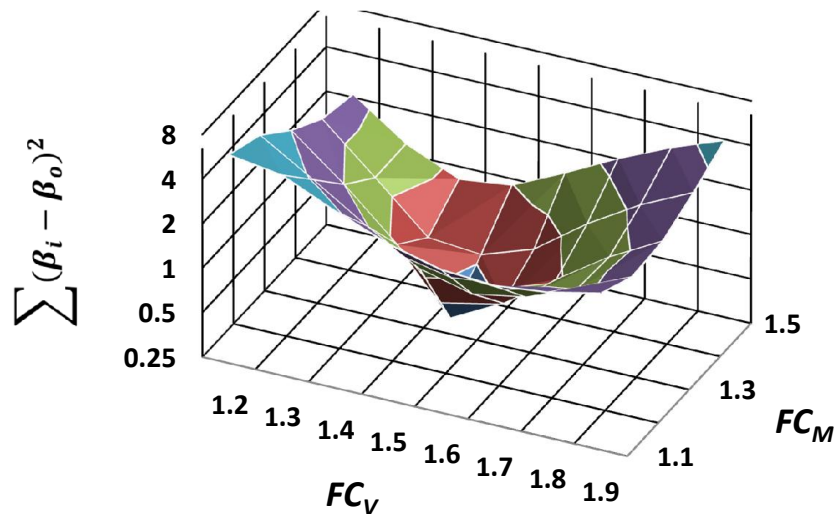


Figura 1.26. Combinación óptima de factores de carga. Aplastamiento. Vista en perspectiva.

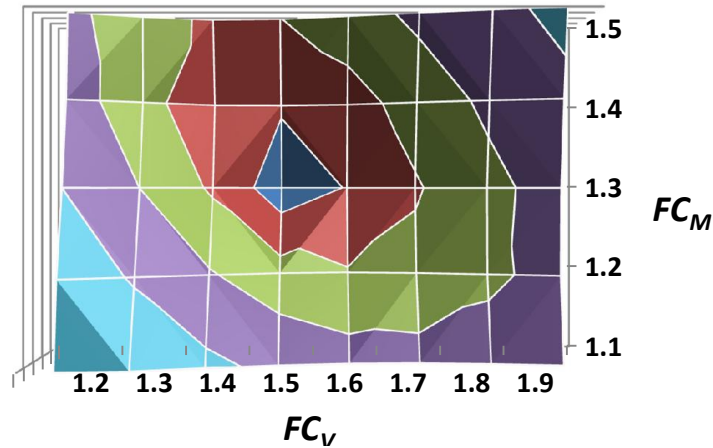


Figura 1.27. Combinación óptima de factores de carga. Aplastamiento. Vista en planta.

## 1.6 COMPARACIÓN ENTRE LA COMBINACIÓN DE FACTORES DE CARGA PROPUESTA EN ESTE ESTUDIO Y LA QUE SE RECOMIENDA EN LAS NTCCA (2004)

La figura 1.28 presenta una comparación entre los valores de índices de confiabilidad obtenidos para diseños por flexión cuando se usa la combinación de cargas que se especifica en las NTCCA-2004 (indicada con línea punteada), en donde se usa  $FC_M = 1.4$  y  $FC_V = 1.4$ , y la combinación de los factores que se proponen en el presente estudio (indicada con línea continua), en donde se usa  $FC_M = 1.3$  y  $FC_V = 1.5$  (ver anexo A). Como puede observarse en la figura 1.28, la combinación de factores de carga propuesta aquí da lugar a índices de confiabilidad más uniformes con respecto a diferentes valores de relaciones de carga ( $R_c$ ).

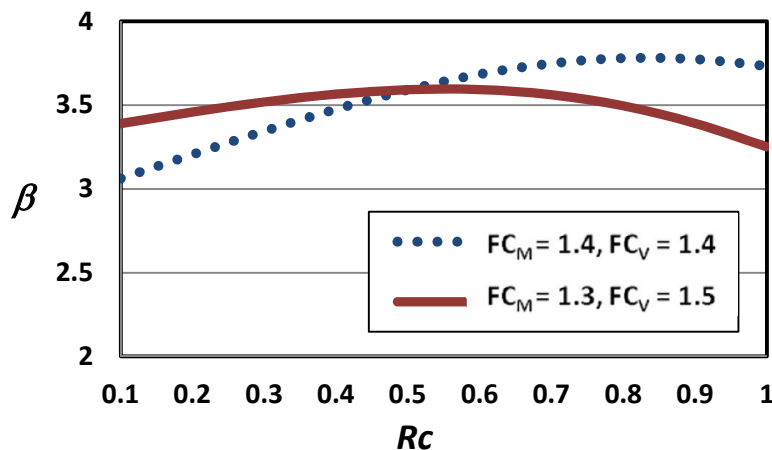


Figura 1.28. Comparación del índice de confiabilidad  $\beta$  correspondiente a la combinación de factores de carga especificada en las NTCCA-2004 y a la combinación propuesta en este estudio. Flexión.

Un comportamiento similar al antes mencionado se obtiene para los otros modos de falla que se tratan en el presente estudio; es decir, con los factores de carga propuestos en el presente estudio se obtiene una confiabilidad casi uniforme para distintas relaciones de carga  $R_c$ . Esto se muestra en las figuras 1.29, 1.30, 1.31 y 1.32 correspondientes a los modos de falla por cortante, torsión, flexo-compresión y aplastamiento, respectivamente.

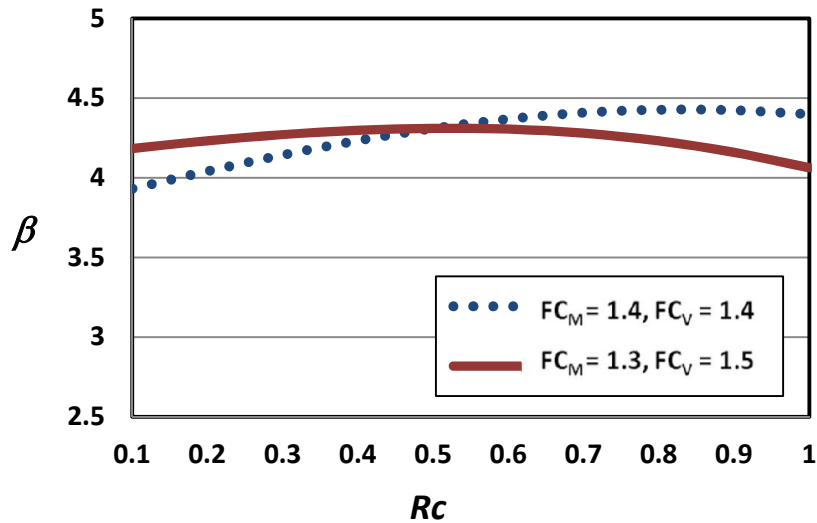


Figura 1.29. Comparación del índice de confiabilidad  $\beta$  correspondiente a la combinación de factores de carga especificada en las NTCCA-2004 y a la combinación propuesta en este estudio. Cortante.

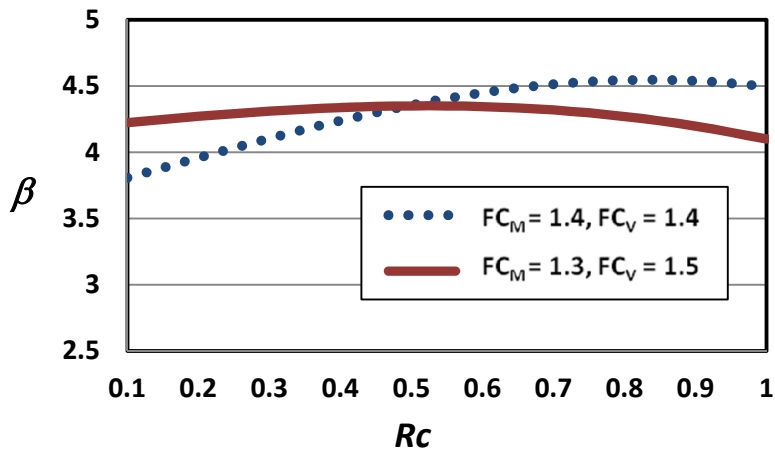


Figura 1.30. Comparación del índice de confiabilidad  $\beta$  correspondiente a la combinación de factores de carga especificada en las NTCCA-2004 y a la combinación propuesta en este estudio. Torsión.

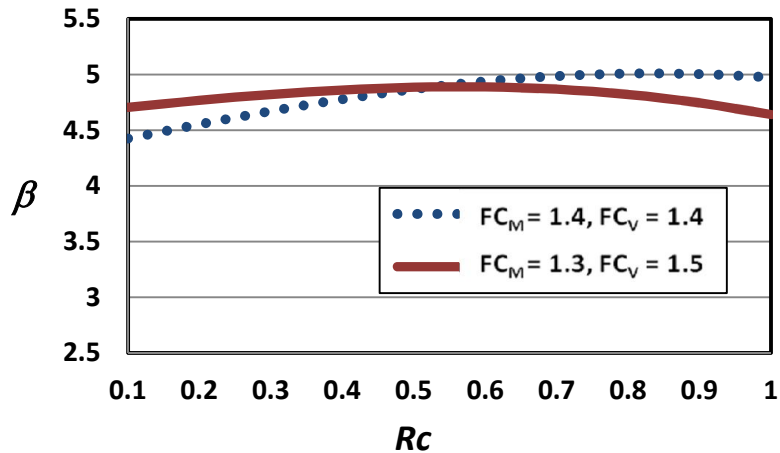


Figura 1.31. Comparación del índice de confiabilidad  $\beta$  correspondiente a la combinación de factores de carga especificada en las NTCCA-2004 y a la combinación propuesta en este estudio. Flexo-compresión (fallo por compresión).

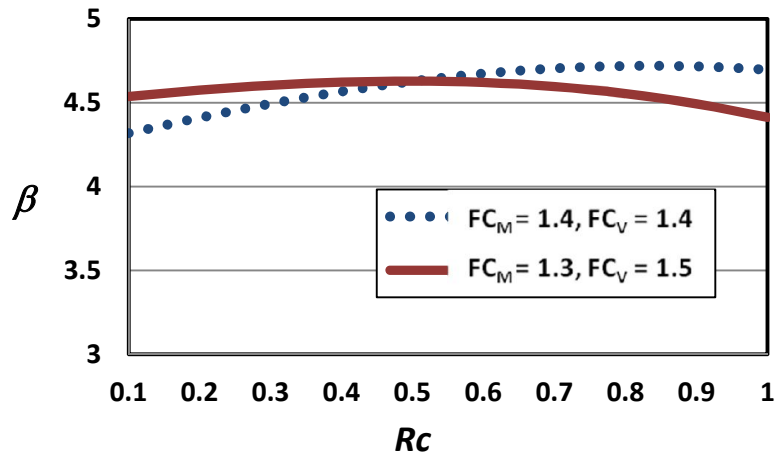


Figura 1.32. Comparación del índice de confiabilidad  $\beta$  correspondiente a la combinación de factores de carga especificada en las NTCCA-2004 y a la combinación propuesta en este estudio. Aplastamiento.

### 1.6.1 Factores óptimos para edificaciones importantes

En esta sección se presentan los valores de factores de carga propuestos para edificaciones importantes. Las NTCCA-2004 recomiendan para este caso valores de factores de carga muerta y viva iguales a  $FC_M = 1.5$  y  $FC_V = 1.5$ , respectivamente. En la figura 1.33 se muestran los resultados obtenidos para diseños por flexión, se observa que la combinación propuesta ( $FC_M = 1.4$  y  $FC_V = 1.6$ ) da lugar a confiabilidades más uniformes para distintas relaciones de carga que la propuesta en las NTCCA-2004. Para los otros modos de falla se obtuvieron resultados similares (Bojórquez y Ruiz, 2014).

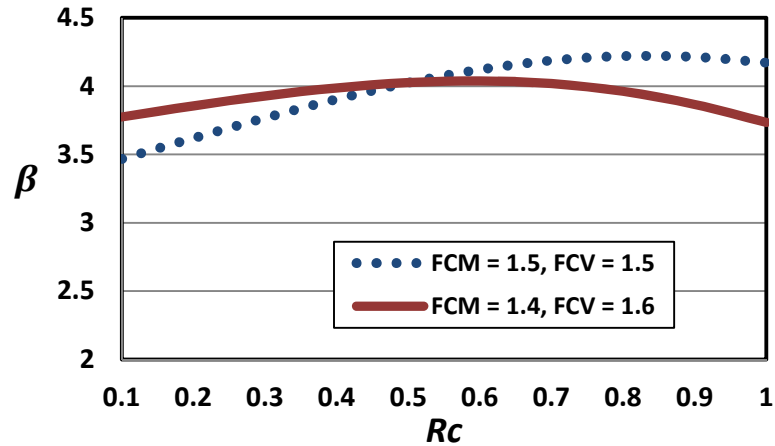


Figura 1.33. Comparación del índice de confiabilidad  $\beta$  correspondiente a la combinación de factores de carga especificada en las NTCCA-2004 y a la combinación propuesta en este estudio. Flexión. Edificaciones importantes.

## 1.7 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO 1

Con base en los resultados obtenidos en la capítulo 1 del presente estudio se propone que en la próxima versión de las Normas Técnicas para Criterios y Acciones sobre las Edificaciones del Distrito Federal (NTCCA) se especifique la siguiente combinación de factores de carga:  $FC_M = 1.3$ ,  $FC_V = 1.5$ , en vez de la combinación  $FC_M = 1.4$ ,  $FC_V = 1.4$  que recomiendan las NTCCA-2004. Para el diseño de edificaciones importantes se recomienda la combinación de factores  $FC_M = 1.4$ ,  $FC_V = 1.6$ .

La combinación óptima de carga que se recomienda en este estudio ( $1.3CM+1.5CV$ ) presenta las siguientes ventajas:

- La confiabilidad de las estructuras es casi uniforme para diferentes relaciones de carga cuando se utiliza la combinación  $1.3CM+1.5CV$ ; sin embargo, cuando se emplea la combinación  $1.4CM+1.4CV$  la confiabilidad resulta menor para relaciones de carga bajas que para relaciones de carga altas, lo cual es indeseable.
- La combinación de factores que aquí se propone ( $1.3CM+1.5CV$ ) da mayor importancia a las acciones variables (carga viva) mediante el factor 1.5 en vez del factor 1.4 que recomiendan las NTCCA-2004.
- La combinación de factores de carga que se recomienda aquí ( $1.3CM+1.5CV$ ) toma en cuenta resultados de probabilidades de excedencia de cargas de diseño de oficinas que se ubican en la ciudad de México.

## CAPÍTULO 2

### FACTORES DE RESISTENCIA EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Los factores de resistencia ( $F_R$ ) que se especifican en un reglamento de construcción, correspondientes a distintos modos de falla estructural, consideran que la resistencia de los elementos estructurales generalmente es menor que su resistencia nominal debido a las variaciones en las propiedades de los materiales y en las dimensiones de los elementos estructurales; además, consideran la incertidumbre que existe en las fórmulas o algoritmos que se utilizan para el cálculo de las resistencias de los elementos. Los valores de los factores de resistencia deben ser tales que den lugar a una probabilidad de falla prescrita. En el presente estudio dicha probabilidad está dada por los índices de confiabilidad  $\beta$  obtenidos en el capítulo 1 del presente documento.

En el capítulo 2 de este estudio se proponen factores de resistencia para el diseño de elementos de concreto reforzado de manera que estos tengan un índice de confiabilidad igual al de los diseños hechos con la combinación de carga  $1.3CM + 1.5CV$ , utilizando para el diseño de los elementos un valor de la resistencia nominal del concreto el valor de  $f'c$  en vez de  $0.8f'c=f^*c$  que es el que se especifica en las NTCDEC-2004. El hecho de usar el valor  $f'c$  en lugar de  $0.8f'c$  obedece a que el Comité Revisor de las NTCDEC ha recomendado utilizar  $f'c$  para fines de diseño estructural.

#### 2.1 METODOLOGÍA PARA OBTENER LOS FACTORES DE RESISTENCIA

Con el fin de estimar factores adecuados de resistencia ( $F_R$ ) que conducen a valores de confiabilidades pre-establecidas, considerando, además, que la resistencia del concreto está dada por  $f'c$  en lugar de estar dada por  $f^*c$ , se realizan los siguientes pasos para cada uno de estos estados límite: flexión, cortante, torsión, flexo-compresión y aplastamiento:

1. En primer lugar se encuentran los índices de confiabilidad  $\beta$  correspondientes a elementos de concreto reforzado diseñados para diferentes relaciones de carga  $R_c = CM/(CM+CV)$ . Para el diseño se utiliza la combinación de carga  $1.3CM + 1.5CV$ , y una resistencia nominal del concreto igual a  $0.8f'c$ . Se toma en cuenta que el concreto se encuentra colocado en la estructura.
2. Se calculan los índices de confiabilidad  $\beta$  correspondientes a los elementos de concreto reforzado analizados en el inciso anterior diseñados para diferentes relaciones de carga  $R_c = CM/(CM+CV)$ . Para el diseño se utiliza la combinación de carga  $1.3CM + 1.5CV$ , y un valor de la resistencia nominal del concreto igual a  $f'c$ .



3. Se varían los factores de resistencia ( $F_R$ ) correspondientes a cada estado límite, en aproximadamente  $\pm 5\%$  y  $\pm 10\%$  de su valor original, con el fin de calcular la confiabilidad resultante con estos nuevos factores  $F_R$ .
4. Se seleccionan los valores que se aproximen más a los índices de confiabilidad calculados en el inciso 1.

Como resultado de este análisis se ha recomendado que los factores de resistencia que aquí se encuentren se incorporen en la próxima versión de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, que se encuentra actualmente en revisión.

## 2.2 RESULTADOS SOBRE FACTORES DE RESISTENCIA

En esta sección se presentan los resultados del índice de confiabilidad  $\beta$  correspondientes a diseños de acuerdo con lo que establecen las NTCDEC-2004; es decir, usando  $f^*c=0.8f'c$  y el factor de resistencia que establecen dichas normas (de acuerdo con el estado límite que se trate). También se muestra la confiabilidad de las mismas secciones, considerando un valor de  $f'c$ , y suponiendo diferentes valores del factor de resistencia  $F_R$ . En todos los casos se utiliza la combinación de carga  $1.3CM + 1.5CV$ . El análisis se realiza para los siguientes modos de falla: flexión, cortante, torsión, flexo-compresión y aplastamiento.

### 2.2.1 Factor de resistencia correspondiente a flexión

En la figura 2.1 se presentan las iteraciones que se realizaron para estimar el valor del factor de resistencia correspondiente a diseños por flexión cuando se usa para el diseño un valor  $f'c = 250\text{kg/cm}^2$ . En dicha figura la línea punteada representa el índice de confiabilidad promedio de los elementos cuando se considera en el diseño un valor de  $f^*c$  y los factores de carga propuestos en este estudio, y las líneas continuas representan las aproximaciones hechas. Como se puede observar en la figura 2.1, el valor del  $F_R$  que da lugar a una curva de confiabilidad similar a la de la línea punteada es  $F_R = 0.9$ , que coincide con el factor de resistencia que se especifica en las NTCDEC-2004. Esta coincidencia obedece a que la resistencia a flexión de un elemento no cambia sustancialmente al sustituir  $f^*c$  por  $f'c$ . Para el caso de concretos de alta resistencia (ver figura 2.2) se obtiene un valor  $F_R = 0.89$ , que es casi igual al que se obtuvo en los diseños hechos con  $f'c = 250\text{ kg/cm}^2$ . Por lo que se concluye que para el modo de falla en flexión el factor de reducción de resistencia adecuado es  $F_R = 0.9$ .

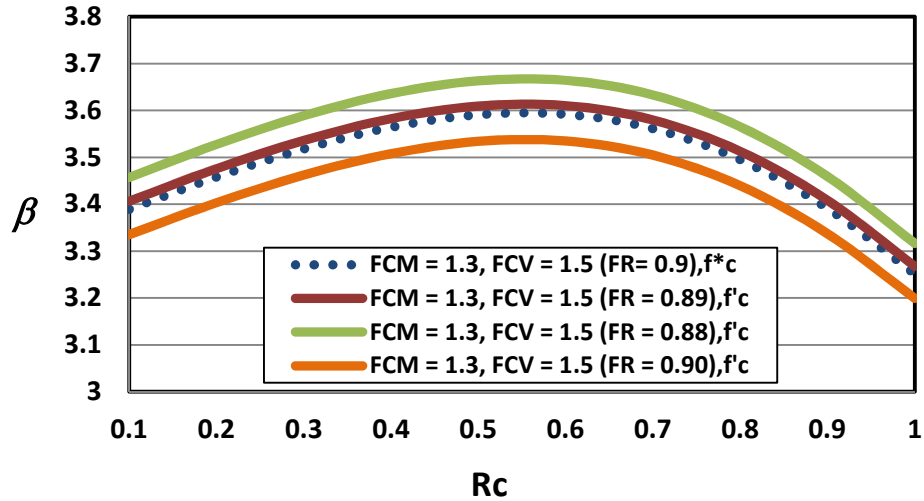


Figura 2.1. Factores de resistencia para diseños por flexión ( $f'c = 250\text{kg/cm}^2$ ).

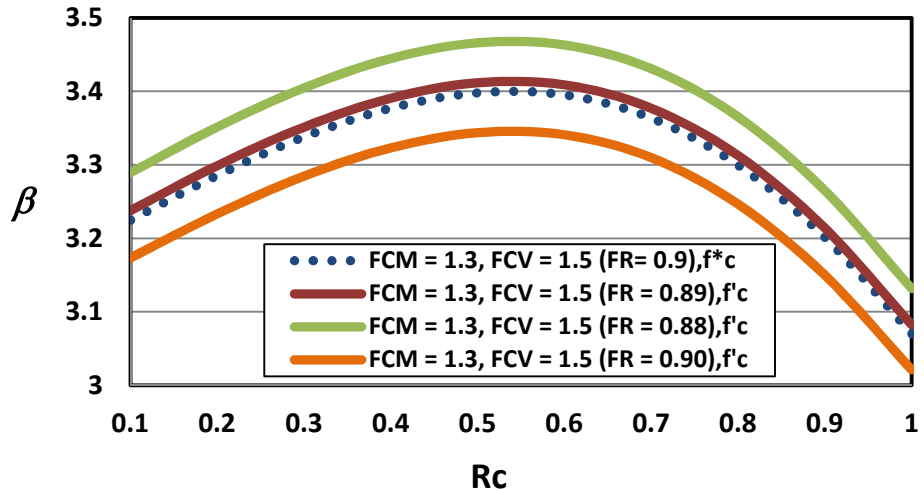


Figura 2.2. Factores de resistencia para diseños por flexión ( $f'c = 700\text{kg/cm}^2$ ).

### 2.2.2 Factor de resistencia correspondiente a cortante

Para el caso de diseños por cortante el primer valor propuesto fue igual al que establecen las NTCCA-2004 o sea,  $F_R = 0.8$ ; sin embargo, se vio que dicho factor reduce el índice de confiabilidad  $\beta$  hasta en un 6%, debido a un incremento en la resistencia a cortante de los elementos diseñados. Por este motivo el factor de reducción de resistencia se redujo a 0.74, y posteriormente a un valor de 0.75 (ver figura 2.3).

Los resultados correspondientes a elementos diseñados con concretos de alta resistencia se presentan en la figura 2.4. En dicha figura se observa un comportamiento similar al de los diseños con concreto de  $f'c = 250\text{kg/cm}^2$ . Para este caso el valor del factor de resistencia corresponde a 0.76. Finalmente, en el presente estudio se propone que se adopte para los diseños por cortante un valor  $F_R = 0.75$ .

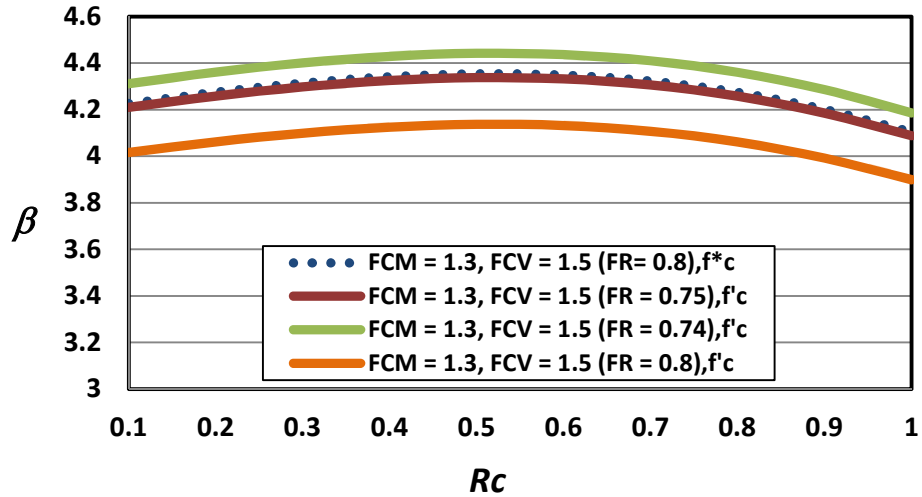


Figura 2.3. Factores de resistencia para diseños por cortante ( $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ ).

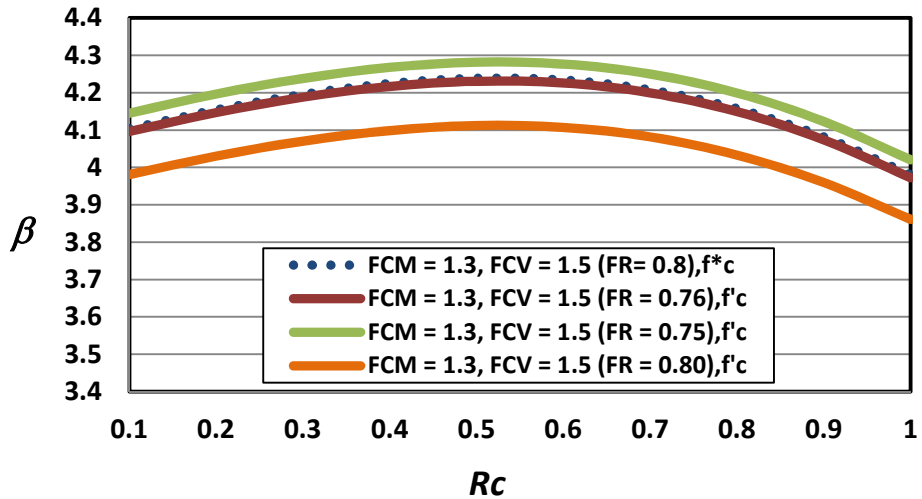


Figura 2.4. Factores de resistencia para diseños por cortante ( $f'c = 700 \text{ kg/cm}^2$ ).

### 2.2.3 Factor de resistencia correspondiente a torsión

En la figura 2.5 se observa el comportamiento del índice de confiabilidad de los elementos diseñados por torsión considerando  $f'c$  y  $f^*c$ , cuando se usa  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ . En dicha figura se observa algo similar al caso de cortante, el valor final del  $F_R$  se reduce a 0.78 por el efecto que tiene el valor de  $f'c$  en la resistencia de diseño. En la figura 2.6 se presentan los resultados obtenidos para el caso de concretos de alta resistencia. Nuevamente el factor de reducción de resistencia corresponde a 0.78. Aquí se propone que se adopte un valor  $F_R = 0.75$  para los diseños por torsión. Este valor se propone por concordancia con el factor de reducción propuesto para el modo de falla por cortante.

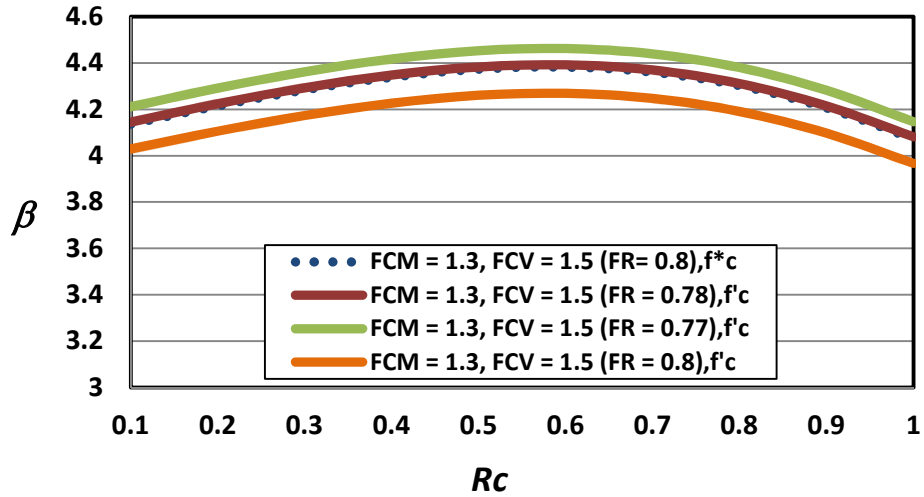


Figura 2.5. Factores de resistencia para diseños por torsión ( $f'c = 250\text{kg/cm}^2$ ).

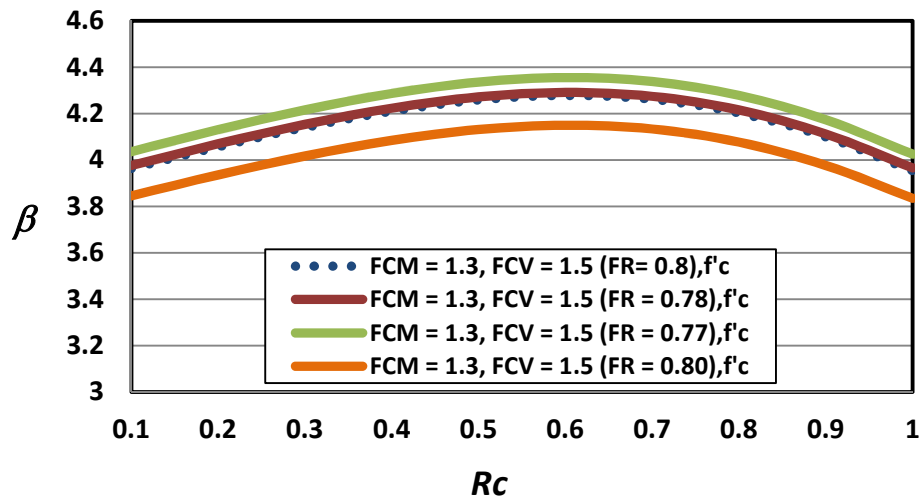


Figura 2.6. Factores de resistencia para diseños por torsión ( $f'c = 700\text{kg/cm}^2$ ).

### 2.2.4 Factor de resistencia correspondiente a flexo-compresión

Para obtener los factores de reducción de resistencia en elementos sujetos a flexo-compresión es necesario establecer dos definiciones en función de la deformación del acero en tensión. *a) Falla por compresión* (se considera que una sección es controlada por la falla en compresión si la deformación del acero más cercano a la cara en tensión del concreto es menor de 0.002), y *b) falla por tensión* (se considera que una sección es controlada por la falla en tensión si la deformación del acero más cercano a la cara en tensión del concreto es mayor de 0.005). Estas definiciones se tratan con detalle en el Apéndice C. A partir de las dos definiciones anteriores se establecen los factores de reducción de resistencia para:

Elementos que fallan por compresión

Elementos que fallan por tensión

Elementos que fallan en la transición de la falla a compresión y la falla a tensión; es decir, la deformación del acero más cercano a la cara en tensión del concreto se encuentra entre 0.002 y 0.005.

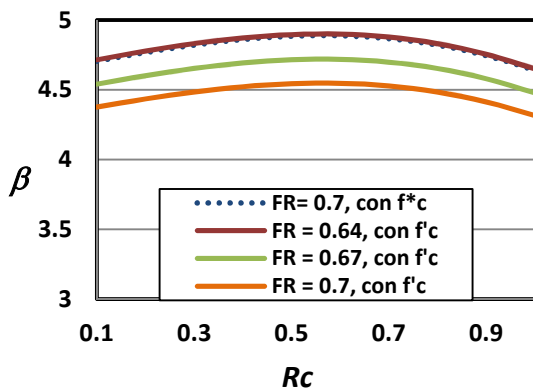
### 2.2.4.1 Elementos que fallan en compresión

En la figuras 2.7 y 2.8 se muestran los resultados obtenidos en la zona del diagrama correspondiente a la falla por compresión; es decir, deformaciones  $\varepsilon_t$  menores que 0.002. Las gráficas de la izquierda corresponden a elementos diseñados con concretos con  $f'c = 250\text{kg/cm}^2$ , mientras que las gráficas de la derecha representan los elementos diseñados con concretos de alta resistencia. En la parte de abajo de dichas figuras se presentan los resultados para una relación de esbeltez  $l/h = 15$ . En todos los casos primero se evalúan los elementos con el  $F_R = 0.7$  que establecen las NTCDEC-2004. Posteriormente se itera hasta encontrar un nuevo valor de  $F_R$  que dé lugar a la confiabilidad prescrita.

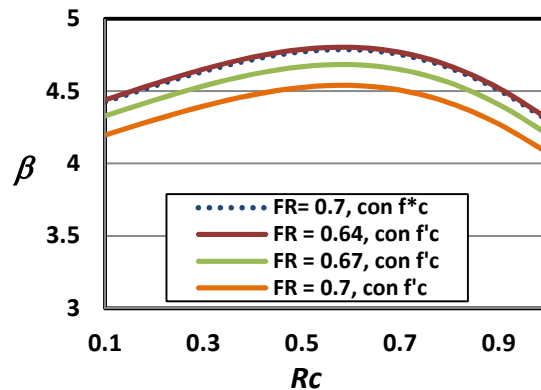
En la figura 2.7 se presentan los resultados cuando se considera una deformación  $\varepsilon_t = -0.003$  (compresión pura). En la figura se observa que el valor de  $F_R$  que genera la confiabilidad más cercana a la anterior es  $F_R = 0.64$ . Para el caso de la condición balanceada ( $\varepsilon_t = 0.0021$ ) los resultados se presentan en la figura 2.8, en la cual se observa que el valor adecuado de  $F_R$  es 0.65.

Es interesante observar en las figuras 2.7 y 2.8 el efecto de la relación de esbeltez, el cual principalmente genera un incremento en la confiabilidad de los elementos. Esto se debe a que relaciones de esbeltez grandes disminuyen considerablemente la resistencia de los elementos cuando la falla es en compresión. Los factores de reducción de resistencia que se obtuvieron al evaluar elementos esbeltos son del orden de 0.64 para ambos caso ( $f'c = 250\text{kg/cm}^2$  y  $f'c = 700\text{kg/cm}^2$ ).

Por lo anterior, para elementos que fallan por compresión, se recomienda usar un valor  $F_R = 0.65$ .



a)  $f'c = 250\text{kg/cm}^2$ ,  $l/h = 0$



b)  $f'c = 700\text{kg/cm}^2$ ,  $l/h = 0$

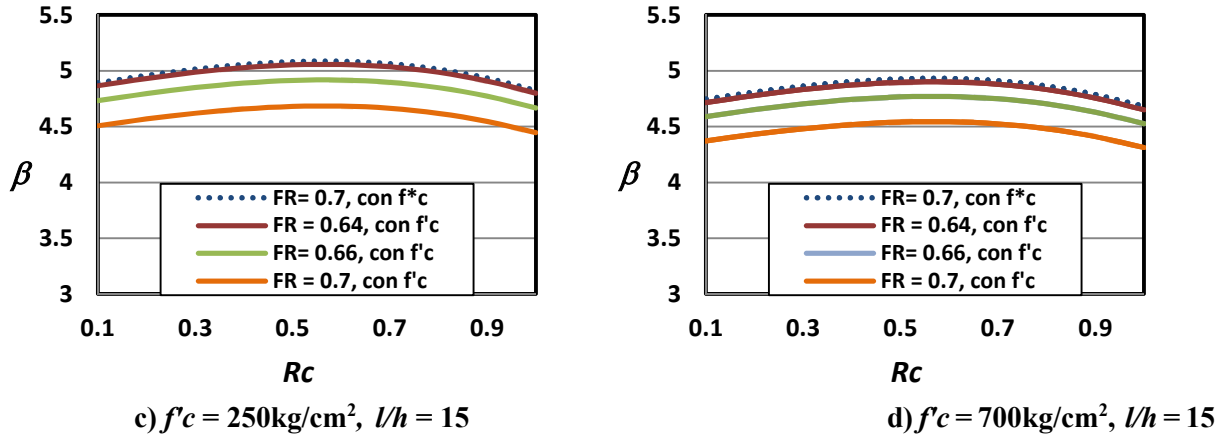


Figura 2.7. Factores de resistencia para  $\varepsilon_c = -0.003$  (compresión pura).

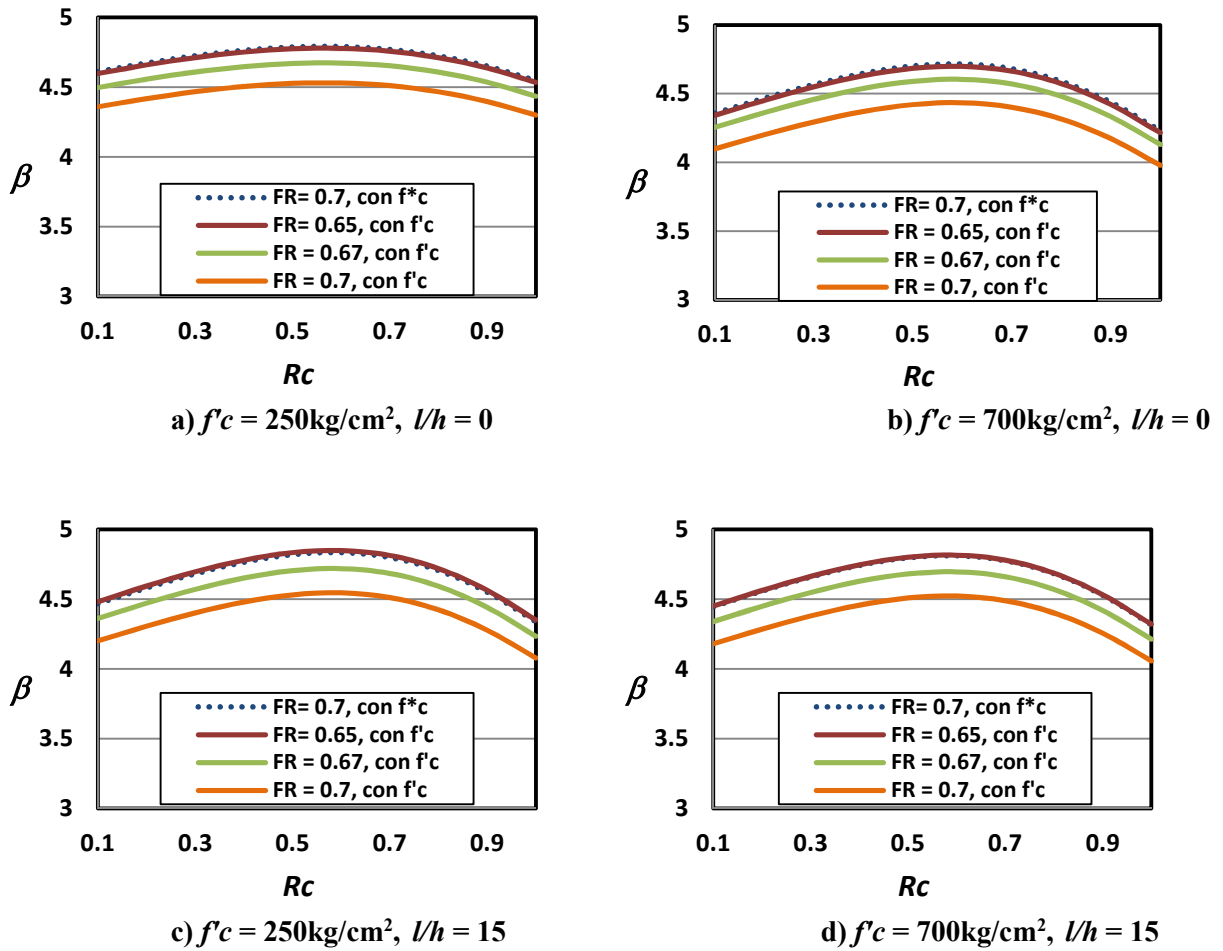


Figura 2.8. Factores de resistencia para  $\varepsilon_c = 0.0021$ .

2.2.4.2 Elementos que fallan en tensión

Para el caso de la falla en tensión se analizan casos considerando dos deformaciones  $\varepsilon_i$  mayores que 0.005. En la figuras 2.9 y 2.10 se presentan los resultados obtenidos para deformaciones  $\varepsilon_i$  iguales a 0.005 y a 0.007, respectivamente. El efecto debido a la esbeltez de los elementos es despreciable para estos niveles de deformación (Mirza y McGregor, 1989). En las figuras 2.9 y 2.10 se puede observar que no fue necesario realizar un gran número de iteraciones, ya que los elementos se comportan como si estuvieran sujetos a flexión pura. Por este motivo, el valor del  $F_R$  es igual a 0.9 (similar al caso de flexión pura) cuando un elemento tiene una deformación  $\varepsilon_i$  mayor que 0.005. Estos resultados son independientes si se usa concreto convencional ó concreto de alta resistencia. En este estudio se propone un factor de reducción  $F_R = 0.9$  cuando el elemento falle por tensión.

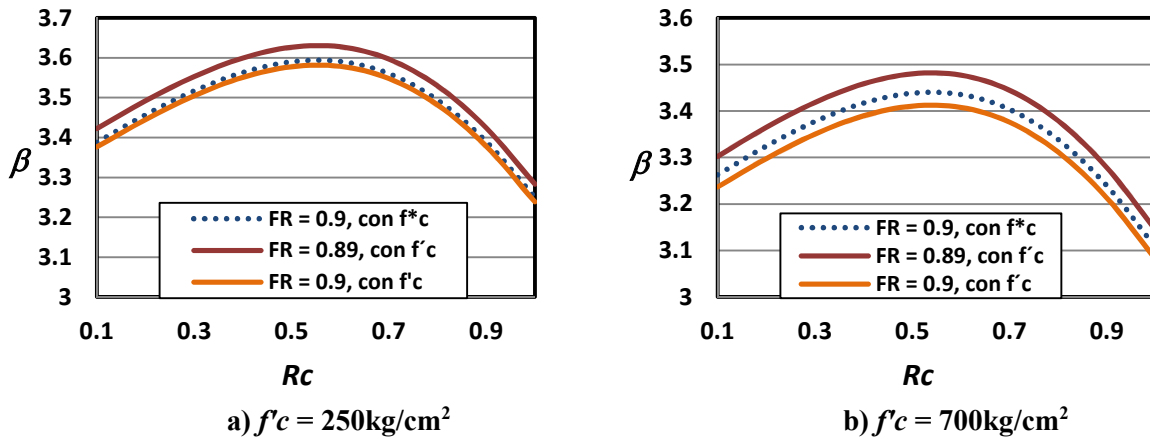


Figura 2.9. Factores de resistencia para  $\varepsilon_i = 0.005$ .

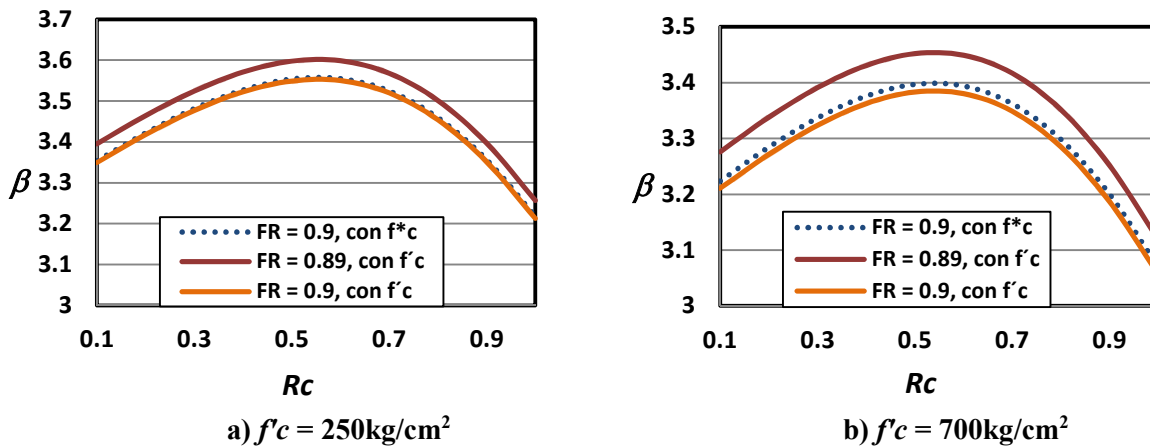


Figura 2.10. Factores de resistencia para  $\varepsilon_i = 0.007$ .

2.2.4.3 Elementos que fallan en la transición entre la falla por compresión y la falla por tensión

Los valores de los  $F_R$  en elementos que fallen en la transición entre la falla por compresión y la falla por tensión fueron establecidos realizando un ajuste de curvas entre los puntos considerados. Se evaluaron cuatro puntos en esta transición. Se consideraron valores de  $\varepsilon_t$  iguales a 0.002, 0.0028, 0.0036, 0.0042, y 0.005 respectivamente. En la figura 2.11 se observa que para un nivel de deformación de 0.0028 el  $F_R$  adecuado corresponde a un valor de 0.75, mientras que para el caso de la figura 2.12 correspondiente a una deformación  $\varepsilon_t$  igual a 0.036, se obtuvo un valor  $F_R$  igual a 0.84.

Con los resultados obtenidos en los análisis, y haciendo el ajuste de curvas, se estimó la variación del factor de resistencia para diferentes niveles de deformación  $\varepsilon_t$ , como se muestra en la figura 2.13. La ecuación para el factor de resistencia que debe aplicarse para el diseño de secciones que fallan en la zona de transición entre compresión y tensión es la siguiente:

$$F_R = 0.65 + (\varepsilon_t - 0.002) * 83.33 \tag{2.1}$$

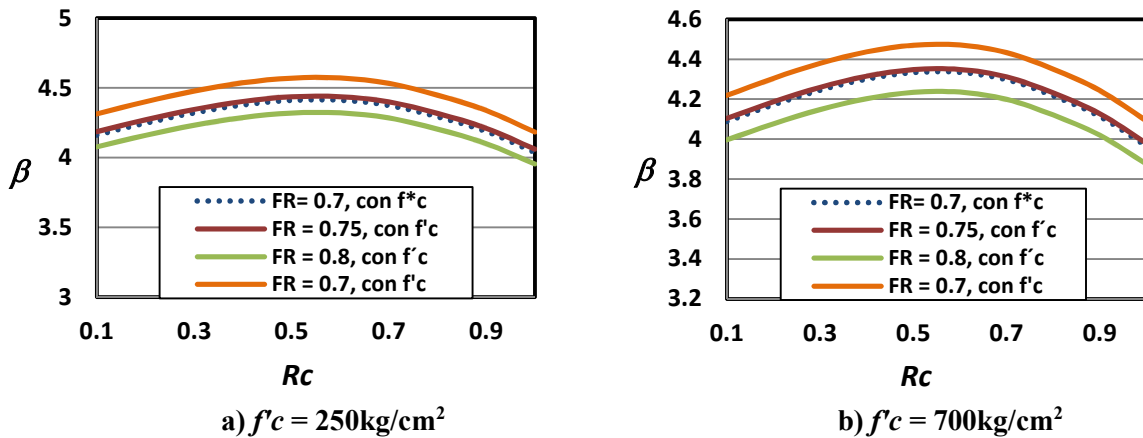


Figura 2.11. Factores de resistencia para  $\varepsilon = 0.0028$ .

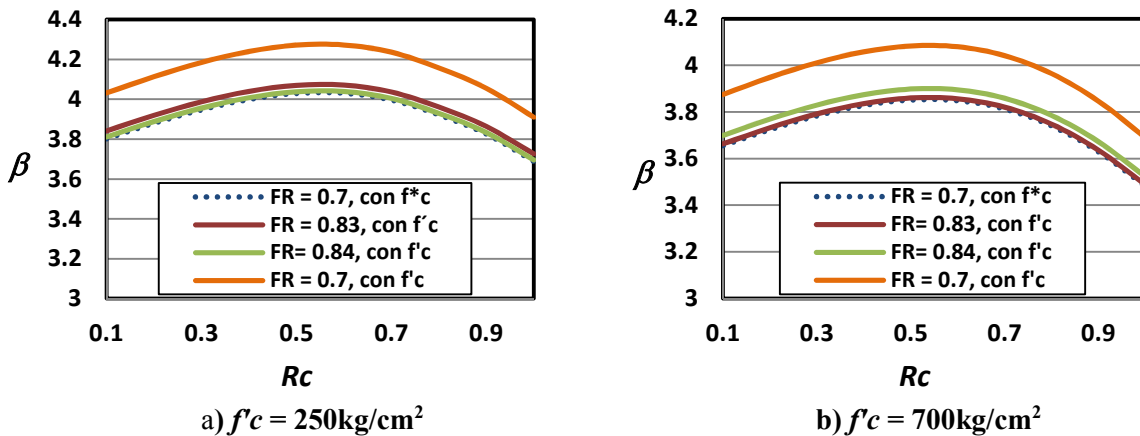


Figura 2.12. Factores de resistencia para  $\varepsilon = 0.0035$ .



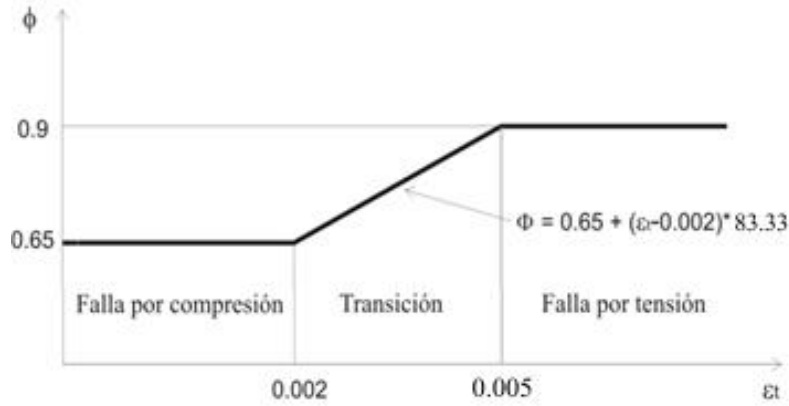


Figura 2.13. Variación de  $F_R$  en función de la deformación del acero más cercano a la cara en tensión del concreto,  $\varepsilon_t$ .

### 2.2.5 Factor de resistencia correspondiente a aplastamiento

A partir de la figura 2.14 se estableció el factor de resistencia adecuado para diseños por aplastamiento partiendo del valor que se establece en las NTCDEC-2004. En la figura 2.14 se puede observar que el valor adecuado de  $F_R$  es 0.68 para los concretos con  $f'_c = 250\text{kg/cm}^2$ . Para los diseños con concretos de alta resistencia se encontró que el valor de  $F_R$  es igual a 0.69 (ver figura 2.15). Por compatibilidad con los factores propuestos para los otros modos de falla, aquí se propone un usar un valor de  $F_R = 0.65$  cuando la falla es por aplastamiento.

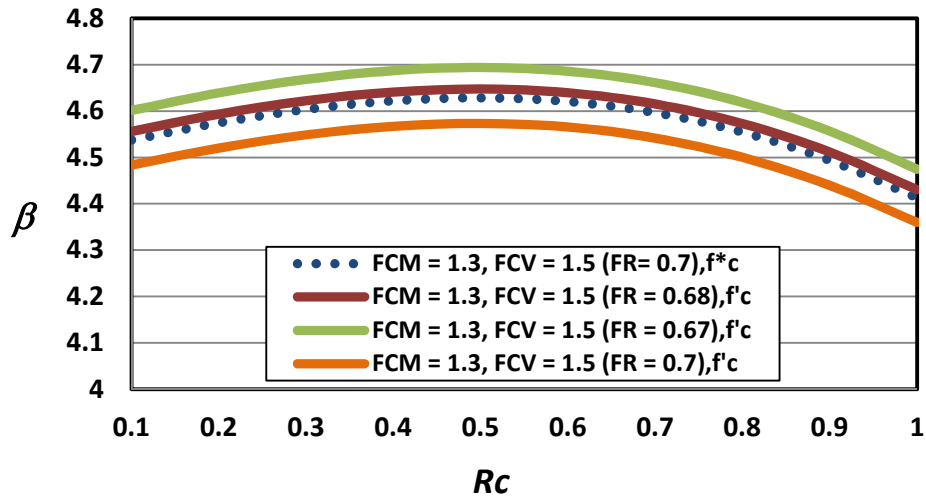


Figura 2.14. Factores de resistencia para diseños por aplastamiento ( $f'_c = 250\text{kg/cm}^2$ ).

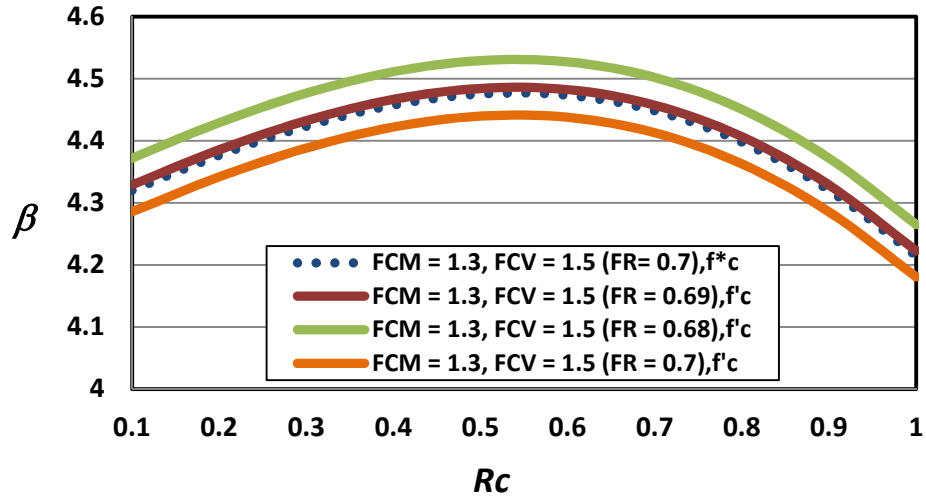


Figura 2.15. Factores de resistencia para diseños por aplastamiento ( $f'c = 700\text{kg/cm}^2$ ).

En la Tabla 2.1 se resumen los valores de los factores de reducción de resistencia que se obtuvieron a partir de las iteraciones, para cada uno de los modos de falla estudiados. Se puede observar que para el caso de flexión dicho factor permanece igual que lo que establecen las NTCDEC-2004; sin embargo, para los otros casos el valor del factor de reducción de resistencia es ligeramente menor (aproximadamente 0.05). Se hace notar que el  $F_R$  correspondiente al modo de falla en flexo-compresión queda definido mediante la ecuación que aparece bajo la Tabla 2.1.

**Tabla 2.1. Factores de reducción de resistencia vigentes y propuestos**

Modo de falla		NTC-2004	Este estudio
Flexión		0.9	0.9
Cortante		0.8	0.75
Torsión		0.8	0.75
Flexo-compresión	Compresión	0.7	0.65
	Falla balanceada	0.7	0.65
	Falla en tensión	0.8	Interpolar linealmente
Aplastamiento		0.7	0.65

Interpolación lineal para estimar el factor de reducción de resistencia en la transición de la falla a compresión y la falla a tensión:  $F_R = 0.65 + (\varepsilon_t - 0.002) * 83.33$

## 2.3 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO 2

En el capítulo 2 de este estudio se proponen factores de reducción de resistencia para el diseño de elementos de concreto reforzado de manera que estos tengan un índice de confiabilidad prescrito, para diseños hechos con la combinación de carga **1.3CM + 1.5CV** y utilizando en los cálculos el valor de la resistencia nominal del concreto ( $f'_c$ ) en vez del 80% de esta resistencia ( $f^*c = 0.8 f'_c$ ). Se consideran diferentes modos de falla: flexión, cortante, torsión, aplastamiento y flexo-compresión tanto de columnas cortas como de columnas esbeltas.

Se encontró que para el caso de flexión el factor de reducción de resistencia permanece igual que en las NTCDEC-2004; sin embargo, para los otros modos de falla se proponen valores ligeramente menores de  $F_R$ . Los valores que se proponen se encuentran en la Tabla 2.1. Por otro lado, los factores de reducción que se proponen en este estudio para diseños por flexo-compresión quedan definidos por una ecuación que está en función de la deformación del acero más cercano a la cara en tensión del concreto  $\varepsilon_t$ .

Se ha recomendado al Comité Revisor de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto que los factores de resistencia propuestos en este estudio se incorporen en la próxima versión de las NT

## CAPÍTULO 3

### COMBINACIÓN ÓPTIMA DE FACTORES DE CARGA PARA DISEÑO ESTRUCTURAL: CARGAS MUERTA, VIVA Y SISMO

#### 3.1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

Las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal especifican que la seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de acciones permanentes, variables y accidentales. Las NTCCA-2004 también recomiendan que los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por un factor de carga igual a 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación; es decir, para revisar los efectos en estructuras en donde se incluyan movimientos sísmicos se considera la combinación  $1.1C_m + 1.1C_v + 1.1S$ , donde  $C_m$  = Carga muerta,  $C_v$  = Carga viva,  $S$  = sismo. Los factores de carga (1.1) que multiplican a  $C_m$ ,  $C_v$  y  $S$  están basados en estudios breves y en el criterio de reconocidos investigadores e ingenieros estructuristas. El presente estudio pretende dar una fundamentación a estos valores o bien modificarlos con base en un criterio de optimización. Aquí se propone y aplica un criterio para encontrar la combinación **óptima** de factores de carga que incluya los efectos de cargas muerta, viva y sismo ( $C_m + C_v + S$ ) de manera que el costo total sea mínimo y que la probabilidad de falla estructural sea al menos igual a la implícita en el RCDF-2004. El criterio de optimización propuesto se aplica tanto a edificios de concreto reforzado como de acero, localizados en la zona IIIb del valle de México. Para ello se realizó un levantamiento general de edificios a base de marcos de concreto reforzado y de acero, ubicados en la zona IIIb del valle.

Con base en los resultados, se dan recomendaciones para validar o modificar los factores de carga correspondientes a  $C_m + C_v + S$  que se especifican en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño de Edificaciones vigentes.

Dentro de los resultados parciales se obtiene la combinación **óptima** de carga correspondiente a edificios de C/R, y otra combinación para edificios de acero, localizados en la zona IIIb del valle de México, así como las combinaciones **óptimas** de carga para diferentes intervalos de periodos de vibración de los sistemas estructurales (considerando tanto edificios de C/R como de acero).

Finalmente se propone la combinación **óptima de factores de carga para todo** el conjunto de edificios en estudio (incluyendo edificios de C/R y de acero), localizados en la zona IIIb del valle de México.

## 3.2 ANTECEDENTES

El diseño estructural ha ido cambiando y mejorando continuamente, hoy en día, la gran mayoría de códigos del mundo han intentado establecer *criterios de diseños basados en confiabilidad*, esto con el fin de mejorar el comportamiento estructural, de reducir los daños y reducir los costos a valores aceptables (Sorensen, et al. 1994; Wen, 2001; Ellingwood, 1994a, 1994b). Existen diversas formas para calibrar los códigos de diseño. Gayton, et al. 2004 describen algunos métodos utilizados comúnmente, este trabajo se enfoca a evaluar el costo total esperado durante la vida útil de los edificios.

El costo total esperando durante la vida útil de la estructuras es actualmente un gran reto para los ingenieros civiles debido a que las estructuras son diseñadas para que tengan una vida útil relativamente amplia aproximadamente entre 50 y 75 años (American Society of Civil Engineers ASCE, 2010). Este tema ha sido ampliamente estudiado en las últimas décadas por diversos autores como por ejemplo: Akta, et al. 2001; Ang, 2011; Mitropoulou, et al., 2011; Lagaros, 2007; Wen, y Kang, 2001a, 2001b; Baron y Frangopol, 2015; Esteva, et al. 2011; Montiel, y Ruiz, 2007; sin embargo, estas metodologías están generalmente limitadas a la aplicación de algunos ejemplos particulares. El costo total, como se trata aquí, incluye el costo inicial y el costo por daños causados por futuros sismos. El valor presente del costo incluye diferentes costos. Estos son: costo inicial, costo por reparación, costo de daño al contenido, costo asociado a la pérdida de vidas humanas, costo por heridas y pérdidas económicas.

En el presente trabajo se propone una metodología para establecer factores y combinaciones óptimos de carga que garanticen el mínimo costo total esperado durante la vida útil de la estructura considerando miles de estructuras, y para realizar esta tarea se hace uso de herramientas de inteligencia artificial. Para evaluar el desempeño estructural se utilizan análisis probabilísticos y se considera que la ocurrencia de los sismos es un proceso de Poisson (Wang, et al. 2014).

El presente estudio se realiza para edificios tanto de concreto reforzado como de acero ubicados en la zona IIIb del valle de México. Se aplica el método de integración para obtener las tasas anuales de excedencia de un cierto nivel de distorsión máxima de entrepiso dada una intensidad sísmica. Se simulan demandas sísmicas a partir de la curva de peligro de demanda de distorsión máxima de entrepiso. La simulación se realiza mediante el método de simulación inversa (Rubinstein, 1981). Para el análisis se usan 31 movimientos originados por eventos intensos ( $M > 6.9$ ) ocurridos en la zona de subducción del Pacífico Mexicano y registrados en diferentes estaciones ubicadas en la zona IIIb del valle de México. La metodología se aplica a edificios de acero y de C/R de 4 a 20 niveles. Para obtener la respuesta de un gran número de edificios se utiliza la técnica de Redes Neuronales Artificiales. Como resultado final se proponen combinaciones de valores adecuados de factores de carga muerta, viva y sismo que son aplicables a diseños correspondientes a la zona IIIb del valle de México.

## 3.3 ALCANCES E HIPÓTESIS

El estudio se realiza para edificios de C/R y de acero de 4 a 20 niveles, formados por 3 o 4 crujiás ubicados en la zona IIIb del valle de México. Los edificios se modelan mediante marcos tridimensionales de múltiples grados de libertad. Se considera la degradación de rigidez y de resistencia de los elementos.

No se consideran efectos de interacción suelo-estructura. Se supone que las losas son diafragmas rígidos en su plano. En el análisis se incluyen los efectos P-Delta.

El parámetro considerado para medir el daño en los edificios es la distorsión máxima de entrepiso.

El proceso de optimización de factores de carga se realiza considerando su confiabilidad estructural y minimizando el costo total de las estructuras.

El valor presente del costo total incluye costo inicial, costo por reparación, costo de daño al contenido, costo asociado a la pérdida de vidas humanas, y costo por heridas y pérdidas económicas.

La ocurrencia de los eventos sísmicos se modela como un proceso de Poisson, por lo que los tiempos de espera entre eventos siguen una distribución exponencial.

### 3.4 METODOLOGÍA GENERAL

Los pasos generales que se siguen en el presente estudio son los siguientes:

1. Se diseñan diferentes edificios de C/R, y alternativamente de acero, de acuerdo con las especificaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Los edificios se diseñan usando diferentes combinaciones de carga.
2. Se obtiene la distorsión máxima de entrepiso asociada a los estados límites de interés, mediante análisis dinámicos incrementales (ADI).
3. Para cada combinación de cargas de diseño, y aplicando la ec 3.1 (Cornell, 1968; Esteva, 1968), se determinan las tasas anuales de excedencia de cierto nivel de distorsión (curva de peligro de demanda de distorsión máxima de entrepiso):

$$v_D(d) = \int \left| \frac{dv(S_a)}{d(S_a)} \right| P(D \geq d | S_a) d(S_a) \quad (3.1)$$

donde:

$d$  representa la distorsión máxima de entrepiso

$v_D(d)$  es el número de veces por año que se excede  $d$

$S_a$  es la ordenada del espectro de pseudoaceleraciones

$P(D \geq d | S_a)$  representa la curva de vulnerabilidad. Es la probabilidad de que el valor  $D$  en una estructura exceda la distorsión  $d$ , dada una intensidad  $S_a$ .

$v(S_a)$  es el número medio de veces por año que ocurre una intensidad igual o mayor que  $S_a$ . Esta función representa la curva de peligro sísmico del sitio de interés.

4. Posteriormente se calcula la probabilidad de falla anual para cada combinación, utilizando la ec. 3.2 (Cornell, 2002; Montiel and Ruiz, 2007).

$$v_f = \int \left| \frac{dv_D(d)}{d(d)} \right| P(C < D) d(d) \quad (3.2)$$

donde:

$v_f$  es el número de veces por año que la demanda  $D$  excede a la capacidad  $C$

$P(C \leq D)$  es la función de distribución acumulada de la capacidad

En el presente estudio se descartan los edificios cuyos diseños presenten una probabilidad anual de falla mayor que la implícita en el RCDF-04 ( $\gamma_{o,MCBC-04}$ ); es decir, se establece la siguiente condición:

$$v_f(\gamma) \leq v_f(\gamma_{o,MCBC-04}) \quad (3.3)$$

6. A partir de las demandas sísmicas simuladas se calcula el índice de daño que presentan las estructuras. Con ello es posible calcular los costos totales, los que deben transportarse a valor presente con la siguiente expresión:

$$VP = \frac{VF}{(1+i)^n} \quad (3.4)$$

donde:

$VP$  es el valor en el tiempo en el tiempo 0 (es decir, el presente)

$VF$  es el valor en el tiempo  $n$  (futuro)

$i$  es la tasa bajo la cual el dinero será aumentado a través del tiempo

$n$  es el año a evaluar

7. Para cada combinación de carga se estima el costo total esperado ( $C_T$ ) asociado a la vida útil de la estructura (en el presente estudio se supone que los edificios tienen una vida útil de 50 años), de la siguiente manera:

$$C_T(\gamma) = C_I(\gamma) + C_d(\gamma) \quad (3.5)$$

donde:

$C_T$  representa el costo total esperado por metro cuadrado de edificio

$C_I$  es el costo inicial

$C_d$  es el costo asociado a los daños estructurales

$\gamma$  corresponde a cada una de las combinaciones de cargas de diseño

8. Enseguida se considera la contribución de todas las estructuras del mismo tipo, ubicadas en una determinada región. El costo total causado por sismos ( $C_{TDS}$ ), asociado a cierta combinación de carga, se estima suponiendo que las estructuras del grupo sufrirán demandas estructurales similares (debido a que se encuentran ubicadas en la misma zona sísmica y son del mismo tipo). Por lo tanto, el  $C_{TDS}$  en una región se supone igual a la suma de los costos totales durante la vida útil de cada edificio ( $M_i$ ) ubicado en dicha zona. La expresión para estimar dicho costo es:

$$C_{TDS}(\gamma) = \sum C_T(\gamma)(M_i) \quad (3.5a)$$

donde:

$C_{TDS}(\gamma)$  representa el costo total por daño causado por sismo

$C_T(\gamma)(Mi)$  es el costo total durante la vida útil de edificio  $Mi$

$\gamma$  representa la combinación de carga con la que se diseña el edificio

Dado que el número de edificios existentes en una zona de interés es muy grande, es necesario utilizar Redes Neuronales Artificiales tanto para generar el diseño sísmico de los edificios, como para encontrar sus probabilidades de falla.

9. Se deduce la combinación óptima que deben tener los factores de carga muerta, carga viva y de carga por sismo, de manera que se minimice el costo total esperado de la construcción:

$$\min(C_{TDS}(\gamma)) \quad (3.6)$$

### 3.4.1 Características de los edificios analizados

#### 3.4.1.1 Edificios de concreto reforzado

Se analizan 14 edificios de concreto reforzado de 4, 6, 8, 10, 12, 15 y 20 niveles, cada uno con tres y, alternativamente, con cuatro crujeías. Para los modelos de los edificios se utilizó un factor de comportamiento sísmico  $Q = 3$ . Las distorsiones de entrepiso de los edificios de C/R se limitaron a  $\delta/h = 0.03$  para colapso, y  $\delta/h = 0.004$  para servicio, donde  $\delta$  es el desplazamiento y  $h$  la altura del entrepiso. La estructuración de los edificios es a base de marcos formados por tres (o cuatro) crujeías separadas por distancias de 6m para edificios de 4 y 6 niveles, de 8m para edificios de 8 y 10 niveles, y de 10m para edificios de 15 y 20 niveles. Para todos los casos se considera una altura de entrepiso de 4m. El sistema de piso es a base de losa maciza. Se considera que las estructuras son regulares. Las características geométricas generales en planta y elevación se muestran en las figuras 3.1a y b, respectivamente.

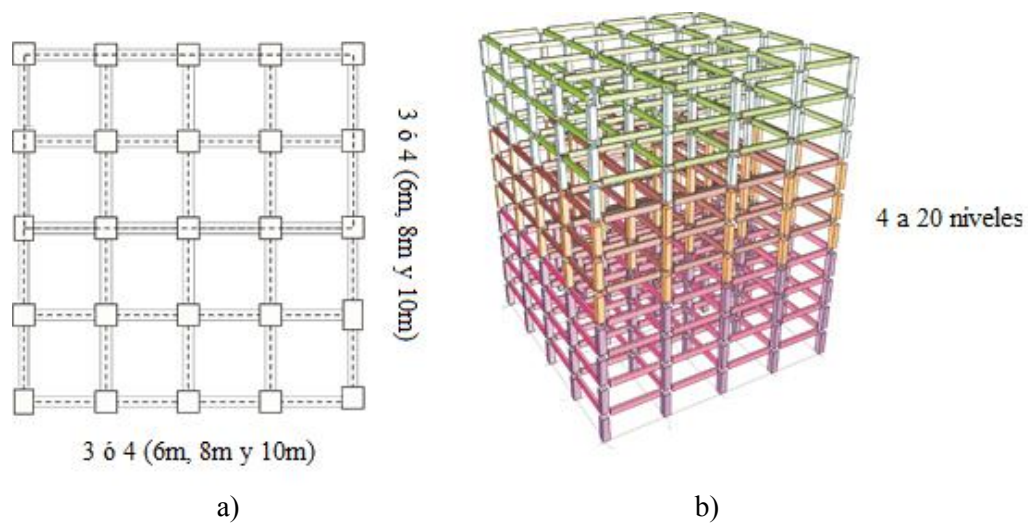


Figura 3.1. Planta y elevación de los edificios de C/R analizados.



### 3.4.1.2 Edificios de acero

Paralelamente se analizan 7 edificios de acero de 4, 6, 8, 10, 12, 15 y 20 niveles. Los edificios de 4 a 10 niveles tienen 3 crujeías, y los edificios de 12 a 20 niveles tienen 4 crujeías. Para el diseño de los edificios se utilizó un factor de comportamiento sísmico  $Q = 3$ . Las distorsiones de entrepiso se limitaron a  $\delta/h = 0.015$  para colapso, y  $\delta/h = 0.004$  para servicio, donde  $\delta$  es el desplazamiento y  $h$  la altura del entrepiso.

La estructuración de los edificios es a base de marcos de acero formados por tres (o cuatro) crujeías separadas por distancias de 6m para edificios de 4 y 6 niveles, de 8m para edificios de 8 y 10 niveles, y de 10m para edificios de 15 y 20 niveles. Para todos los casos se considera una altura de entrepiso de 4m. Se considera que las estructuras son regulares. Para rigidizar la estructura se utilizaron contravientos concéntricos ubicados en la crujeía central para los edificios más bajos (de 4 a 10 niveles), y en las dos crujeías de los extremos para los edificios más altos (de 12 a 20 niveles). Las características geométricas generales en planta y elevación de los modelos se muestran en las figuras 3.2 y 3.3.

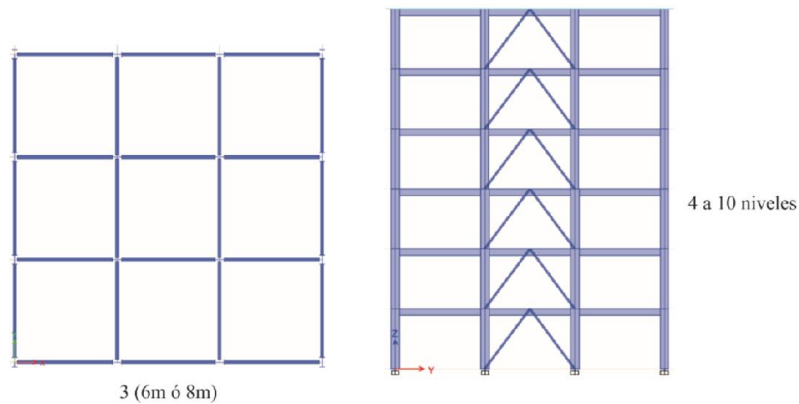


Figura 3.2. Planta y elevación de los edificios de acero analizados de 4 a 10 niveles.

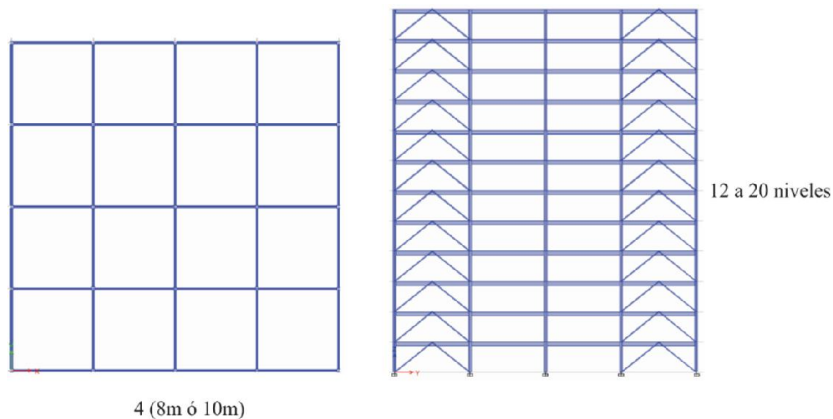


Figura 3.3. Planta y elevación de los edificios de acero analizados de 12 a 20 niveles.

### 3.4.2 Curva de peligro de demanda estructural

La curva de peligro sísmico representa el número medio anual de eventos sísmicos cuya intensidad excede a cierto valor dado. A partir de esta curva puede calcularse la probabilidad condicional de que un evento sísmico aleatorio presente una intensidad mayor o igual a un valor dado, en cierto intervalo de tiempo. Esta probabilidad se puede obtener como la relación entre el número medio anual de sismos cuya intensidad excede el valor de interés y el número medio anual del total de los eventos.

Si se supone que la ocurrencia de los eventos sísmicos (que provocan daño estructural) puede representarse por un proceso homogéneo de Poisson, es posible plantear una ecuación que permita evaluar el número medio de sismos, por unidad de tiempo, que causan en la estructura daños superiores a cierto valor  $d$  (Esteva, 1968, Cornell, 1968), como sigue:

$$[v_D(d)] = \int_0^{\infty} -\frac{d}{dy} v_Y(y) P[D > d|Y = y] dy \quad (3.7)$$

donde:

$dv_Y(y)/dy$  es la derivada de la curva de peligro sísmico,  $y$  es la intensidad.

$P[D > d|Y = y]$  es la probabilidad condicional de que la demanda exceda cierto valor  $d$ , dado que se presentó una intensidad  $Y = y$ .

La ec 3.7 (que es igual a la ec 3.1) representa a la curva de peligro de demanda estructural.

### 3.4.3 Capacidad estructural

Existen diversos métodos simplificados para construir una curva de capacidad. Estos pueden basarse en fuerzas o en desplazamientos. Los métodos basados en desplazamientos son los que representan de manera más realista las características y los efectos de la demanda sísmica sobre las estructuras. Entre esos métodos destacan los propuestos por Aydinoglu (2003), Antoniu y Pinho (2004) y Alba (2005); sin embargo, el método para obtener una curva de capacidad suficientemente aproximada a la “exacta” bajo la acción de carga sísmica, se basa en la aplicación de análisis dinámicos incrementales (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

El análisis dinámico incremental (ADI) consiste en aplicar una serie de análisis no-lineales “paso a paso” a una estructura, usando uno o varios registros sísmicos, cada uno escalado a diferentes niveles de intensidad. De estos análisis se obtienen curvas ADI en las cuales se representan índices de desempeño dependientes de los niveles de intensidad sísmica (e.g. distorsiones máximas de entrepiso vs aceleraciones espectrales). Al punto donde las respuestas estructurales (p. ej., distorsiones máximas de entrepiso) crecen muy rápidamente ante pequeños incrementos de intensidad sísmica se conoce como “capacidad de la estructura al estado límite de colapso”. Con base en el resultado de las curvas ADI se puede obtener la media y desviación estándar de la capacidad máxima asociada al estado límite de interés (por ejemplo, estado de colapso, de servicio, etc.).

### 3.4.4. Demandas estructurales sísmicas

Las demandas estructurales sísmicas (dadas en este estudio por la distorsión máxima de entrepiso) se pueden obtener a partir de la curva de peligro de demanda estructural. Para obtener estas, en el presente estudio se realiza una simulación de Monte Carlo mediante el método de simulación inversa, este se explica en la sub-sección 3.4.4.1. Se supone que los tiempos de ocurrencia de los eventos sísmicos están gobernados por procesos de Poisson y, por tanto, los intervalos de tiempo de espera de las demandas siguen una distribución exponencial.

#### 3.4.4.1 Simulación de demandas estructurales

Para simular las demandas estructurales sísmicas aquí se utiliza el método de transformación inversa (Rubinstein, 1981). En este método se considera que si  $y$  es una variable, posee una función de distribución de probabilidad acumulada (fda)  $F_Y(y)$ . Considerando que la función  $F_Y(y)$  es no decreciente, su función inversa está definida por  $F_Y^{-1}(u)$ , donde la variable  $u$  está dada por valores que siguen una distribución de tipo uniforme dentro del intervalo  $(0,1)$ , tal que se cumpla:

$$Y = F_Y^{-1}(u) \quad (3.8)$$

donde  $Y$  pertenece a la función de distribución acumulada  $F_Y(y)$ . Por tanto, se puede establecer la siguiente igualdad:

$$P(Y \leq y) = P[F_Y^{-1}(u) \leq y] = P[u \leq F_Y(y)] = F_Y(y) \quad (3.9)$$

De esta manera se puede obtener un valor  $y$  de una variable aleatoria  $Y$ , a partir de la función inversa  $F_Y^{-1}(u)$  donde  $u$  es una variable que tiene una función uniforme de distribución de probabilidades en el intervalo  $(0,1)$ . En la figura 3.4 se muestra gráficamente el proceso de transferencia de la función  $U$  a la función  $Y$ .

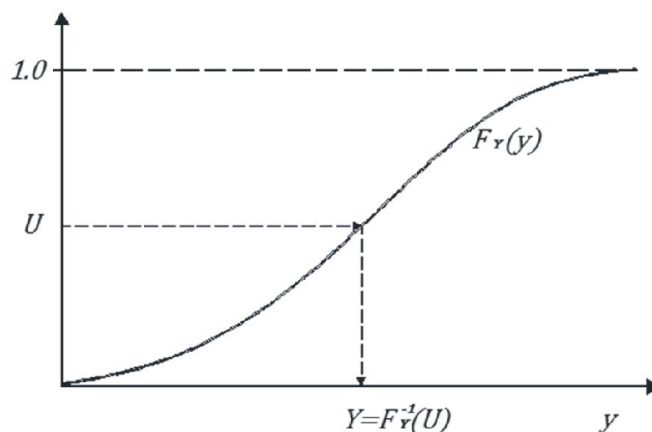


Figura 3.4. Método de simulación inversa.

Para aplicar el método descrito anteriormente a la simulación de demandas estructurales, primero es necesario contar con la curva de peligro de demanda de la estructura, y además, suponer una función de distribución de probabilidad que represente la ocurrencia de los eventos sísmicos.

Los eventos sísmicos generan demandas en las estructuras que pueden modelarse como procesos de Poisson, en consecuencia, los tiempos de ocurrencia entre eventos se ajustan a una distribución de tipo exponencial cuya función de distribución acumulada está dada por:

$$F_T(t) = 1 - e^{-vt} \quad (3.10)$$

A partir de la ec. 3.10 se puede establecer una función para evaluar la tasa de excedencia anual como:

$$v = -\frac{\ln(1-F_T(t))}{t_0}$$

donde:

$v$  es la tasa de excedencia anual

$F_T(t)$  es la función de distribución acumulada de probabilidades del tiempo de espera entre eventos  $t_0 = 1$ , si se considera que el tiempo en el que se quiere evaluar la tasa de excedencia es de un año

### **3.4.5 Costo total asociado a la vida útil de la estructura**

El costo total se considera la suma del costo inicial más el costo por daños durante la vida útil de la estructura. Retomando la ec. 3.5, se tiene:

$$C_T(\gamma) = C_I(\gamma) + C_d(\gamma)$$

En lo que sigue se explican los conceptos que se toman en cuenta para evaluar tanto el costo inicial ( $C_I(\gamma)$ ) como el costo asociado a los daños estructurales ( $C_d(\gamma)$ ), correspondientes a la combinación de carga ( $\gamma$ ). En el análisis de costos se consideran valores actuales de precios.

#### **3.4.5.1 Costo inicial**

El costo inicial incluye el costo directo, el indirecto y la utilidad que obtendrá el constructor.

El costo directo  $C_{DI}$  se estima a partir del costo de los materiales,  $C_M$ , y del costo de la mano de obra (que es aproximadamente el 40% del costo de los materiales). Entonces se tiene:

$$C_{DI} = 1.4 C_M \quad (3.11)$$

El costo indirecto  $C_{IN}$  se estima como el 20% del  $C_{DI}$ :

$$C_{IN} = 0.2 C_{DI} \quad (3.12)$$

La utilidad  $U_M$  se supone igual al 15% de la suma de  $C_{DI}$  y  $C_{IN}$ :

$$U_M = 0.15 (C_{DI} + C_{IN}) \quad (3.13)$$

El costo total inicial está compuesto por la suma de  $C_D$ ,  $C_I$  y  $U_M$ :

$$C_I = C_{DI} + C_{IN} + U_M = 1.38 C_{DI} = 1.93 C_M \quad (3.14)$$

El costo unitario actual de los materiales utilizados en la construcción se muestra en la Tabla 3.1 (F. García Jarque; R. Granados, comunicación personal, enero 2015). Para el acero se utiliza un costo promedio, es decir, independiente del diámetro de la varilla.

**Tabla 3.1. Costo unitario de los materiales**

Material	Costo(\$) en pesos
Concreto ( $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ )	\$1500/m <sup>3</sup>
Acero	\$9000/ton

### 3.4.5.2 Costo asociado a los daños

Para tomar en cuenta el costo asociado a un posible daño a una estructura durante su vida útil se consideran los siguientes costos: por reparación o reconstrucción,  $C_{PR}$ , por pérdida de contenido,  $C_{PC}$ , por pérdida de vidas,  $C_{PV}$ , por lesiones,  $C_{PL}$ , y por pérdidas indirectas,  $C_{PI}$ , de manera que el costo asociado a daños puede expresarse como (De León, 1991):

$$C_d = C_{PR} + C_{PC} + C_{PV} + C_{PL} + C_{PI} \quad (3.15)$$

Cada uno de los costos que interviene en la ec. 3.15 se describe con detalle en las sub-secciones 3.4.5.2.1 a 3.4.5.2.5.

En el presente estudio se considera que los costos por daño estructural dependen del nivel de daño físico que presente la estructura. Aquí se establece un índice de daño,  $ID$ , que toma valores entre 0 y 1, en donde 0 representa que no existe daño, mientras que 1 representa daño total. El índice de daño se expresa mediante la siguiente relación lineal:

$$ID = \frac{\delta_d - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (3.16)$$

donde  $\delta_y$  es la distorsión máxima de entrepiso asociado al estado límite de servicio (estructura sin daño),  $\delta_u$  es la distorsión máxima de entrepiso asociada al estado límite de colapso, y  $\delta_d$  es la distorsión demandada máxima de entrepiso, que es la que resulta de la respuesta de la estructura ante el movimiento sísmico del terreno.

Los parámetros  $\delta_y$  y  $\delta_u$  se obtienen a partir de un análisis dinámico incremental (ADI).

El valor de  $\delta_d$  se calcula simulando demandas estructurales en la curva de peligro de demanda, considerando el intervalo de tiempo de interés.

#### 3.4.5.2.1 Costos por reparación o reconstrucción

Con base en el costo de reparación de edificios reales que fueron dañados por sismos se establece una relación entre el índice de daño y el costo de reparación. El costo máximo de reparación es de \$6000/m<sup>2</sup>, aproximadamente igual al 50% del costo inicial (García Jarque, 2015; Granados, 2015, comunicación personal, enero 2015) para edificios de concreto; y para edificios de acero \$4000/m<sup>2</sup>, que es aproximadamente igual al 40% del costo inicial. Se considera que la variación del costo es igual al cuadrado del  $ID$  hasta un valor de 0.7, y que a partir de este nivel de daño es más conveniente demoler la estructura y reconstruirla.

Existen diversas formas para reparar edificios. Estas dependen de muchos factores como el nivel de daño, el tipo de estructura, su geometría, etc. En este trabajo se considera que los edificios de C/R son reparados utilizando la técnica de encamisado de los miembros estructurales, y para el caso de los edificios de acero se considera que son reparados utilizando contravientos. Por simplicidad, en el modelo matemático se establece que una vez que la estructura es reparada sus propiedades de masa y rigidez regresan a su estado inicial.

El costo por reconstrucción se establece a partir de un cierto índice de daño en que la estructura ya no puede ser reparada y por lo tanto tiene que ser demolida. Este nivel aquí se considera como  $ID > 0.7$  para edificios de concreto, e  $ID > 0.65$  para edificios de acero (De León y Ang, 1995). El costo por reconstrucción se considera igual a 1.2 el costo inicial,  $C_I$ , e incluye costo por demolición, limpieza y costo por rediseñar la estructura. Se considera que la reconstrucción de un edificio se lleva a cabo en un lapso promedio de 2 años.

A partir de lo anterior, la relación que existe entre el costo de reparación y el índice de daño para edificios de C/R se establece como sigue:

$$C_{PR} = C_I ID^2; 0 \leq ID < 0.7 \quad (3.17)$$

$$C_{PR} = 1.2 C_I; ID \geq 0.7 \quad (3.18)$$

Y para edificios de acero, como sigue:

$$C_{PR} = C_I ID^2; 0 \leq ID < 0.65 \quad (3.19)$$

$$C_{PR} = 1.2 C_I; ID \geq 0.65 \quad (3.20)$$

La figura 3.5 muestra la relación entre el costo por reparación o reconstrucción y el costo inicial ( $C_{PR}/C_I$ ) como función del  $ID$  para edificios de concreto reforzado, y la figura 3.6 presenta el costo por reparación o reconstrucción para edificios de acero.

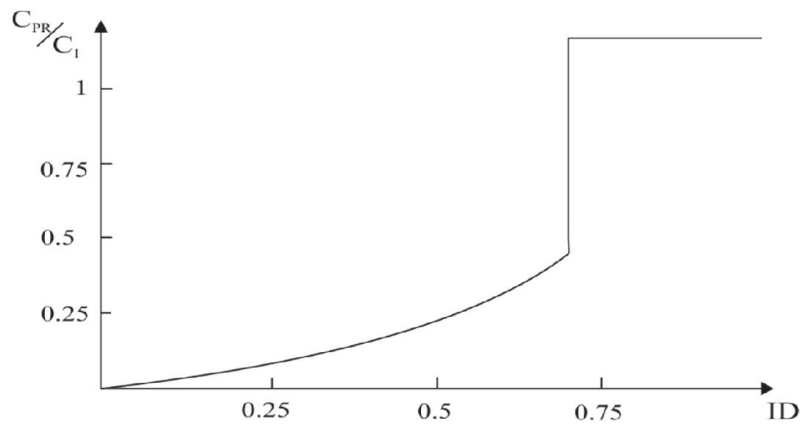


Figura 3.5. Costo normalizado por reparación o reconstrucción en función del ID (edificios de C/R).

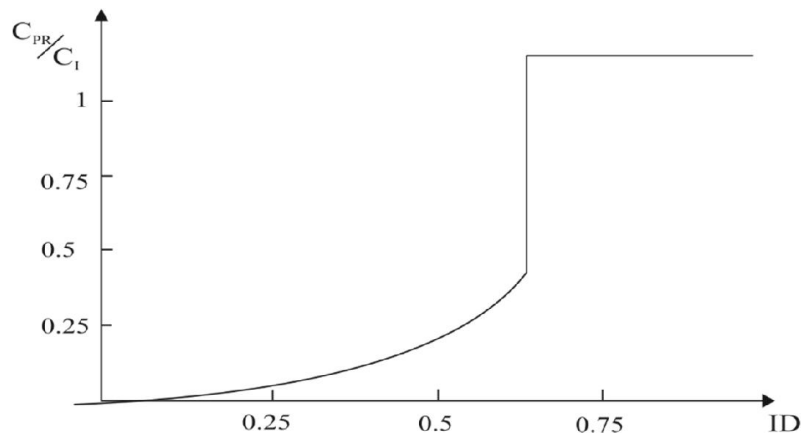


Figura 3.6. Costo normalizado por reparación o reconstrucción en función del ID (edificios de acero)

### 3.4.5.2.2 Costo por pérdida de contenido

Estimar el costo por pérdida de contenido depende del tipo de los contenidos, acabados, valores estimados, etc. En este trabajo el costo máximo por pérdida de contenido se adopta igual a 50% del costo inicial (Surahman y Rojiani, 1983). La expresión para estimar dichos costos se establece como sigue:

$$C_{PC} = 0.5C_I ID; 0 < ID < 1.0 \quad (3.21)$$

$$C_{PC} = 0.5C_I; ID \geq 1.0 \quad (3.22)$$

En la figura 3.7 se muestra gráficamente el costo por pérdida de contenido normalizado con respecto al costo inicial ( $C_I$ ), en función de ID.

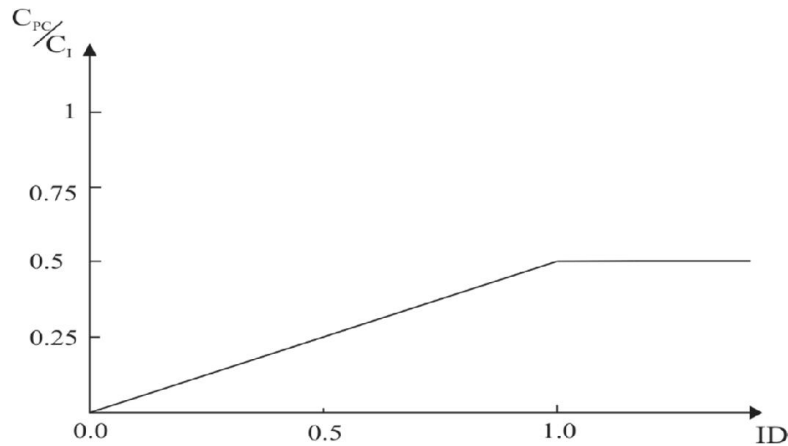


Figura 3.7. Costo normalizado por pérdida de contenido, en función del ID

### 3.4.5.2.3 Costo por pérdida de vidas

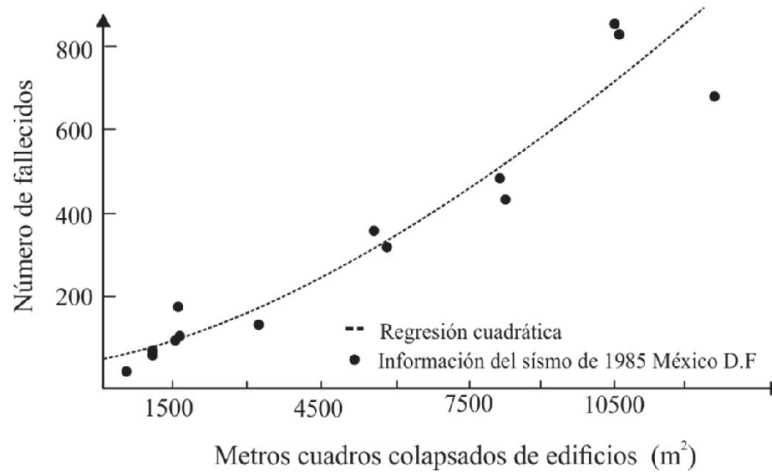
Evaluar el costo de la vida de una persona bajo riesgos con probabilidades de ocurrencia pequeña es una tarea muy sensible y controversial. La controversia es debido a que existen diferentes puntos de vista relacionados con este tema, como por ejemplo, evaluar el costo de una vida bajo el punto de vista de una empresa aseguradora, evaluar el precio de la vida relacionado con la aportación al producto interno bruto de la nación (éste se relaciona con el valor de los ingresos anuales de las personas) o bien considerar un punto de vista humano donde el valor de una vida no tiene precio para los seres queridos, o la aportación que hace una persona a la sociedad en términos no directamente económicos es una tarea muy difícil de evaluar cuantitativamente. En el anexo C se muestra una comparación entre considerar un costo por pérdida de vida muy alto y un costo de cero.

En este estudio se analiza el costo por pérdida de vidas desde un punto de vista económico; es decir, se considera el ingreso promedio de las personas, que aportan al producto interno bruto de la nación. Para estimar el costo asociado a las pérdidas de vida humanas es necesario evaluar el número promedio de fallecimientos por unidad de área. Para ello se consideraron los daños ocasionados por eventos sísmicos anteriores. De León (1991) realizó una regresión no lineal del número de fallecidos (Tokyo Metropolitan Government 1985) versus el área total de los edificios colapsados durante el sismo de 1985 que afectó a la Ciudad de México (Instituto de Ingeniería UNAM 1985). El resultado de la relación se expresa como sigue (ver figura 3.8).

$$N_d = 45.48 + 5.531744A^2 \quad (3.23)$$

donde  $N_d$  es el número de fallecimientos, y  $A$  es el área de los edificios colapsados en  $1000 \text{ m}^2$ .



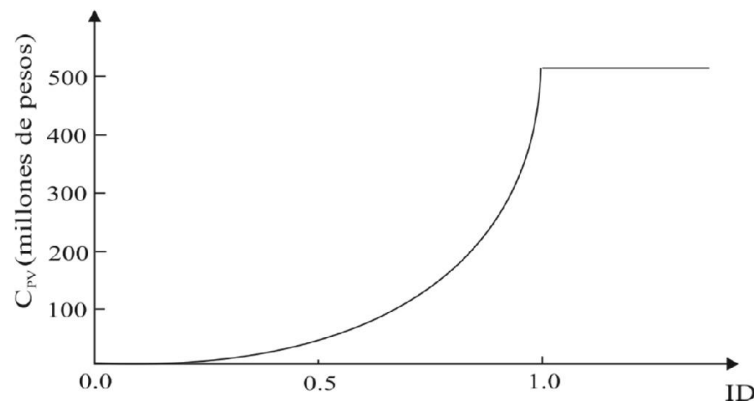


**Figura 3.8. Número de fallecidos vs metros cuadrados colapsados de edificios (De León, 1991)**

Para un caso particular de edificio con un área de 6750 m<sup>2</sup>, el número de fallecimientos cuando el edificios colapsa es igual a  $N_d = 45.48 + 5.53174 (6.75)^2 = 297.51$ . El costo máximo por fallecimientos es igual al número de personas fallecidas multiplicado por el valor esperado de sus ingresos durante su vida laboral. Aquí se considera que el ingreso anual promedio de una persona en México es igual a \$70,000 (INEGI, 2015), y que la vida laboral útil por individuo es igual a 25 años de tal forma que el costo por fallecimiento de una persona es igual a 1,750,000.00, por lo tanto el costo máximo por fallecimientos para este edificios es igual a \$520.64 millones de pesos (mdp), o sea:

$$C_{PV} = 520.64 \text{ mdp}; ID \geq 1.0 \quad (3.24)$$

Para índices de daños más pequeños se supone que la variación del costo es igual a ID elevado a la cuarta potencia. En la figura 3.9 se muestra el costo por pérdida de vidas como función del ID.



**Figura 3.9. Costo por pérdida de vidas como función del ID**

#### 3.4.5.2.4 Costo por lesiones

Para evaluar el costo por lesiones se consideran las siguientes hipótesis:

El costo por lesiones sin incapacidad es igual a \$23,000 (Tokyo Metropolitan Government 1985). Se consideran los costos para operaciones de lesiones menores y cortaduras pequeñas, incluyendo una pequeña estadía en el hospital, gastos médicos y de medicamentos. Además, se considera que estas representan el 90% de los heridos.

El promedio de personas lesionadas por unidad de área de edificios colapsados es igual a 0.0168/m<sup>2</sup> (esta cantidad se estimó dividiendo el número de heridos reportados en el sismo de 1985 (Tokyo Metropolitan Government 1985) entre el área total colapsada de edificios (Instituto de Ingeniería UNAM 1985).

El costo por lesiones con incapacidad es igual a \$1,750,000.00 (se asume igual al costo por fallecimiento). Estas representan un 10% de los heridos totales.

Tomando en cuenta lo anterior, para un edificio con un área  $A = 6750\text{m}^2$  se tiene:

$$C_{PL} = [0.1(1,750,000) + 0.9(\$23,000)](0.0168)(6750) = 22.19 \text{ mdp}$$

$$C_{PL} = 22.19 \text{ mdp}; ID \geq 1.0 \quad (3.25)$$

Finalmente, la variación del costo por heridas en función del daño ID se puede considerar como una función cuadrática:

$$C_{PL} = 22.2 ID^2; 0 \leq ID < 1.0 \quad (3.26)$$

En la figura 3.10 se muestra la variación del costo por lesiones como función del índice de daño.

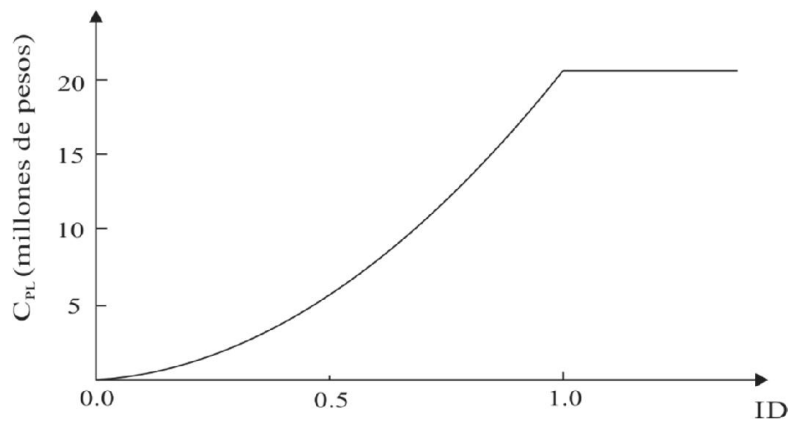


Figura 3.10. Costo por lesiones en función del índice de daño ID

#### 3.4.5.2.5 Costo por pérdidas indirectas

En este estudio se considera que los edificios estudiados son para uso de oficinas, por lo tanto, las pérdidas indirectas se generan por no percibir el dinero por concepto de renta durante el periodo de reconstrucción o reparación. Por lo tanto si  $P_R$  es el periodo máximo de reconstrucción y la renta

promedio por metro cuadrado es R (en pesos), el costo máximo por pérdidas indirectas se puede estimar como:

$$C_{PI} = R \cdot P_R \cdot A \quad (3.27)$$

Se considera que la renta promedio de una oficina en la ciudad de México es igual a \$250/m<sup>2</sup> y suponiendo que el periodo máximo de reconstrucción de un edificio es igual a 24 meses, para un edificio con un área de 6750m<sup>2</sup> se tiene:

$$C_{PI} = 40.5 \text{ millones}; ID \geq 1.0 \quad (3.28)$$

Se considera que la variación del costo es una función cuadrática de ID, por lo tanto:

$$C_{PI} = 40.5 ID^2; 0 \leq ID < 1.0 \quad (3.29)$$

La variación de este costo se muestra gráficamente en la figura 3.11.

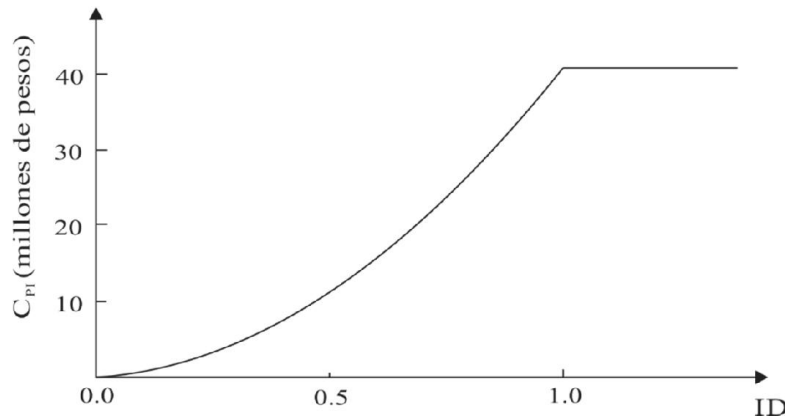


Figura 3.11. Costo por pérdida indirecta como función del ID.

### 3.4.6 Conceptos generales sobre Redes Neuronales Artificiales

La calibración y optimización de factores de cargas para diseño por sismo requieren de un gran número de análisis no lineales, por ejemplo en la Zona IIIb de la ciudad de México hay más de cien mil edificios. Hacer el análisis de confiabilidad de todos los edificios sería poco práctico con las computadoras actuales. Estos análisis necesitan de muchas horas de trabajo de cómputo, por esta razón en este estudio se hace uso de la teoría de las Redes Neuronales Artificiales, con esta herramienta es posible reducir el tiempo de cómputo a sólo unos segundos de proceso de cálculo para cada edificio.

Una RNA es un modelo matemático o modelo computacional inspirado por la estructura y aspectos funcionales de redes neuronales biológicas. Éstas están conformadas por un gran número de elementos de procesamiento altamente interconectados llamados neuronas, las cuales están conectadas a otras neuronas a través de una señal de peso (sinapsis), las entradas son las dendritas y el resultado es el axón. De manera similar, la RNA necesita un proceso de aprendizaje para establecer relaciones entre las

variables que definen un fenómeno específico. El poder de procesamiento de una RNA se debe a su estructura distribuida en paralelo, y su capacidad de aprender de ejemplos que se presentan a la RNA para su entrenamiento. Cuando una red neuronal artificial se entrena correctamente puede generalizarse, lo que significa que la RNA aprendió el mapeo completo para la solución de un problema; es decir, la RNA será capaz de predecir una respuesta correcta para un caso que no fue utilizado para su entrenamiento.

Existen diversas topologías propuestas por diferentes autores para definir la estructura de la RNA (Specht, 1991). En este trabajo se utiliza un modelo de “propagación hacia adelante” (“feed-forward”) Perceptrón Multicapa (PM) (Shepherd, 1997) debido a que los problemas de ingeniería civil en general son del tipo “exacto”; es decir, una entrada tiene una salida. Este tipo de red es suficiente para la mayoría de problemas de ingeniería (Hegazy et al. 1994). La arquitectura de la PM comienza con una capa de entrada que está conectada a una capa oculta; este puede ser conectado a otra capa oculta o directamente a la capa de salida. Debido a que el flujo de información es siempre desde la capa de entrada a la capa de salida, la salida de una capa es siempre la entrada de la siguiente capa, como se ilustra en la figura 3.12. En el presente estudio la topología se configuró con una sola capa oculta comenzando con 2 y aumentando hasta 20 neuronas para generar el menor error y evitar el exceso de entrenamiento.

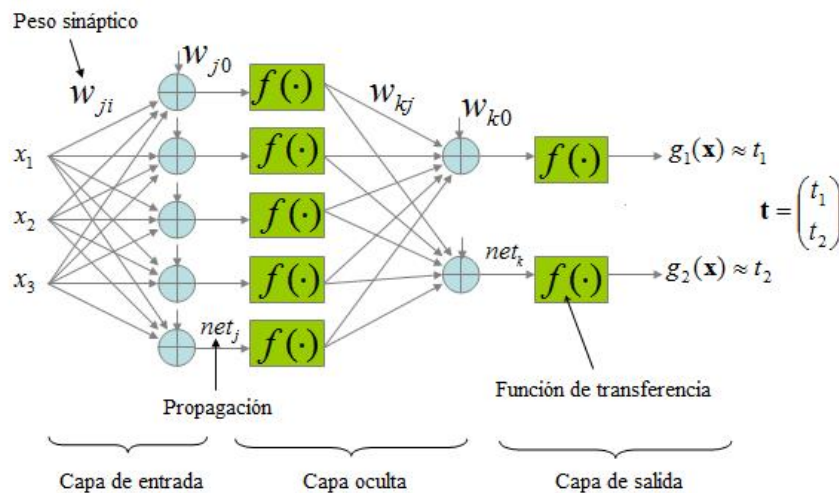


Figura 3.12. Perceptrón multicapa con alimentación hacia adelante.

### 3.4.6.1 Algoritmo de entrenamiento, propagación “hacia atrás”

En el contexto de las redes neuronales el aprendizaje puede ser visto como el proceso de ajuste de los parámetros libres de la red (Yao, 1995). Partiendo de un conjunto de pesos sinápticos aleatorio, el proceso de aprendizaje busca un conjunto de pesos que permitan a la red desarrollar correctamente una determinada tarea. El proceso de aprendizaje es un proceso iterativo, en el cual se va refinando la solución hasta alcanzar un nivel de operación suficientemente bueno. La mayoría de los métodos de entrenamiento que se utilizan en las redes neuronales con “alimentación hacia adelante” consisten en proponer una función de error que mida el rendimiento actual de la red en función de los pesos sinápticos. El objetivo del método de entrenamiento es encontrar el conjunto de pesos sinápticos que minimizan la función. El método de optimización proporciona una regla de actualización de los pesos que en función

de los patrones de entrada modifica iterativamente los pesos hasta alcanzar el punto óptimo de la red neuronal. Existen diversos métodos para entrenar a una red neuronal artificial, por ejemplo: Hebbiano, estocástico, evolutivo, con “propagación hacia atrás” (“Back-propagation”), etc. En el presente estudio se utiliza el algoritmo de “propagación hacia atrás” propuesto por Rumelhart y McClelland (1986). Se trata de un algoritmo en el que la señal viaja en un solo sentido, y es comúnmente utilizado para el entrenamiento de RNAs con aplicación en ingeniería civil. El algoritmo consta de los siguientes pasos (ver figura 3.12):

1. Se define un vector de entrada  $[x_1, x_2, \dots, x_i]$  para  $i$  neuronas de la primera capa.

2. La información que llega a todas la neuronas de la segunda capa se calcula por medio de una regla de propagación, como sigue:

$$net_j = \sum_{i=1}^j w_{ji} x_i \quad (3.30)$$

3. Se aplica una función de transformación a la entrada total de cada neurona  $j$  de la segunda capa,  $j = 1, 2, \dots, m$ .

$$\tilde{y}_m = f_m (net_j) \quad (3.31)$$

donde el subíndice  $m$  representa la posibilidad de tener diferentes funciones de transformación para cada neurona.

4. Se calcula la entrada y salida de la tercera capa como sigue:

$$net_k = \sum_{m=1}^k w_{kj} \tilde{y}_m \quad (3.32)$$

$$g(x) = f_n (net_k) \quad (3.33)$$

5. Se estima el error entre la salida de datos ( $t$ ) y el estimado por la red ( $g(x)$ ), como sigue:

$$\delta_n = g(x) - t \quad (3.34)$$

6. Se minimiza el error medio cuadrático (EMC) de la capa de salida ( $\mathcal{E}$ ) y se calcula como:

$$\mathcal{E} = \frac{1}{2} \sum_{n=1}^N \delta_n^2 \quad (3.35)$$

7. Se busca el mínimo de la función de error en la dirección negativa del gradiente. Los pesos de la capa oculta en el paso de aprendizaje  $t+1$  se pueden calcular mediante la adición de un diferencial del gradiente negativo a los pesos calculados en el paso  $t$ . Esto se representa como sigue:

$$w_{ji}[t+1] = w_{ji}[t] + \Delta w_{ji} \quad (3.36)$$

donde  $w$  es el vector de pesos,  $\Delta w_{ji}$  es la variación del peso en términos de la pendiente de la función de error. Después de aplicar esta técnica a la capa de salida se puede calcular la actualización de los pesos que conectan a las otras capas de forma similar.

8. El proceso se repite con nuevos pares de entrada y salida ( $x, t$ ), hasta que el error es aceptable de acuerdo con la precisión requerida.

### 3.4.6.2 Modelo de la Red Neuronal Artificial

La arquitectura de un modelo de RNA se conforma principalmente de los siguientes parámetros: 1) de entrada, 2) de salida, 3) regla de propagación y 4) regla de entrenamiento. En el presente estudio se consideran dos modelos de redes neuronales con propagación “hacia atrás” y retroalimentación multicapa, uno se aplica a los edificios de concreto reforzado, y otro a los edificios de acero.

El vector de neuronas en la capa de entrada contiene las características generales del edificio (número de crujías y de niveles, y espaciamiento entre las crujías), y el vector de neuronas en la capa de salida contiene los parámetros que definen el diseño del edificio (dimensiones de trabes y columnas, cantidad de acero, etc.).

Aquí se considera una función de activación de tipo sigmoideal para la capa oculta y una función de tipo lineal para la capa de salida en ambos modelos. La importancia de la función sigmoideal radica en que toma valores de entrada que pueden estar entre más y menos infinito, y restringe la salida a valores entre cero y uno de tal forma que no importa las unidades de entrada ya que esta función las normaliza, su ecuación es como sigue:

$$f(x) = \frac{1}{1 + e^{-x}} \quad (3.37)$$

La función de transferencia lineal o identidad equivale a no aplicar una función de salida, ya que como su nombre lo indica, se trata de una línea recta y por ello no afecta la entrada neta de cada nodo.

En este estudio se utiliza el algoritmo “Back propagation” para entrenar los dos modelos de RNA (uno para los edificios de concreto y otro para los edificios de acero). En ambos casos se utiliza una red con alimentación hacia adelante, es decir, la información que entra viaja desde la capa de entrada hasta la capa de salida sin retroceder. Se utilizó una capa oculta para ambos modelos. Estos modelos sirven para diseñar edificios que tengan características similares a los utilizados en la base de datos. Además, la herramienta de RNA también se utiliza para estimar las curvas de peligro de demanda de distorsiones máximas de entrepiso, así como las capacidades estructural. Todos los programas se desarrollaron con la herramienta integrada “tool box” en Matlab 2014 (Matlab, 2014).

### 3.5. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

#### 3.5.1 Movimientos sísmicos

Para analizar los edificios se seleccionaron los 31 acelerogramas registrados en las estaciones del valle de México que se indican en la Tabla 3.2. Las estaciones se ubican en la Zona IIIb según la zonificación sísmica de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2004) del RCDF. Las características principales de los eventos sísmicos se muestran en la Tabla 3.2. En la figura 3.13 se muestran los espectros elásticos de los registros utilizados, para un porcentaje de amortiguamiento crítico igual a 5%.

**Tabla 3.2. Características de los eventos sísmicos**

FECHA DEL SISMO	COORDENADA DEL EPICENTRO	MAGNITUD	ESTACIÓN
97-01-11	17.910 N; 103.04 W	6.9	VALLE GÓMEZ
95-10-09	18.74 N; 104.67 W	7.3	VALLE GÓMEZ
89-04-25	16.603; 99.400	6.9	TLATELOLCO
95-09-14	16.31; 98.88	7.4	TLATELOLCO
97-01-11	17.91; 103.04	6.9	TLATELOLCO
89-04-25	16.603; 99.400	6.9	GARIBALDI
95-09-14	16.31; 98.88	7.2	GARIBALDI
95-10-09	18.74; 104.67	7.3	GARIBALDI
97-01-11	17.9; 103	6.9	GARIBALDI
95-09-14	16.31; 98.88	7.2	ALAMEDA
89-04-25	16.603; 99.4	6.9	ALAMEDA
89-04-25	16.603; 99.4	6.9	TLATELOLCO
95-09-14	16.31; 98.88	7.2	TLATELOLCO
95-10-09	18.74; 104.67	7.3	LIVERPOOL
97-01-11	17.9; 103	6.9	LIVERPOOL
95-09-14	16.31; 98.88	7.2	CORDOBA
95-10-09	18.74; 104.67	7.3	CORDOBA
97-01-11	17.9; 103	6.9	CORDOBA
89-04-25	16.603; 99.4	6.9	C.U. JUAREZ
95-09-14	16.31; 98.88	7.2	C.U. JUAREZ
95-10-09	18.74; 104.67	7.3	C.U. JUAREZ
97-01-11	17.91; 103.04	6.9	C.U. JUAREZ
95-09-14	16.31; 98.88	7.2	CUJP
95-10-09	18.74; 104.67	7.3	CUJP
97-01-11	17.9; 103	6.9	CUJP
85-09-19	18.08; 102.942	8.1	SCT B-1
89-04-25	16.603; 99.4	6.9	SCT B-2
89-04-25	16.603; 99.4	6.9	SECTOR POPULAR
95-09-14	16.31; 98.88	7.2	SECTOR POPULAR
95-10-09	18.74; 104.67	7.3	SECTOR POPULAR
97-01-11	17.91; 103.04	6.9	SECTOR POPULAR

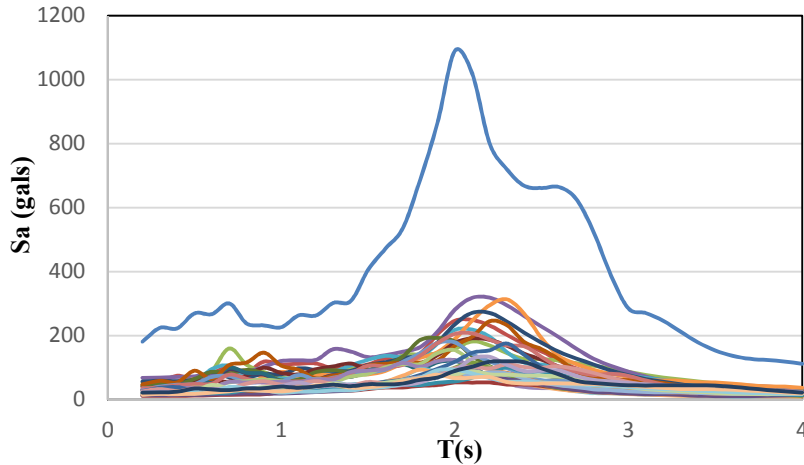


Figura 3.13. Espectros elásticos de los registros utilizados en el análisis.

### 3.5.1.1 Escalamiento de los registros sísmicos

Con el fin de contar con diferentes intensidades sísmicas, los registros se multiplicaron por diferentes factores de escala. Dichos factores son la relación que existe entre la pseudoaceleración correspondiente al periodo de vibración del sistema en estudio y la pseudoaceleración correspondiente a la intensidad a la que se desea escalar el movimiento (Shome y Cornell, 1999; Chan, et al. 2005). El factor se multiplica por la historia completa de aceleraciones del registro en estudio. En la figura 3.14 se muestran los espectros elásticos correspondientes a un marco estructural con periodo fundamental de vibración  $T = 1.2s$ , escalados a una pseudoaceleración  $S_a = 500$  gals. Puede observarse que todos los espectros elásticos coinciden en el punto correspondiente al periodo  $T = 1.2s$ . También se puede ver que la forma espectral es muy similar al ser escalados para el periodo fundamental del sistema en estudio.

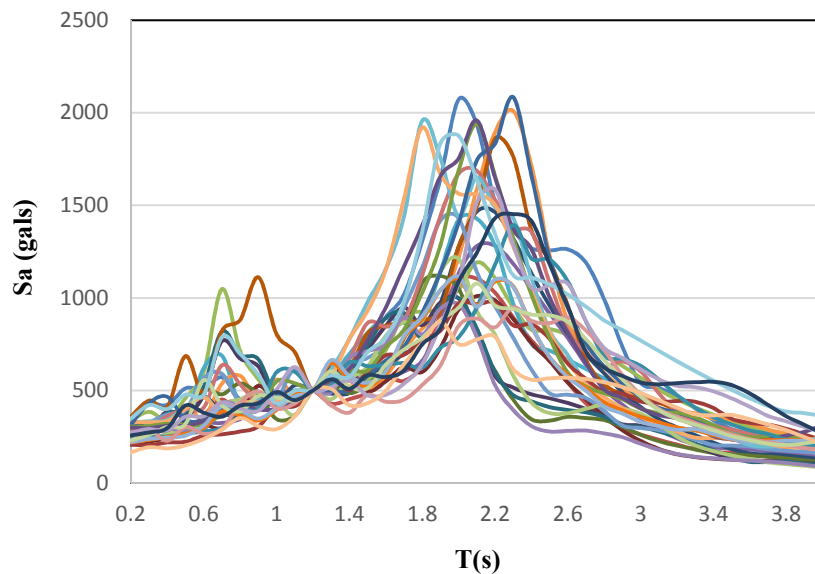


Figura 3.14. Espectros elásticos de los registros escalados para  $S_a = 500$ gals y un periodo estructural de 1.2 segundos.



### 3.5.2 Curva de peligro sísmico

Las curvas de peligro sísmico que se utilizan en este trabajo son las que se muestran en la figura 3.15 que corresponden al sitio de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT).

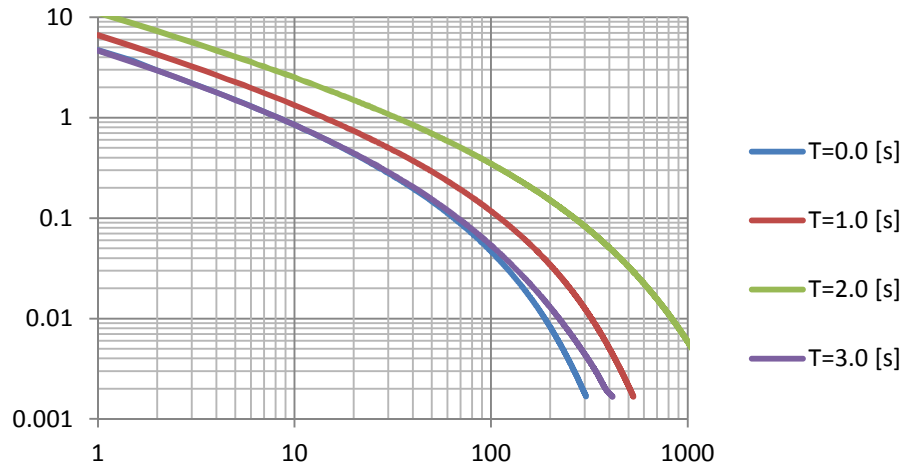


Figura 3.15. Curvas de peligro sísmico para suelo con periodo dominante  $T_s=2s$ .

### 3.5.3 Levantamiento de edificios existentes en la zona de estudio

Para poder generalizar los resultados con la metodología propuesta fue necesario hacer un levantamiento de todos los edificios ubicados en la Zona IIIb del valle de México, y realizar un análisis de costo durante la vida útil de cada uno de los edificios utilizando la ec. 3.5; sin embargo, esta tarea requiere de bastante tiempo de cómputo. Para simplificar el análisis en este trabajo se consideran edificios de concreto reforzado o bien de acero, que son regulares. También se supone que los edificios menores a 3 niveles no sufrirán daños significativos debido a que el periodo fundamental de estos se encuentra lejos del periodo con ordenada máxima del espectro de respuesta medio. También se considera que los edificios con más de 18 niveles pertenecen a un solo grupo ya que su periodo fundamental es mayor que el periodo con ordenada máxima del espectro de respuesta medio. En la figura 3.16 se muestra el levantamiento de todos los edificios con las características antes mencionadas, ubicados en la Zona IIIb con periodos dominantes del suelo entre 1.5 y 2.0s del valle de México (Velázquez, 2015). Los edificios se agruparon en función del número de niveles, debido a que generalmente los edificios con altura similar se encontraban muy cercanos entre sí, por ejemplo en conjuntos habitacionales. Se encontró que existen aproximadamente 140 mil edificios desplantados en esta zona de los cuales más de 134 mil tienen menos de 3 niveles. El número estimado de edificios de C/R y de acero se muestra en la Tabla 3.3.

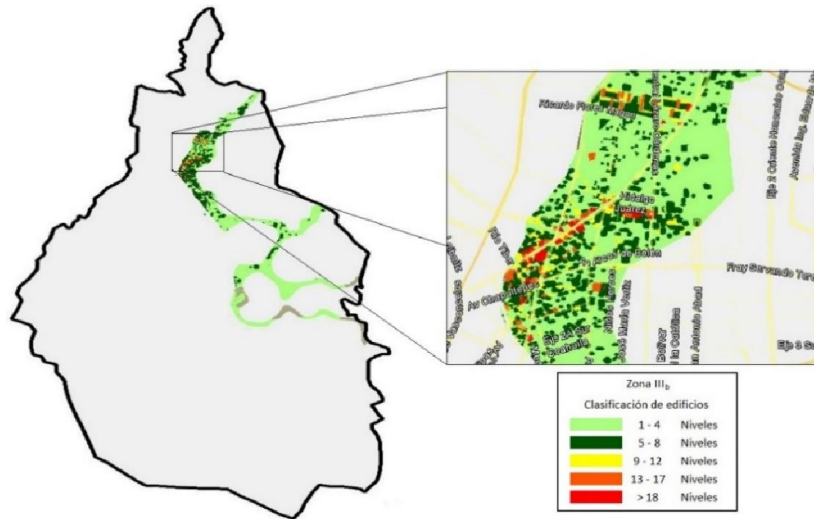


Figura 3.16. Mapa de la distribución de edificios en la Zona IIIb.

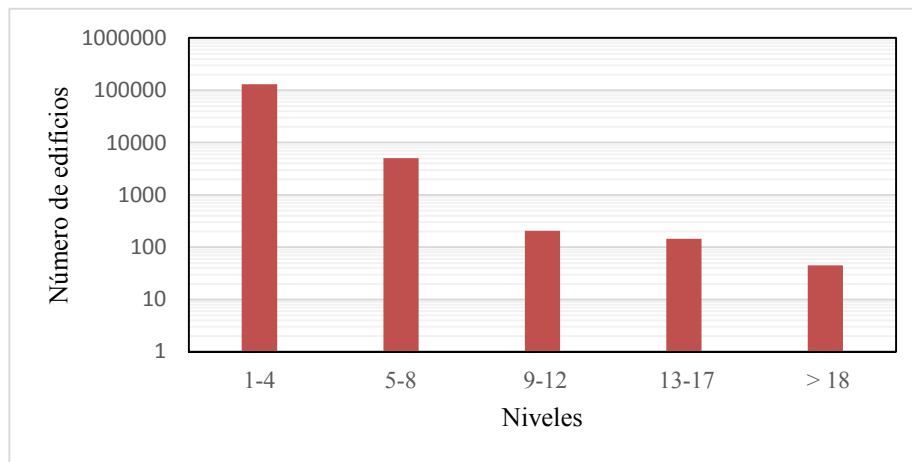


Figura 3.17. Histograma de número de edificios ubicados en la Zona IIIb.

Tabla 3.3. Número estimado de edificios de C/R y de acero

Grupo	Niveles	Número de edificios de C/R	Número de edificios de acero
1	1-4	109093	22273
2	5-8	4045	1011
3	9-12	152	53
4	13-17	84	60
5	> 18	15	30

Para evaluar la ec. 3.5 considerando todos los edificios ubicados en la Zona IIIb se hace uso de la teoría de Redes Neuronales Artificiales. Bojórquez et al. 2014 demostraron que es posible obtener el diseño y la respuesta de edificios regulares de C/R utilizando la teoría de las RNA (ver anexo B). En este estudio se utilizó dicho modelo para obtener los diseños de todo el conjunto de edificios. Además, se elaboró

otro modelo de RNA que estima la curva de peligro de demanda estructural así como también la curva de capacidad estructural de cada uno de los edificios (Bojórquez et al. 2015). La base de datos para entrenar los edificios se obtuvo de estudios previos así como también de los diseños realizados en este estudio. Los modelos de RNA presentaron un porcentaje de error no mayor que el 15% en los edificios verificados.

### 3.6. APLICACIÓN A EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

En esta sección se aplican los pasos descritos en la sección 3.4 a los edificios de C/R, y posteriormente se aplicarán a los de acero.

#### 3.6.1 Características de los edificios de C/R

Se analizan 14 edificios de concreto reforzado de 4, 6, 8, 10, 12, 15 y 20 niveles, cada uno con tres y cuatro crujiás. Los edificios diseñados con concreto reforzado se consideraron simétricos tanto en planta como en elevación. En todos los casos se considera una altura constante de 4m para todos los niveles.

En la Tabla 3.4 se muestran las distancias entre apoyos que se utilizaron de acuerdo al número de niveles de las estructuras; diseñando cada edificio con 3 crujiás y, posteriormente, diseñando nuevamente cada uno con 4 crujiás.

**Tabla 3.4. Separación entre apoyos**

Niveles	Distancia(m)
4 a 6	6
8, 10, 12	8
15, 20	10

#### 3.6.1.2 Especificaciones de análisis y diseño estructural

Los edificios se diseñaron de acuerdo con las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004 y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, en donde se indica que para el diseño sísmico de estructuras ubicadas en la Zonas II y III, se deberán aplicar las especificaciones del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo; por lo que el diseño se realizó de acuerdo con este último.

El diseño de los edificios se realizó de tal manera que se cumplieran las condiciones de regularidad establecidas en las NTCDS-2004, esto con el fin de poder considerar a los edificios como estructuras regulares.

Se revisó que la rigidez lateral de la estructura fuera suficiente para limitar los daños a elementos no estructurales, es decir, para las condiciones de servicio. Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso no exceden

0.004 veces las diferencias de elevaciones correspondientes multiplicado por el factor comportamiento sísmico. Por otro lado, para revisar la seguridad contra colapso las distorsiones de entrepiso se limitaron a 0.03. Se consideró que el sistema estructural está formado por marcos dúctiles de concreto reforzado ( $Q = 3$ ).

El diseño se realizó utilizando la combinación de carga muerta, viva y sismo recomendada en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño de Edificaciones del RCDF-2004. En el presente estudio se evalúan diferentes efectos de combinaciones de factores de carga muerta, viva y por sismo ( $F_{CM}$ ,  $F_{CV}$  y  $F_{CS}$ ). Estas combinaciones se presentan en la Tabla 3.5. Se hace notar que esta tabla incluye (en la combinación 1) los factores que se recomiendan en las NTCCA-2004 vigentes.

### 3.6.1.3 Modelación de las estructuras

El sistema de piso se considera como diafragma rígido, por lo que no existe deformación axial ni flexión ante cargas contenidas en su plano. Los edificios fueron modelados como estructuras tridimensionales. Estos se consideraron como marcos dúctiles de concreto reforzado. En el análisis se considera la degradación de rigidez y de resistencia de los elementos de concreto reforzado a través del modelo de comportamiento histerético de Takeda modificado (Otani, 1974).

Se incluyen los efectos de esbeltez evaluados por medio del análisis de segundo orden que considera los efectos P-Delta en el análisis estructural.

Los edificios fueron diseñados con la combinación actual y alternativamente con las combinaciones presentadas en la Tabla 3.5.

**Tabla 3.5. Combinaciones de carga**

Combinación	$F_{CM}$	$F_{CV}$	$F_{CS}$
<b>1</b>	<b>1.1</b>	<b>1.1</b>	<b>1.1</b>
2	1	1	1
3	1	1	1.1
4	1	1	1.2
5	1.1	1	1.2
6	1.2	1	1
7	1.2	1	1.1
8	1.2	1	1.2
9	1.1	1	1
10	1.1	1	1.1
11	1.1	1.1	1.2

### 3.6.2 Análisis de confiabilidad

#### 3.6.2.1 Curvas de peligro de demanda estructural

Conociendo la curva de peligro sísmico para el periodo fundamental de vibrar de la estructura de interés, y utilizando la ec. 3.1, se puede obtener la curva de peligro de demanda de distorsión máxima de entrepiso que representa las tasas medias anuales de excedencia de  $d$ . En las figuras 3.18 a 3.31 se muestran las curvas de peligro de demanda para los edificios de C/R diseñados con las distintas combinaciones de carga de la Tabla 3.5 y que se indican en las figuras usando la palabra Combo, la nomenclatura, M4-3, se refiere a un edificio de 4 niveles de altura y tres crujías en cada dirección. En las figuras se observa que para distorsiones máximas de entrepiso pequeñas la diferencia de  $V_D(d)$  entre cada diseño es pequeña, esto se debe a que para estos niveles de intensidad la estructura permanece elástica; sin embargo, a partir de cierto nivel de intensidad, la diferencia aumenta.

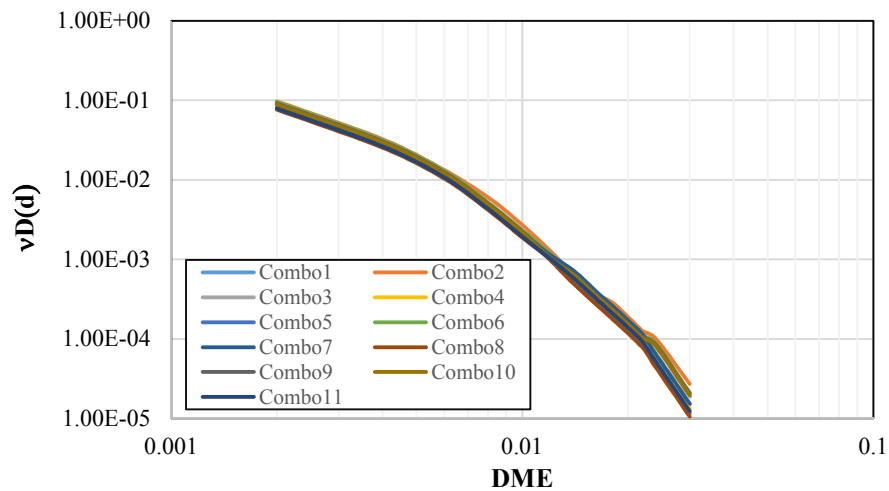


Figura 3.18. Curvas de peligro de demanda para el marco M4-3.

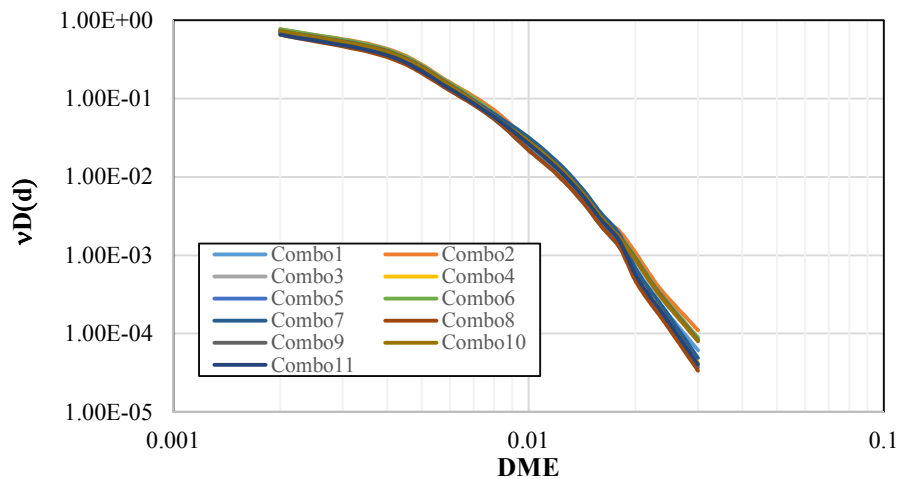


Figura 3.19. Curvas de peligro de demanda para el marco M4-4.

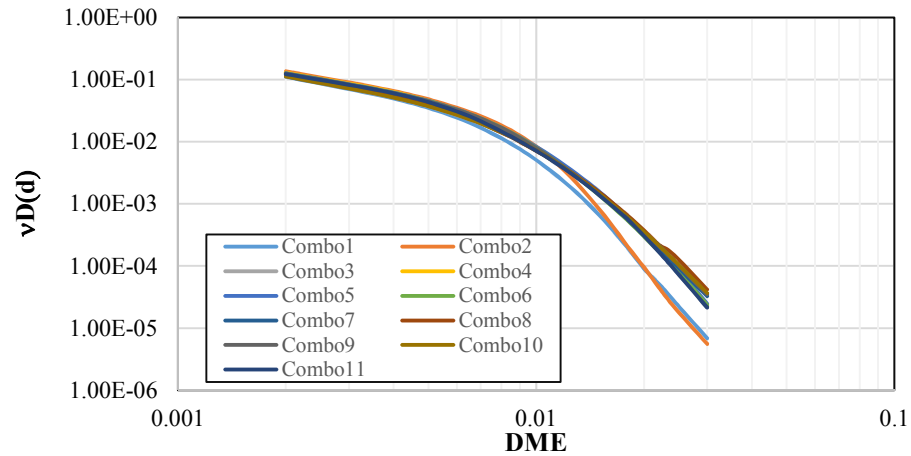


Figura 3.20. Curvas de peligro de demanda para el marco M6-3.

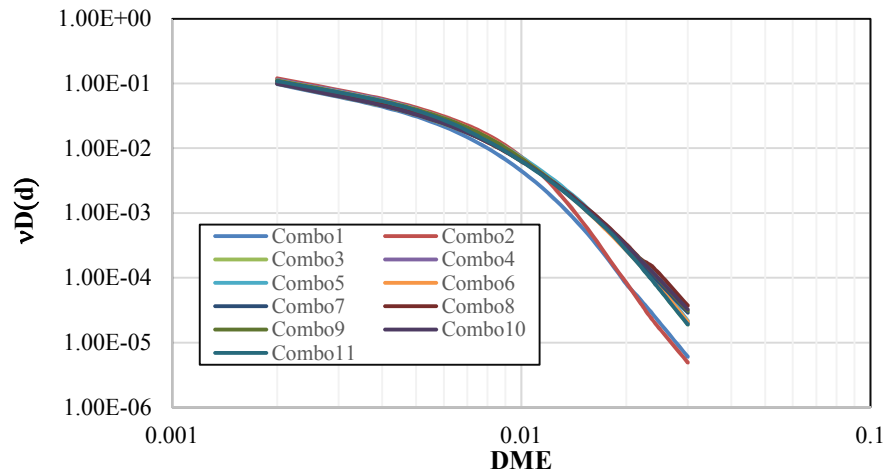


Figura 3.21. Curvas de peligro de demanda para el marco M6-4.

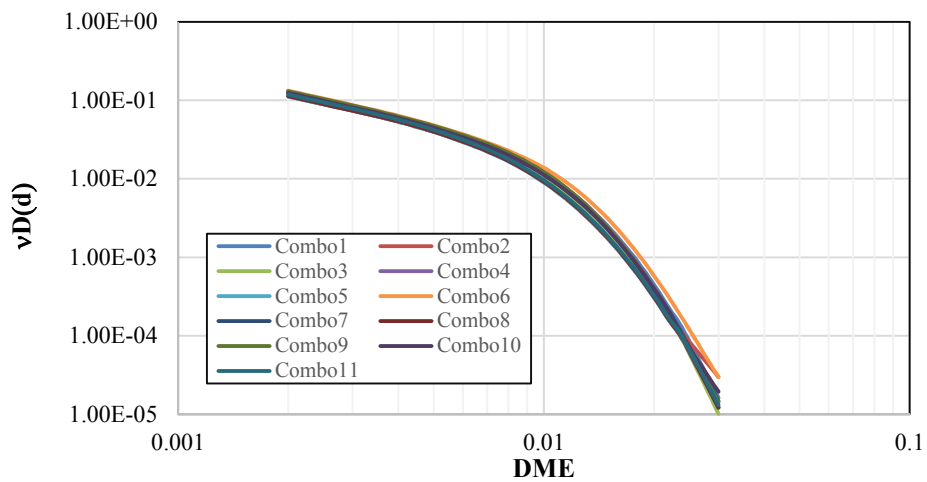


Figura 3.22. Curvas de peligro de demanda para el marco M8-3.

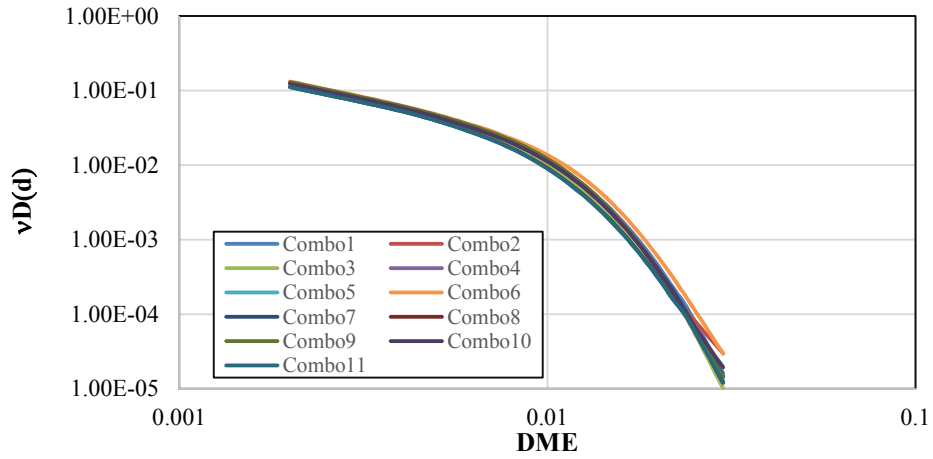


Figura 3.23. Curvas de peligro de demanda para el marco M8-4.

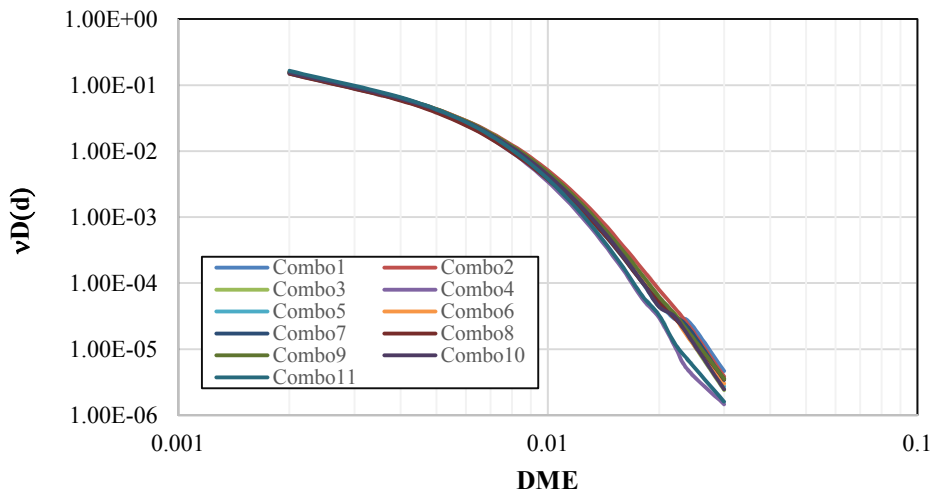


Figura 3.24. Curvas de peligro de demanda para el marco M10-3.

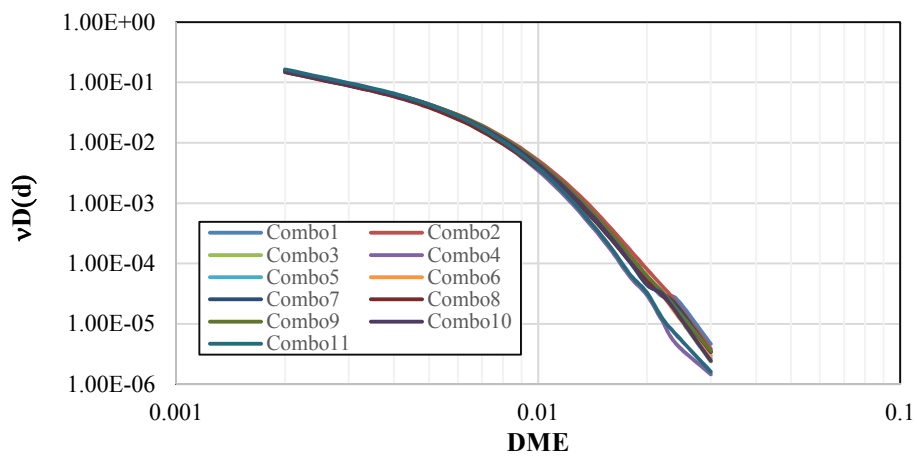


Figura 3.25. Curvas de peligro de demanda para el marco M10-4.

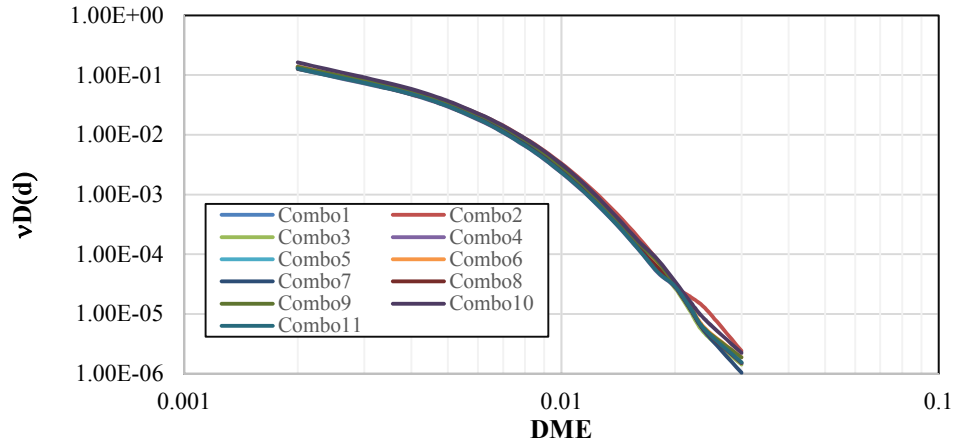


Figura 3.26. Curvas de peligro de demanda para el marco M12-3.

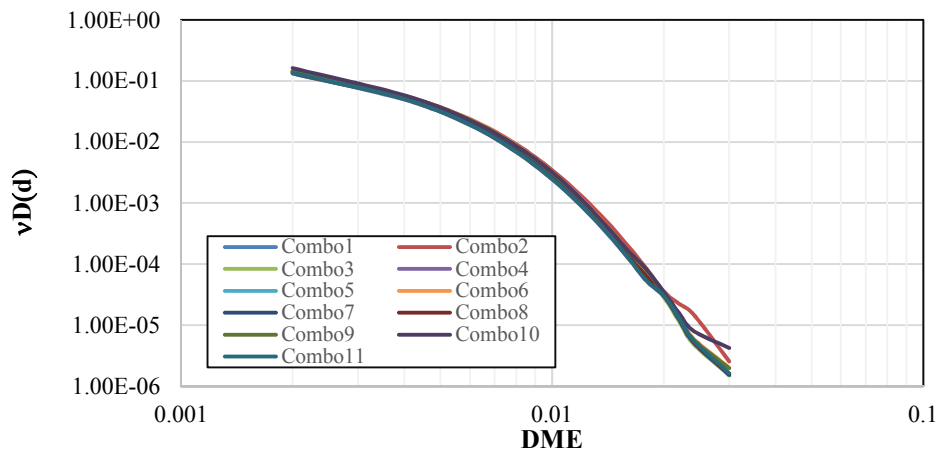


Figura 3.27. Curvas de peligro de demanda para el marco M12-4.

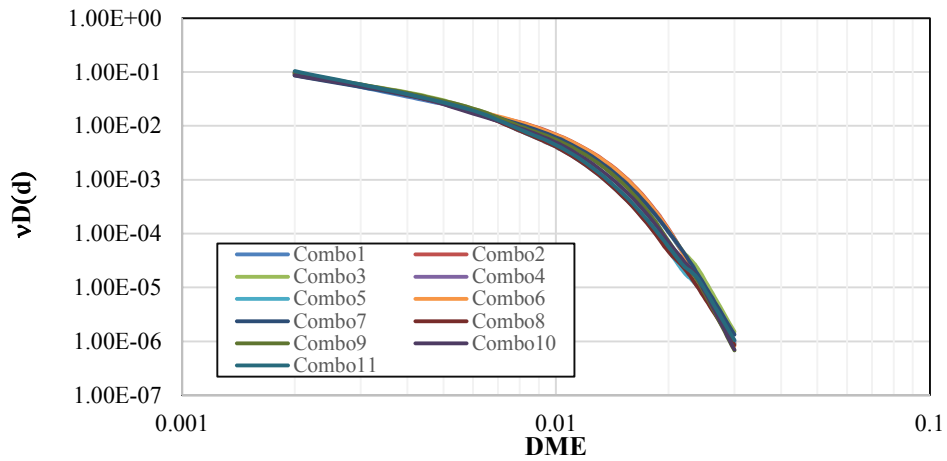


Figura 3.28. Curvas de peligro de demanda para el marco M15-3.



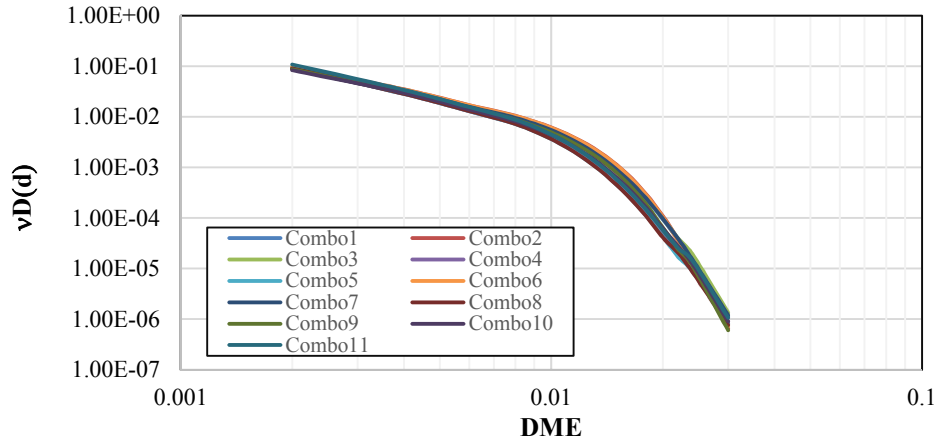


Figura 3.29. Curvas de peligro de demanda para el marco M15-4.

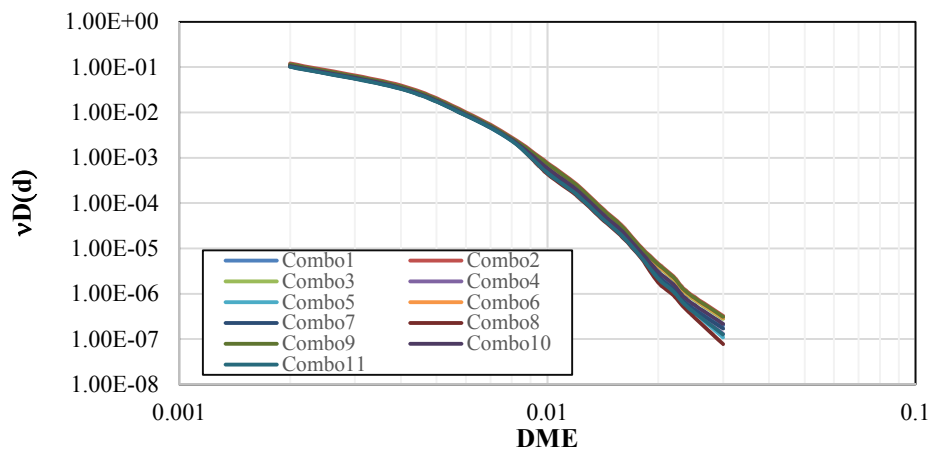


Figura 3.30. Curvas de peligro de demanda para el marco M20-3.

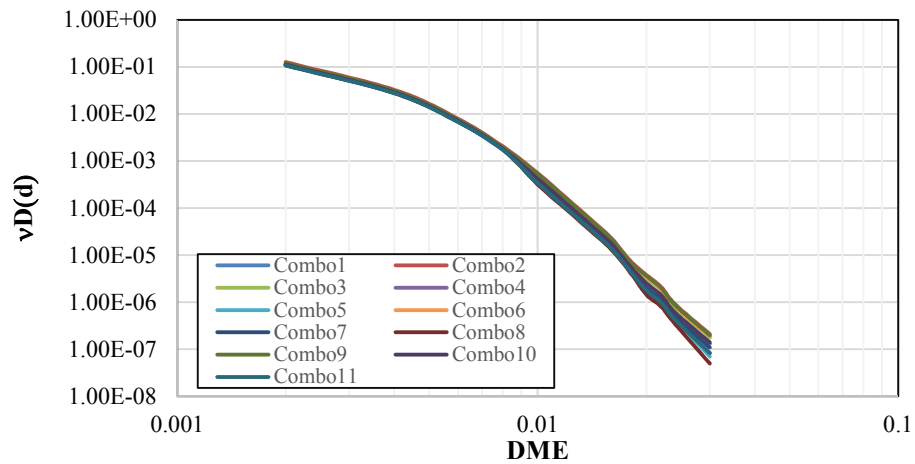


Figura 3.31 Curvas de peligro de demanda para el marco M20-4.

### 3.6.2.2 Curvas de capacidad estructural

En lo que sigue se aplican los pasos descritos en la sección 3.4 primeramente a un edificio de diez niveles y tres crujías en ambos direcciones (M10-3), y posteriormente a todos los edificios de C/R ubicados en la Zona IIIb. El edificio tiene un periodo fundamental de vibración de 1.25seg. Con base en los ADI's se obtiene la mediana y la desviación estándar del logaritmo de la capacidad máxima así como también la mediana y la desviación estándar del logaritmo de la capacidad de fluencia para cada una la combinaciones estudiadas. La figura 3.32 muestra la pseudoaceleración vs las distorsiones máximas de entrepiso correspondientes al marco M10-3, para cada uno de los 31 registros considerados (ver tabla 3.2). La figura 3.32 corresponde al diseño obtenido con la combinación 1. En la Tabla 3.6 se presentan los valores de las medias logarítmicas del ajuste de curvas para la capacidad de colapso y de fluencia así como también sus respectivas desviaciones estándar logarítmicas, correspondientes a las 11 combinaciones (combo) que se indican en la Tabla 3.6.

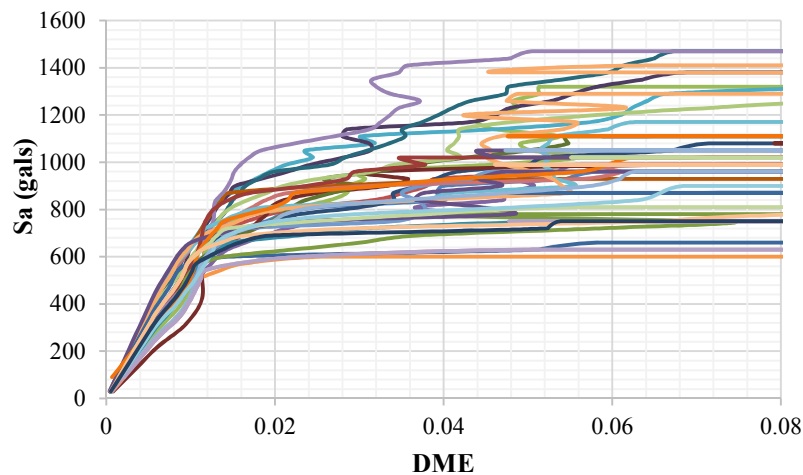


Figura 3.32. ADI's para el marco M10-3 de C/R.

Tabla 3.6. DME para los estados límite de colapso y de fluencia para el marco M10-3

Combinación (Combo)	Colapso		Fluencia	
	Mediana	$\sigma_{\ln c}$	Mediana	$\sigma_{\ln f}$
1	0.0308	0.18	0.0082	0.08
2	0.0323	0.23	0.0077	0.082
3	0.0325	0.21	0.0079	0.089
4	0.0338	0.19	0.0083	0.091
5	0.0341	0.2	0.0083	0.078
6	0.0325	0.22	0.0077	0.083
7	0.0352	0.24	0.0082	0.085
8	0.0319	0.19	0.0084	0.09
9	0.0293	0.2	0.0077	0.083
10	0.0322	0.19	0.0082	0.086
11	0.034	0.22	0.0079	0.087

### 3.6.3 Análisis de costos

#### 3.6.3.1 Simulación de la demanda estructural

A partir de la curva de peligro de demanda de distorsión se simulan las demandas sísmicas. La simulación se realiza mediante el método de simulación inversa. Se supone que los tiempos de ocurrencia están gobernados por procesos de Poisson y, por tanto, los intervalos de tiempo de espera de las demandas estructurales siguen una distribución exponencial. Se realiza un análisis temporal de demandas considerando una vida útil de la estructura de 50 años. El número de eventos al año se ajusta al número promedio de eventos registrados en la Base de Datos de Sismos Mexicanos (SMIS-2015). En promedio se esperan tres eventos por año con una magnitud igual o mayor que 6.0. En la figura 3.33 se muestran las demandas estructurales simuladas de DME correspondientes al marco M10-3 diseñado con la combinación 1.

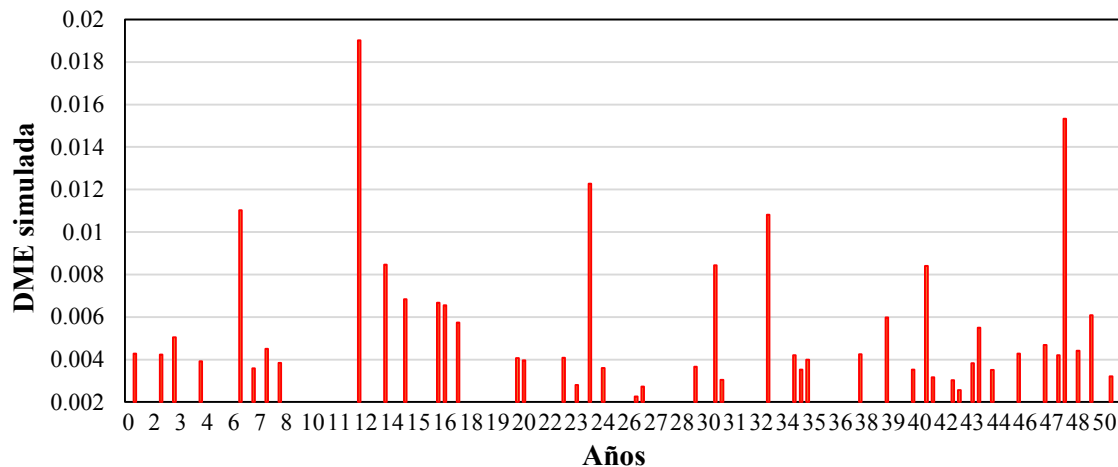


Figura 3.33. DME simuladas a partir de la curva de peligro de demanda del marco M10-3.

#### 3.6.3.2 Costo total asociado a la vida útil de la estructura

El costo inicial para cada combinación (combo) se obtiene al evaluar la ec. 3.14. Los resultados se muestran en la Tabla 3.7 (Velázquez et al. 2015).

Tabla 3.7. Costo inicial de cada combinación (mdp)

Combo1	Combo2	Combo3	Combo4	Combo5	Combo6	Combo7	Combo8	Combo9	Combo10	Combo11
20.66	19.77	20.67	21.73	21.65	19.75	20.69	22.21	19.78	20.68	21.8

Por otro lado, para evaluar el costo asociado a los daños se utilizan las demandas estructurales simuladas en el tiempo. Por ejemplo, con relación al marco M10-3, a partir de la figura 3.33 se obtiene el costo que genera el daño que ocurre en el año 12 (que corresponde a una DME = 0.019), de tal forma que el ID es igual a 0.48 (de la ec. 3.16).

El edificio de ejemplo (M10-3) es el de 10 niveles con 3 crujías de 8m cada una, y su área es igual a 5760m<sup>2</sup>. Al sustituir los valores del ID y del área de edificio en la ec. 3.15 (ver sección 3.4.5.2) se tiene:

$$C_{d12} = (20.66(0.48)^2) + (0.5 * 20.66 * 0.48) + (400.67 * 0.48^4) + (18.94 * 0.48^2) + (34.56 * 0.48^2)$$

$$C_{d12} = 43.05 \text{ mdp}$$

Los costos generados por daños durante la vida útil de la estructura se deben transportar a valor presente del dinero según la ec. 3.4. En el presente estudio se considera una tasa de descuento igual a 5% anual (Wen, 2001).

En la figura 3.34 se presenta el costo total generado en la vida útil del edificio M10-3, que se obtiene de evaluar el costo en cada instante de tiempo que se genera daño.

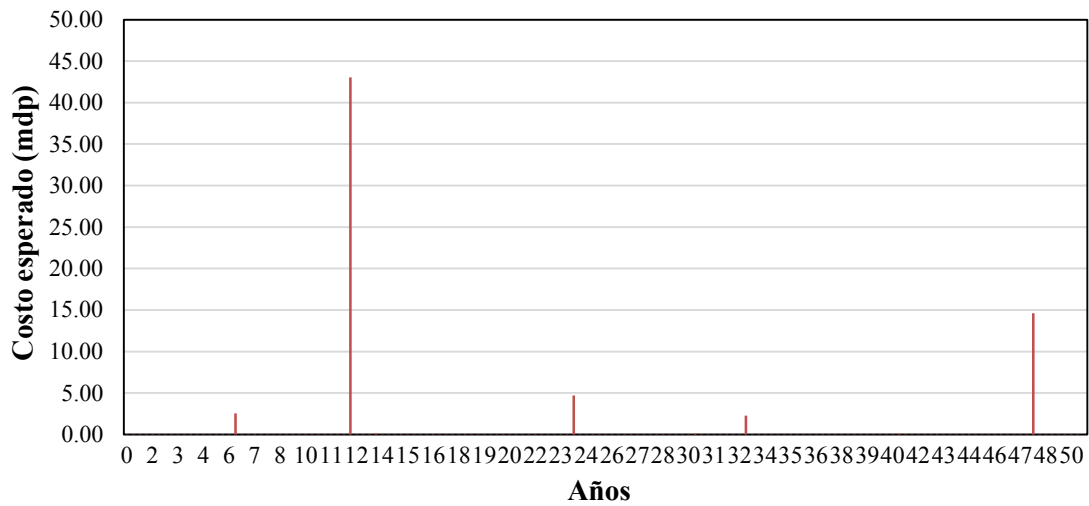


Figura 3.34. Costo generado durante la vida útil del edificio M10-3, Combo 1.

Para estimar el costo total por demanda se transportan los costos generados en los diferentes años de vida útil al valor presente del costo, la suma de dichos costos es igual a 67.52 mdp. Para la combinación 1 se tiene:

$$C_T(\gamma_1) = 20.66 + 67.52 = 88.18 \text{ mdp}$$

El procedimiento anterior se aplica a cada uno de los diseños obtenidos usando las diferentes combinaciones de carga. El resumen del costo total esperado se muestra en la Tabla 3.8. Las combinaciones 3, 4 y 9 no cumplen con la restricción de la probabilidad de falla mínima (ver ec. 3.3) por lo que no se incluyen en la Tabla 3.8. En esta misma se indica la tasa de falla estructural ( $V_f$ ) y su correspondiente periodo de retorno.

Se puede observar que el costo mínimo asociado a la estructura M10-3 corresponde a la combinación 8 (Combo 8), el cual es 21% menor que el costo que se obtiene si el edificio se diseña con la combinación especificada en el RCDF-2004 (combo 1).

**Tabla 3.8. Costo total esperado durante la vida útil del edificio M10-3 correspondiente a diferentes combinaciones de factores de carga**

Combinación	Costo total (mdp)	\$/m2 (pesos)	$\nu_f$	Periodo de retorno (años)
Combo 1	88.18	15308.74	0.001305	766.3
Combo 4	76.53	13286.19	0.00124	806.5
Combo 5	73.83	12817.09	0.00123	813
Combo 6	92.00	15973.08	0.00129	775.2
Combo 7	83.75	14539.60	0.00128	781.3
<b>Combo 8</b>	<b>70.22</b>	<b>12190.31</b>	<b>0.0012</b>	<b>833.3</b>
Combo 10	90.38	15690.36	0.001296	771.6
Combo 11	70.77	12287.25	0.00122	819.7

### ***3.6.4 Simulación de edificios de C/R utilizando Redes Neuronales Artificiales***

Con el fin de evaluar la ec. 3.5 (considerando todos los edificios ubicados en la zona sísmica de interés) se hace uso de la teoría de Redes Neuronales Artificiales.

Con la base de datos de los edificios diseñados de C/R se desarrollaron dos modelos de RNA y sus respectivos programas de cómputo que permiten realizar el diseño sísmico de edificios que se encuentran ubicados en la Zona IIIb del valle de México. El primer programa proporciona las dimensiones y las cuantías de refuerzo para edificios de 3 a 20 niveles de tal forma que es posible simular edificios ubicados en esta zona en un intervalo de tiempo muy corto (Bojórquez, et al. 2014, 2015). Además, también se desarrolló un modelo de RNA que permite estimar tanto la capacidad como la curva de demanda de los edificios simulados con el primer programa. Con estas herramientas se hace la simulación de toda la zona sísmica obteniendo un mapa de costos totales de edificios ubicados en la Zona IIIb, y se obtiene la combinación de carga óptima haciendo la minimización del costo total durante la vida útil de los edificios.

Para este caso se simularon de forma aleatoria los edificios que se indican en la figura 3.17.

### ***3.6.5 Resultados de los edificios de concreto reforzado***

Con el fin de analizar la influencia del periodo fundamental de las estructuras en los factores correspondientes a la combinación óptima de carga, en lo que sigue se separan los modelos estructurales por intervalos en función de su periodo fundamental de vibración (T). Se consideran los siguientes intervalos:

Intervalo (seg)
$0.3 < T \leq 0.8$
$0.8 < T \leq 1.3$
$1.3 < T \leq 1.8$
$1.8 \leq T$

Los edificios más vulnerables ante sismo en la Zona IIIb se encuentran en el segundo y tercer intervalos. En las Tablas 3.9 a 3.13 se muestran el resumen de resultados del promedio de 100 simulaciones de demandas estructurales (utilizando el método de simulación inversa). En general se observa que los costos son similares para los edificios altos cuando se incrementa el factor por carga muerta ( $F_{CM}$ ) sin modificar el factor por sismo ( $F_{CS}$ ); a diferencia de lo que ocurre con los edificios de pocos niveles en donde al incrementar los  $F_{CM}$  sin modificar el  $F_{CS}$  los costos presentan variaciones más grandes, debido que en estos casos las cargas gravitacionales influyen más en el diseño. Para facilitar la interpretación de los resultados de esta sección enseguida se reproduce la Tabla 3.5 correspondiente a las combinaciones de carga usadas en este estudio.

**Combinaciones de carga utilizados en este estudio**

Combinación	$F_{CM}$	$F_{CV}$	$F_{CS}$
1	1.1	1.1	1.1
2	1	1	1
3	1	1	1.1
4	1	1	1.2
5	1.1	1	1.2
6	1.2	1	1
7	1.2	1	1.1
8	1.2	1	1.2
9	1.1	1	1
10	1.1	1	1.1
11	1.1	1.1	1.2

Las tablas 3.9 a 3.13 muestran los resultados en términos del costo total de todos los edificios en miles de millones de pesos (mmdp, segunda columna) así como también el costo por metro cuadrado (última columna), además, se incluye la tasa de falla anual ( $V_f$ ) y el periodo de retorno de la falla ( $T_r$ ).

La Tabla 3.9 muestra los resultados correspondientes a edificios con periodos fundamentales de vibración  $0.3 < T \leq 0.8$  seg. En la tabla se puede observar que la combinación que tiene el menor costo total esperado es la combinación 10. También se puede observar que los diseños con la combinación 10 tienen una probabilidad de falla ligeramente menor que la combinación actual (Combo 1).

**Tabla 3.9. Costos totales simulados.  $0.3 < T \leq 0.8$  seg.**

$0.3 < T \leq 0.8$ seg	Costo total (mmdp)	\$/m2 (pesos)	$\nu_f$	Periodo de retorno
Combo 1	1754.28	7977.64	0.00032625	3065.13
Combo 4	1872.51	8515.30	0.00031	3225.81
Combo 5	1846.51	8397.04	0.0003075	3252.03
Combo 6	1671.24	7599.98	0.0003225	3100.78
Combo 7	1752.29	7968.56	0.000323	3095.98
Combo 8	1883.92	8567.17	0.0003	3333.33
<b>Combo 10</b>	<b>1641.27</b>	<b>7463.73</b>	<b>0.00032</b>	<b>3125</b>
Combo 11	1856.41	8442.05	0.000305	3278.69

En la Tabla 3.10 se presentan los resultados para el intervalo de periodos  $0.8 < T \leq 1.3$  seg. Para este caso las combinaciones con menor costo fueron la 8 y la 11; sin embargo, la que tiene el menor costo es la combinación 11, es decir, la correspondiente a  $FCm = 1.1$ ,  $FCv = 1.1$  y  $FCs = 1.2$ . El costo de la combinación 11 es 20% más pequeño que el costo de la combinación 1, además tiene un periodo de retorno a la falla 66 años mayor que la combo 1. Por otro lado, el costo total asociado al combo 8 es casi igual que el correspondiente al combo 11 (menor que el 0.4%); sin embargo, el combo 8 tiene una probabilidad de falla mayor que el combo 11.

Este intervalo de periodos de vibración ( $0.8 < T \leq 1.3$ seg) es muy susceptible a los efectos del sismo debido a que se encuentra en la zona de periodos donde ocurre el fenómeno de “*ablandamiento*” estructural. Por lo que con base en estos resultados, se recomienda que los edificios que se encuentren en este intervalo de periodos se diseñen con un factor de carga por sismo mayor al establecido actualmente en las NTCCA-2004 ( $FCs = 1.2$  en vez de  $FCs = 1.1$ ).

**Tabla 3.10. Costos totales simulados.  $0.8 < T \leq 1.3$  seg.**

$0.8 < T \leq 1.3$ (seg)	Costo total (mdp)	\$/m2 (pesos)	$\nu_f$	Periodo de retorno
Combo 1	198.41	16000.40	0.00110635	903.87
Combo 4	170.66	13763.06	0.001051244	951.25
Combo 5	165.38	13337.03	0.000999167	1000.83
Combo 6	206.82	16678.71	0.001097993	910.75
Combo 7	189.36	15270.87	0.001093367	914.61
Combo 8	160.03	12905.76	0.001082733	923.59
Combo 10	202.36	16319.42	0.00109872	910.15
<b>Combo 11</b>	<b>159.44</b>	<b>12858.45</b>	<b>0.00103429</b>	<b>966.85</b>

La Tabla 3.11 muestra los resultados para el intervalo de periodos de  $1.3 < T \leq 1.8$  seg. En esta tabla se puede observar que las combinaciones con el costo total menor corresponden a la combinación 1 y a la 10. Este intervalo de periodos  $1.3 < T \leq 1.8$  seg se encuentra dentro de la meseta del espectro de diseño. Para este intervalo de periodos es recomendable seguir utilizando la combinación que establecida en las NTCCA-2004 (que corresponde a la combinación 1).

**Tabla 3.11. Costos totales simulados.  $1.3 < T \leq 1.8$  seg.**

$1.3 < T \leq 1.8$ (seg)	Costo total (mmdp)	\$/m2 (pesos)	$v_f$	Periodo de retorno
<b>Combo 1</b>	<b>9.77</b>	<b>10282.11</b>	<b>0.0005075</b>	<b>1970.44</b>
Combo 4	10.14	10673.47	0.000482222	2073.73
Combo 5	10.68	11245.58	0.000458333	2181.82
Combo 6	11.41	12010.29	0.000503667	1985.44
Combo 7	11.45	12055.58	0.000501544	1993.84
Combo 8	10.58	11141.05	0.00051978	1923.89
Combo 10	9.97	10491.96	0.000496667	2013.42
Combo 11	11.40	12000.00	0.000474444	2107.73

La Tabla 3.12 resume los resultados para estructuras con periodo fundamental de vibración mayor a 1.8 seg. En la tabla se puede observar que la combinación óptima es la 10. El periodo de vibración  $T > 1.8$  seg se encuentra en la parte descendente del espectro de diseño, por lo que aunque se degrade la rigidez del edificio, las ordenadas espectrales decrecen si se incrementa el periodo de vibración en esta zona. Los efectos por sismo no rigen a estos diseños. En los análisis se observó que las demandas sísmicas de los edificios en este intervalo de periodos de vibración no generaban daños considerables en los edificios, por este motivo el costo total durante la vida útil de los edificios es cercano al costo inicial para todos los casos. Para este intervalo de periodos ( $T > 1.8$ seg) la combinación óptima corresponde a  $FC_m = 1.1$ ,  $FC_v = 1.0$  y  $FC_s = 1.1$ .

**Tabla 3.12. Costos totales simulados.  $T > 1.8$  seg.**

$T > 1.8$ seg	Costo total (mdp)	\$/m2 (pesos)	$v_f$	Periodo de retorno
Combo 1	2.84	7460.53	0.00012083	8276.09
Combo 4	3.09	8138.03	0.000114815	8709.66
Combo 5	2.92	7680.00	0.000113889	8780.48
Combo 6	3.07	8090.53	0.000119444	8372.12
Combo 7	3.08	8107.11	0.00011963	8359.11
Combo 8	2.90	7631.58	0.000111111	9000.01
<b>Combo 10</b>	<b>2.72</b>	<b>7169.61</b>	<b>0.00012</b>	<b>8333.33</b>
Combo 11	3.03	7960.53	0.000112963	8852.46



La Tabla 3.13 presenta los resultados de todo el **conjunto de edificios de C/R** considerados. En esta tabla se observa que las combinaciones que generan los menores costos son la 1 y la 10. Nótese que esta última (Combo 10) genera costos sólo un poco más pequeños (1.5 % aproximadamente) que la combinación 1, y que también la combinación 10 tiene una probabilidad de falla ligeramente menor.

**Tabla 3.13. Costos totales para todo el conjunto de edificios de C/R.**

Combinación	Costo total (mdp)	\$/m2 (pesos)	$v_f$	Periodo de retorno
Combo 1	1885.29	8068.86	0.00051523	1940.87
Combo 4	2056.41	8801.23	0.00048957	2042.61
Combo 5	2025.49	8668.90	0.000469722	2128.92
Combo 6	1992.54	8527.86	0.000510901	1957.33
Combo 7	1956.18	8372.26	0.000509385	1963.15
Combo 8	2057.44	8805.64	0.000497628	2009.53
<b>Combo 10</b>	1856.33	7944.90	<b>0.00051463</b>	<b>1943.16</b>
Combo 11	1985.63	8498.31	0.000481674	2076.09

### 3.7. APLICACIÓN A EDIFICIOS DE ACERO

En esta sección se realiza el mismo procedimiento que se siguió en la sección anterior, pero aplicado a edificios de acero localizados en la Zona IIIb del valle de México.

#### 3.7.1 Características de los edificios de acero

Se analizan siete edificios de acero de 4, 6, 8, 10, 12, 15 y 20 niveles; los edificios de 4 a 10 niveles tienen 3 crujías y los edificios de 12 a 20 niveles tienen 4 crujías. Los edificios diseñados se consideraron simétricos tanto en planta como en elevación.

La estructuración de los edificios es a base de marcos de acero formadas por varias crujías (3 o 4) separadas por distancias que de 6m para edificios de 4 y 6 niveles, de 8m para edificios de 8 y 10 niveles, y de 10m para edificios de 15 y 20 niveles; para todos los casos se considera una altura de entrepiso de 4m. Se considera que las estructuras son regulares. Para rigidizar la estructura se utilizaron contraventeos concéntricos ubicados en la crujía central para los edificios más bajos de 4 a 10 niveles y en las dos crujías de los extremos para los edificios más altos 12 a 20 niveles (ver figuras 3.2 y 3.3).

##### 3.7.1.1 Especificaciones de análisis y diseño estructural

Para el diseño de los edificios se utilizó un factor de comportamiento sísmico  $Q = 3$  (este valor de  $Q$  se utilizó para que su comportamiento esperado fuese similar a los de C/R). Las distorsiones de entrepiso se limitaron a  $\delta/h = 0.015$  para colapso, y  $\delta/h = 0.002$  para servicio, donde  $\delta$  es el desplazamiento y  $h$  la altura del entrepiso. Para el análisis sísmico se utilizó el método el dinámico modal espectral, se utilizó

el espectro de diseño propuesto en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

El análisis dinámico modal espectral se realizó como una comprobación del análisis estático. Se verificó que el cortante basal que se obtuvo con el análisis dinámico no fuese menor que el 80% que se calculó con el análisis estático.

### 3.7.1.2 Modelación de las estructuras

En el análisis de los edificios no se consideran efectos de interacción suelo-estructura, el sistema de piso se considera como diafragma rígido, por lo que no existe deformación axial ni flexión ante cargas contenidas en su plano.

En los momentos de diseño y en las deformaciones laterales de las estructuras se incluyen los efectos de esbeltez evaluados por medio del análisis de segundo orden que considera los efectos P-Delta en el análisis estructural. Se considera que edificios es un marco tridimensional. La modelación se realizó en el programa Ruaumoko3D (Carr, 2000).

## 3.7.2 Análisis de confiabilidad

### 3.7.2.1 Curvas de peligro de demanda estructural

En las figuras 3.35 a 3.41 se muestran las curvas de peligro de demanda estructural para los edificios diseñados usando las 11 combinaciones de carga indicadas en la Tabla 3.5. En las figuras se puede observar que la variación entre cada combinación es más pequeña que para los edificios de C/R, esto se debe a la variación de la respuesta histerética de los distintos materiales, a la estructuración y al tipo de falla estructural. El tipo de estructuración que se utiliza en los edificios de acero es a base de contravientos que restringen el movimiento lateral de tal forma que el daño se reduce de forma importante.

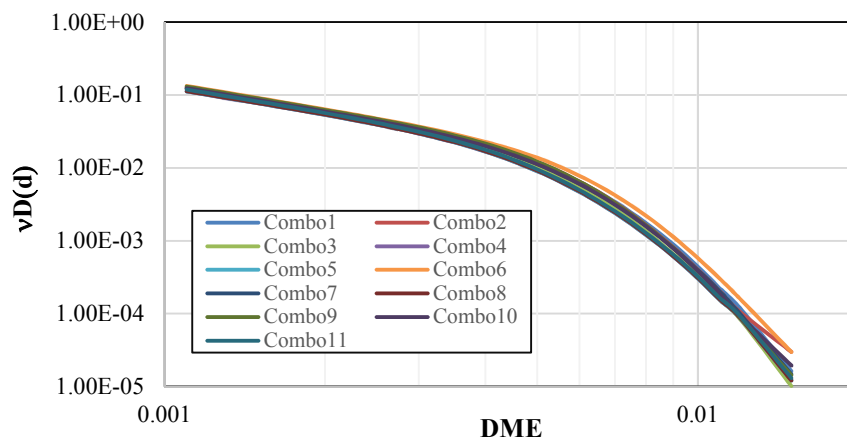


Figura 3.35. Curvas de peligro de demanda para el marco M4-3.

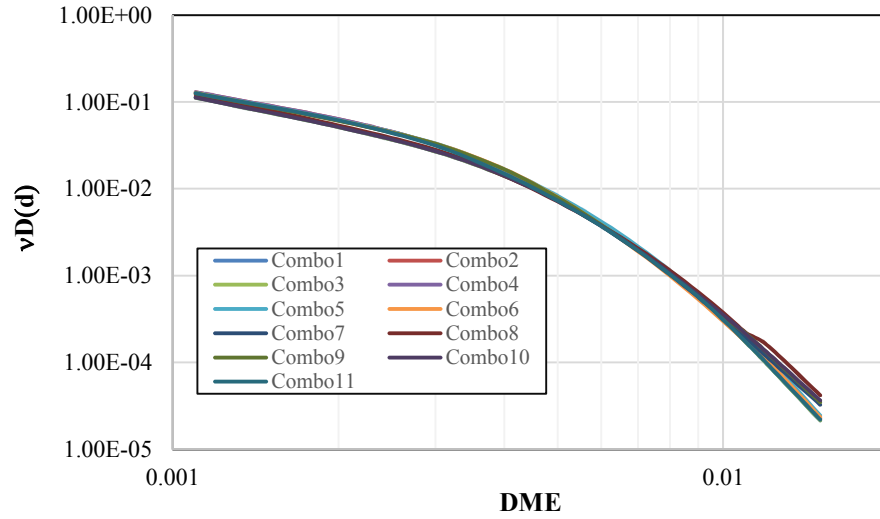


Figura 3.36. Curvas de peligro de demanda para el marco M6-3.

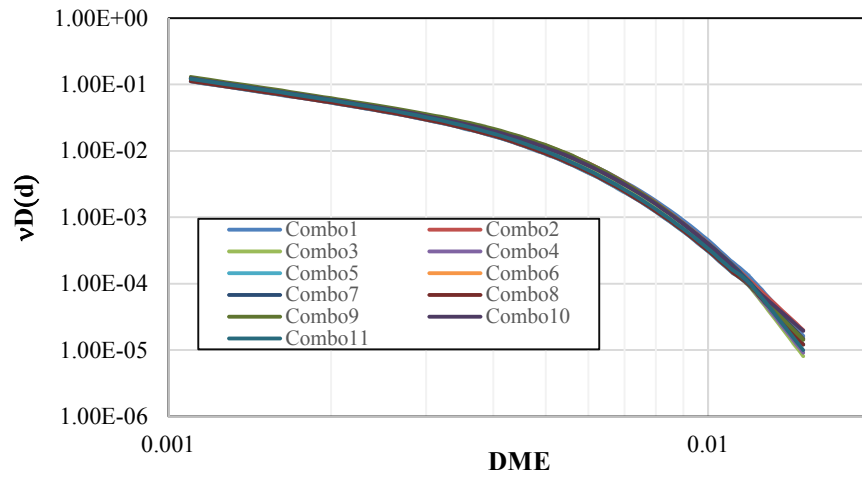


Figura 3.37. Curvas de peligro de demanda para el marco M8-3.

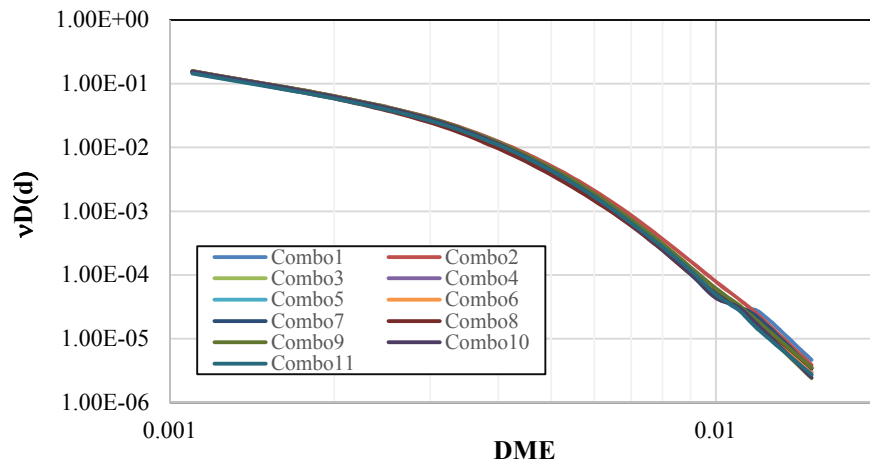


Figura 3.38. Curvas de peligro de demanda para el marco M10-3.

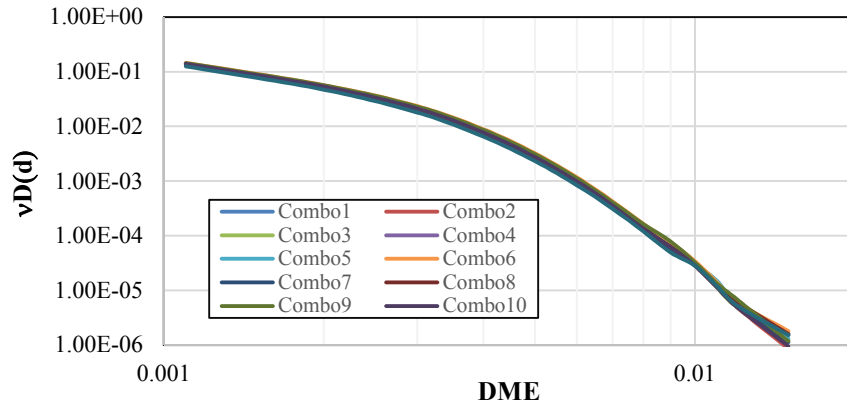


Figura 3.39. Curvas de peligro de demanda para el marco M12-3.

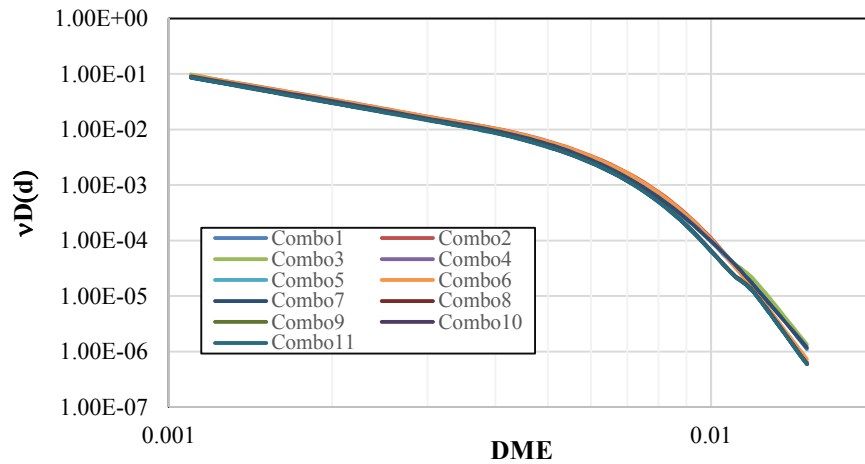


Figura 3.40. Curvas de peligro de demanda para el marco M15-4.

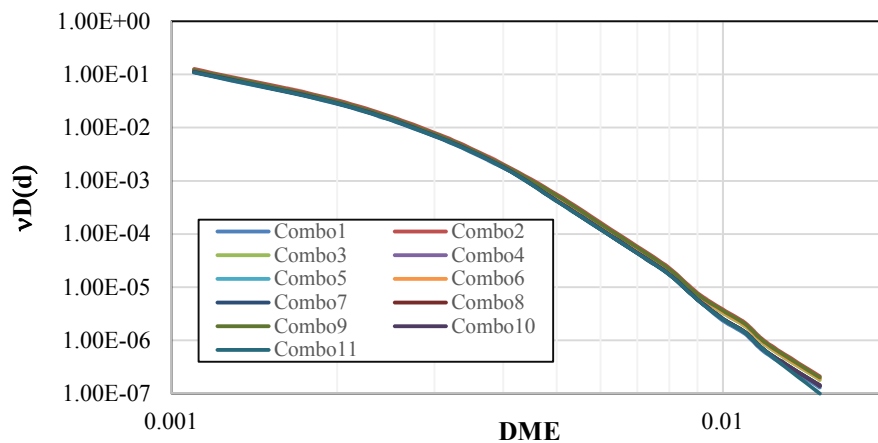


Figura 3.41. Curvas de peligro de demanda para el marco M15-4.

### 3.7.2.2 Curvas de capacidad estructural

En la figura 3.42 se muestran las curvas de capacidad estructural obtenidas con ADI's para el marco M10-3 de acero, diseñados con la combinación de cargas 1. La figura muestra la pseudoaceleración vs las

distorsiones máximas de entrepiso correspondientes a cada uno de los 31 registros que se listan en la Tabla 3.2.

En la Tabla 3.14 se presentan los valores de las medias logarítmicas del ajuste de curvas para la capacidad de colapso y de fluencia, así como también sus respectivas desviaciones estándar logarítmicas, para cada una de las 11 combinaciones de carga.

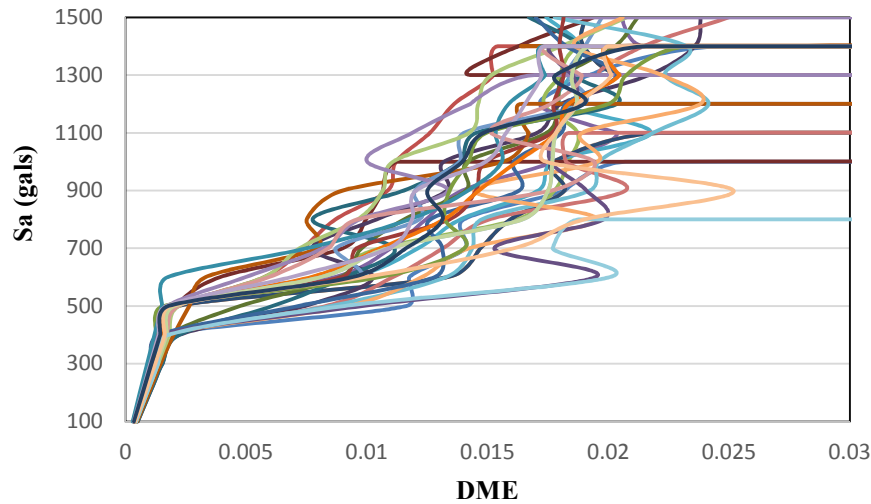


Figura 3.42. Resultados de ADI's para el marco M10-3 de acero.

Tabla 3.14. Valores estadísticos del DME, para el estado límite de colapso y de fluencia correspondientes al marco M10-3

Combinación (Combo)	Colapso		Fluencia	
	Mediana	$\sigma_{lnc}$	Mediana	$\sigma_{lnf}$
1	0.0151	0.144	0.0046	0.056
2	0.0159	0.184	0.0043	0.0574
3	0.0181	0.168	0.0044	0.0623
4	0.0168	0.152	0.0046	0.0637
5	0.0139	0.16	0.0046	0.0546
6	0.0141	0.176	0.0043	0.0581
7	0.0196	0.192	0.0046	0.0595
8	0.0177	0.152	0.0047	0.063
9	0.0163	0.16	0.0043	0.0581
10	0.0179	0.152	0.0046	0.0602
11	0.0171	0.176	0.045	0.0609

### 3.7.3 Análisis de costos

#### 3.7.3.1 Simulación de la demanda estructural

Las demandas estructurales se estimaron utilizando la misma metodología que se aplicó a los edificios de C/R. Se realiza el mismo análisis temporal suponiendo una vida útil de la estructura igual a 50 años.

En la figura 3.43 se muestran las demandas de los desplazamientos máximos de entrepiso simuladas. Para ello se utilizó el método de la simulación inversa y la curva de peligro de demanda de distorsiones máximas de entrepiso del marco M10-3 diseñado con la combinación 1.

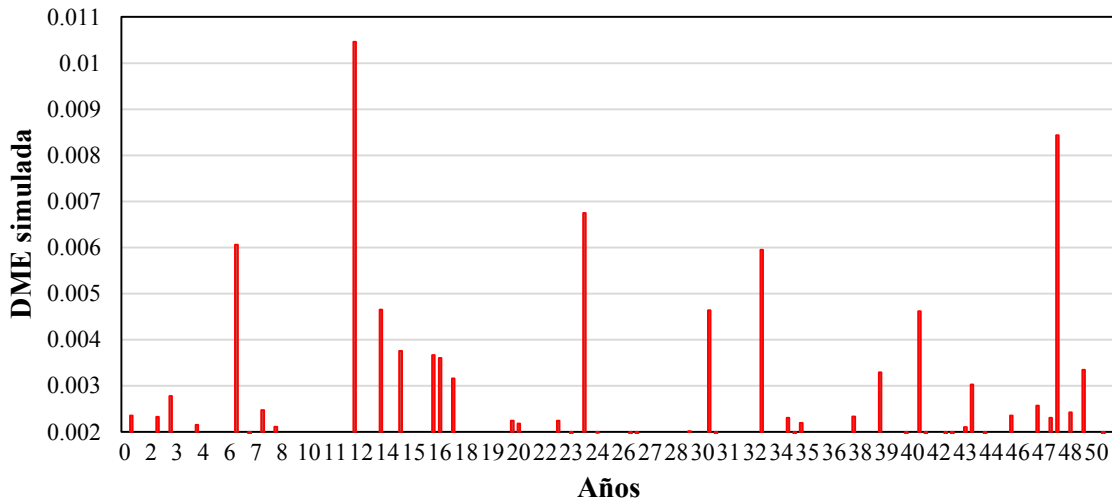


Figura 3.43. Demandas simuladas a partir de la curva de peligro de demanda.

### 3.7.3.2 Costo total asociado a la vida útil de la estructura

El costo inicial para cada combinación (Combo) se obtiene al evaluar la ec. 3.14. Los resultados se muestran en la Tabla 3.15.

Tabla 3.15. Costo inicial de cada combinación (mdp)

Comb1	Comb2	Comb3	Comb4	Comb5	Comb6	Comb7	Comb8	Comb9	Comb10	Comb11
15.32	14.81	15.08	16.04	16.24	14.95	15.42	16.33	14.91	15.15	16.16

A continuación se muestra un ejemplo de la estimación del costo de daño que se genera como resultado del daño que ocurre en el año 12 (ver figura 3.43). La DME en ese año es igual a 0.0095 para la combinación 1 se tiene que el ID es igual a:

$$ID = \frac{0.0095 - 0.0041}{0.0154 - 0.0041} = 0.477$$

Evaluando la ec. 3.15 (ver sección 3.4.5.2) se tiene:

$$C_{a12} = (15.32(0.477)^2) + (0.5 * 15.32 * 0.477) + (400.67 * 0.477^4) + (18.94 * 0.477^2) + (34.56 * 0.477^2)$$

$$Cd_{12} = 40.55\text{mdp}$$

Los costos generados por daños durante la vida útil de la estructura se transportan al valor presente del dinero (ver ec. 3.4). Aquí se usa la misma tasa de descuento utilizada para los edificios de concreto

reforzado, que es igual a 5%. En la figura 3.44 se muestran los costos generados durante la vida útil de la estructura.

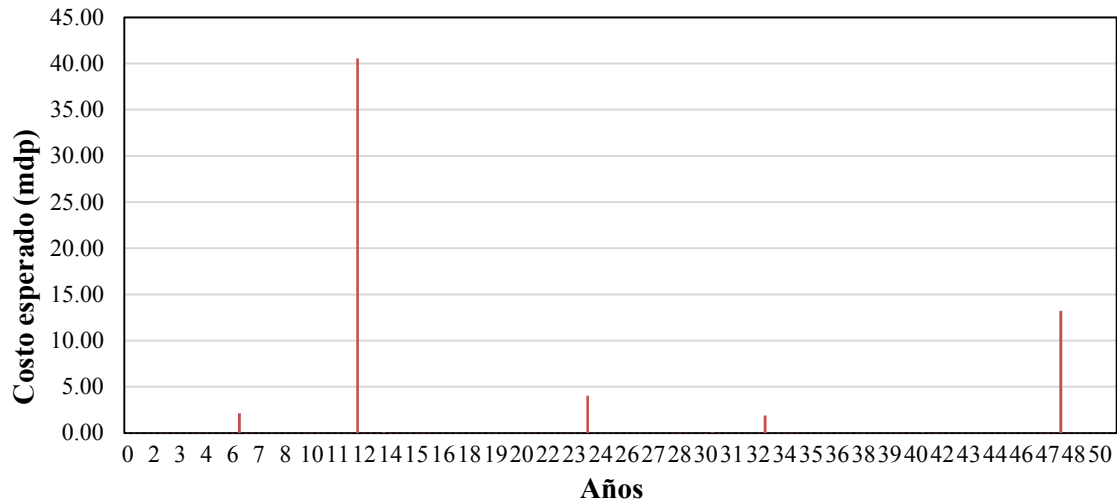


Figura 3.44. Costo generado durante la vida útil del edificio M10-3, combo 1.

Para estimar el costo total por demanda estructural se transportan los costos generados en los diferentes años de vida útil al costo presente, por lo que se obtiene:

$$C_T(\gamma_1) = 62.1 + 15.32 = 77.42\text{mdp}$$

El resumen del costo total esperado en millones de pesos (mdp) para cada una de las combinaciones de diseño se muestra en la Tabla 3.16. Las combinaciones 2, 3 y 9 no cumplen con la restricción de la probabilidad anual de falla mínima por lo que no se listan en la Tabla 3.16. En esta misma se indica la tasa de falla estructural ( $V_f$ ) y su correspondiente periodo de retorno.

Tabla 3.16. Costo total esperado durante la vida útil del edificio M10-3 correspondiente a diferentes combinaciones de factores de carga

Combinación	Costo total (mdp)	\$/m2 (pesos)	$V_f$	Periodo de retorno (años)
Combo 1	77.42	13441.35	0.00123975	806.61
Combo 4	66.89	11612.85	0.001168	856.16
Combo 5	64.56	11208.33	0.0011485	870.7
Combo 6	84.75	14713.10	0.0012155	822.71
Combo 7	68.89	11960.07	0.001216	822.37
Combo 8	63.00	10937.13	0.001145	873.36
Combo 10	81.03	14067.92	0.0012112	825.63
<b>Combo 11</b>	<b>62.34</b>	<b>10822.36</b>	<b>0.00122</b>	<b>819.67</b>

Para el caso que se ha venido analizando en esta sección (M10-3 de acero) el costo mínimo corresponde a la combinación 11 (correspondiente a los factores de carga:  $FC_m = 1.1$ ,  $FC_v = 1.1$  y  $FC_s = 1.2$ ), el cual es 20% menor que el costo total que le corresponde al edificio cuando se diseña con la combinación 1.

### 3.7.4 Simulación de edificios utilizando Redes Neuronales Artificiales

Para el caso de los edificios de acero también se hace uso de la teoría de las Redes Neuronales Artificiales para estimar tanto el diseño sísmico como la demanda estructural, y la capacidad estructural del conjunto de edificios. Se desarrollaron dos programas de cómputo en Matlab 2014. El primer programa proporciona el diseño de los edificios utilizando una base de datos de todos los perfiles de acero usados comúnmente en la ciudad de México (Bojórquez, et al. 2015). El segundo permite estimar tanto la demanda estructural como la capacidad estructural de los marcos diseñados con el primer programa.

Con estos programas se simularon de forma aleatoria los edificios de acero ubicados en la Zona IIIb. Estos son: 22,273 edificios de 2 a 4 niveles, 1,011 de 5 a 8 niveles, 53 de 9 a 12 niveles, 60 de 13 a 17 niveles y 30 edificios de 18 o más niveles.

### 3.7.5 Resultados de edificios de acero

En las Tablas 3.17 a 3.22 se muestran los resultados en términos del costo total de los edificios de acero, así como también el costo por metro cuadrado. Los intervalos de periodos de vibración estructural considerados son los mismos que se utilizaron para edificios de C/R. Se observó que los edificios de acero tienen un costo total aproximadamente un 5% menor que los edificios de concreto reforzado.

En la Tabla 3.17 se muestran los resultados para el intervalo de periodos de  $0.3 < T \leq 0.8$  seg. En dicha tabla se puede observar que la combinación que tiene el menor costo total esperado es la 6, es decir,  $FC_m = 1.2$ ,  $FC_v = 1.0$  y  $FC_s = 1.0$ . El incrementar el factor de carga muerta para el diseño de edificios ubicados en este intervalo de periodos ( $0.3 < T \leq 0.8$  seg) hace que los costos disminuyan y además se obtienen probabilidades de falla menores que la combinación 1.

**Tabla 3.17. Costos totales simulados.  $0.3 < T \leq 0.8$  seg.**

$0.3 < T \leq 0.8$ seg	Costo total (mmdp)	\$/m <sup>2</sup> (pesos)	$\nu_f$	Periodo de retorno
Combo 1	347.35	7391.95	0.000319725	3127.69
Combo 4	374.50	7969.84	0.0003038	3291.64
Combo 5	372.99	7937.75	0.00030135	3318.40
<b>Combo 6</b>	<b>327.56</b>	<b>6970.89</b>	<b>0.00031605</b>	<b>3164.06</b>
Combo 7	346.95	7383.54	0.00031654	3159.16
Combo 8	373.02	7938.21	0.000294	3401.36
Combo 10	328.25	6985.63	0.0003136	3188.78
Combo 11	367.57	7822.27	0.0002989	3345.60



Los resultados de la Tabla 3.18 muestran para este caso (edificios con  $0.8 < T \leq 1.3$  seg) la combinación que tiene el menor costo total es la 11, es decir,  $FC_m = 1.1$ ,  $FC_v = 1.1$  y  $FC_s = 1.2$ , que coincide con la obtenida para los edificios de C/R. Se hace notar que la combinación 11 disminuye tanto los costos esperados como la probabilidad de falla. Con base en estos resultados, se recomienda que los edificios que se encuentren en este intervalo de periodos ( $0.8 < T \leq 1.3$  seg) se diseñen con la combinación antes mencionada en vez de utilizar la que se especifica en las NTCCA-2004.

**Tabla 3.18. Costos totales simulados.  $0.8 < T \leq 1.3$  seg.**

$0.8 < T \leq 1.3$ (seg)	Costo total (mdp)	\$/m2 (pesos)	$v_f$	Periodo de retorno
Combo 1	51.59	15398.60	0.001091967	915.78
Combo 4	42.67	12735.96	0.001037578	963.78
Combo 5	41.68	12440.47	0.00098974	1010.37
Combo 6	53.57	15989.65	0.001083719	922.75
Combo 7	49.42	14753.03	0.001079153	926.65
Combo 8	41.45	12372.58	0.001068657	935.75
Combo 10	53.02	15826.43	0.00107734	928.21
<b>Combo 11</b>	<b>41.14</b>	<b>12279.63</b>	<b>0.00102084</b>	<b>979.58</b>

En la Tabla 3.19 se muestran los resultados correspondientes al intervalo de periodos  $1.3 < T \leq 1.8$  seg. Este intervalo de periodos es la que se encuentra dentro de la meseta del espectro de diseño. Se puede observar que los costos totales menores corresponden a las combinaciones 1 y 10. Los costos totales esperados entre cada combinación varía alrededor del 17%; sin embargo, la combinación 1 tiene una probabilidad de falla menor. Para este intervalo de periodos, al igual que para los edificios de C/R, es recomendable seguir utilizando la combinación establecida las NTCCA-2004, o sea  $FC_m = 1.1$ ,  $FC_v = 1.1$  y  $FC_s = 1.1$ .

**Tabla 3.19. Costos totales simulados.  $1.3 < T \leq 1.8$  seg.**

$1.3 < T \leq 1.8$ (seg)	Costo total (mmdp)	\$/m2 (pesos)	$v_f$	Periodo de retorno
<b>Combo 1</b>	<b>6.94</b>	<b>9372.00</b>	<b>0.0005131</b>	<b>1948.94</b>
Combo 4	7.18	9701.32	0.000475953	2101.05
Combo 5	7.57	10235.76	0.000452375	2210.56
Combo 6	8.12	10978.06	0.000497119	2011.59
Combo 7	8.14	11003.97	0.000495024	2020.1
Combo 8	7.55	10197.83	0.00049021	2039.94
Combo 10	7.01	9475.57	0.000509234	1963.73
Combo 11	8.09	10937.84	0.000468276	2135.49

En la Tabla 3.20 se resumen los resultados para estructuras con periodo mayor que 1.8 seg. Se puede observar que las mejores combinaciones son la 1 y 10. Las estructuras que presentan un periodo fundamental de vibración largo ( $T > 1.8$  seg) son poco vulnerables al sismo ya que las ordenadas espectrales de diseño se encuentran en la parte descendente del espectro.

**Tabla 3.20. Costos totales para periodos mayores que 1.8 seg.**

T > 1.8 seg	Costo total (mdp)	\$/m2 (pesos)	$v_f$	Periodo de retorno
Combo 1	5.33	6662.25	0.000119182	8390.51
Combo 4	5.82	7271.12	0.000113322	8824.38
Combo 5	5.50	6869.18	0.000112309	8904.01
Combo 6	5.77	7217.15	0.000117891	8482.4
Combo 7	5.80	7251.20	0.000118075	8469.21
Combo 8	5.45	6815.00	0.000109667	9118.55
<b>Combo 10</b>	<b>5.13</b>	<b>6416.08</b>	<b>0.00011834</b>	<b>8450.23</b>
Combo 11	5.68	7104.97	0.000111494	8969.05

Los resultados de todo el conjunto de edificios de acero analizados se muestran en la Tabla 3.21. Las combinaciones que dan lugar a un menor costo total, al igual que para las estructuras de C/R) son la 1 y 10. En la tabla se puede observar que la combinación 10 genera costos un poco más pequeños que la combinación 1 y además probabilidades anuales de falla menores.

**Tabla 3.21. Costos totales para todo el conjunto de edificios de acero.**

Combinación	Costo total (mdp)	\$/m2 (pesos)	$v_f$	Periodo de retorno
Combo 1	411.20	7925.95	<b>0.00051156</b>	<b>1954.79</b>
Combo 4	430.16	8291.52	0.000483437	2068.52
Combo 5	427.74	8244.80	0.000464482	2152.94
Combo 6	415.23	8003.66	0.000504259	1983.11
Combo 7	420.23	8100.04	0.000502425	1990.34
Combo 8	427.46	8239.46	0.000491159	2036
<b>Combo 10</b>	<b>398.42</b>	<b>7679.65</b>	<b>0.00050519</b>	<b>1979.46</b>
Combo 11	422.48	8143.47	0.000477972	2092.17

El resumen de resultados correspondientes a los edificios de acero se presenta en la Tabla 3.22, la cual muestra las combinaciones de carga que dan lugar al menor costo total de vida útil de las estructuras. Se observan ligeros cambios con respecto a las combinaciones óptimas encontradas para el caso de edificios de concreto. En general las combinaciones óptimas de los factores de carga para el diseño de edificios de acero son similares a las encontradas para edificios de C/R, excepto para el primer intervalo de periodos ( $0.3 < T \leq 0.8$  seg).

**Tabla 3.22. Combinaciones óptimas para edificios de acero que se localizan en la Zona IIIb del valle de México**

Intervalo (seg)	Factores
$0.3 < T \leq 0.8$	FCm = 1.2, FCv = 1.0, FCs = 1.0
$0.8 < T \leq 1.3$	FCm = 1.1, FCv = 1.1, FCs = 1.2
$1.3 < T \leq 1.8$	FCm = 1.1, FCv = 1.1, FCs = 1.1
$T > 1.8$	FCm = 1.1, FCv = 1.0, FCs = 1.1
Todos juntos	FCm = 1.1, FCv = 1.0, FCs = 1.1

### 3.8. APLICACIÓN A EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO Y DE ACERO

#### 3.8.1 Resultados

Los resultados de todo el conjunto de edificios de C/R y de acero ubicados en la Zona IIIb del valle de México se presentan en las Tablas 3.23 a 3.27.

**Tabla 3.23. Costos totales simulados.  $0.3 < T \leq 0.8$  seg.**

$0.3 < T \leq 0.8$ (seg)	Costo total (mmdp)	\$/m2 (pesos)	$v_f$	Periodo de retorno
Combo 1	2101.63	7684.79	0.0003230	3096.10
Combo 4	2247.02	8242.57	0.0003069	3258.39
Combo 5	2219.50	8167.39	0.0003044	3284.88
Combo 6	1998.80	7285.43	0.0003193	3132.10
Combo 7	2099.24	7676.05	0.0003198	3127.25
Combo 8	2256.94	8252.69	0.0002970	3367.00
<b>Combo 10</b>	<b>1969.53</b>	<b>7224.68</b>	<b>0.0003168</b>	<b>3156.57</b>
Combo 11	2223.97	8132.16	0.0003020	3311.81

**Tabla 3.24. Costos totales simulados.  $0.8 < T \leq 1.3$  seg.**

$0.8 < T \leq 1.3$ (seg)	Costo total (mdp)	\$/m2 (pesos)	$v_f$	Periodo de retorno
Combo 1	249.99	15699.50	0.001099	909.79
Combo 4	213.33	13249.51	0.001044	957.48
Combo 5	207.05	12888.75	0.000994	1005.58
Combo 6	260.38	16334.18	0.001091	916.71
Combo 7	238.78	15011.95	0.001086	920.59
Combo 8	201.48	12639.17	0.001076	929.63
Combo 10	255.38	16072.92	0.001088	919.09
<b>Combo 11</b>	<b>200.58</b>	<b>12569.04</b>	<b>0.001028</b>	<b>973.17</b>

**Tabla 3.25. Costos totales simulados.  $1.3 < T \leq 1.8$  seg.**

$1.3 < T \leq 1.8$ (seg)	Costo total (mmdp)	\$/m2 (pesos)	$v_f$	Periodo de retorno
<b>Combo 1</b>	<b>16.70</b>	<b>9827.05</b>	<b>0.000510</b>	<b>1959.63</b>
Combo 4	17.32	10187.40	0.000479	2087.30
Combo 5	18.26	10740.67	0.000455	2196.09
Combo 6	19.53	11494.18	0.000500	1998.43
Combo 7	19.60	11529.78	0.000498	2006.89
Combo 8	18.13	10669.44	0.000505	1980.22
Combo 10	16.98	9983.77	0.000503	1988.27
Combo 11	19.49	11468.92	0.000471	2121.52

**Tabla 3.26. Costos totales.  $T > 1.8$  seg.**

$T > 1.8$ seg	Costo total (mdp)	\$/m2 (pesos)	$v_f$	Periodo de retorno
Combo 1	8.16	6874.88	0.000120	8332.92
Combo 4	8.91	7501.12	0.000114	8766.66
Combo 5	8.41	7082.59	0.000113	8841.81
Combo 6	8.85	7451.58	0.000119	8426.91
Combo 7	8.88	7476.47	0.000119	8413.79
Combo 8	8.35	7032.50	0.000110	9058.87
<b>Combo 10</b>	<b>7.86</b>	<b>6613.60</b>	<b>0.000119</b>	<b>8391.37</b>
Combo 11	8.71	7333.73	0.000112	8910.39

La Tabla 3.27 presenta los resultados para el conjunto de edificios (acero y C/R), se consideran todos los periodos de vibración de los edificios.

**Tabla 3.27. Costos totales para todo el conjunto de edificio (C/R y acero).**

Combinación	Costo Total (mdp)	\$/m2 (pesos)	$v_f$	Periodo de retorno
<b>Combo 1</b>	<b>2296.49</b>	<b>7997.41</b>	<b>0.0005134</b>	<b>1947.82</b>
Combo 4	2486.57	8546.38	0.000486504	2055.48
Combo 5	2453.23	8456.85	0.000467102	2140.86
Combo 6	2407.77	8265.76	0.00050758	1970.13
Combo 7	2376.41	8236.15	0.000505905	1976.66
Combo 8	2484.90	8522.55	0.000494394	2022.68
<b>Combo 10</b>	<b>2254.75</b>	<b>7812.27</b>	<b>0.0005184</b>	<b>1929.03</b>
Combo 11	2408.11	8320.89	0.000479823	2084.10

El resumen de las combinaciones óptimas para cada intervalo de periodos estructurales, para todo el conjunto de edificios (C/R y acero), se muestran en la Tabla 3.28. Se hace notar que las diferencias entre utilizar una y la otra es menor que el 2%.

**Tabla 3.28 Combinaciones óptimas para edificios de C/R y de acero que se localizan en la Zona IIIb del valle de México**

Intervalo (seg)	Propuesta
$0.3 < T \leq 0.8$	FCm = 1.1, FCv = 1.0, FCs = 1.0
$0.8 < T \leq 1.3$	FCm = 1.1, FCv = 1.1, FCs = 1.2
$1.3 < T \leq 1.8$	FCm = 1.1, FCv = 1.1, FCs = 1.1
$T > 1.8$	FCm = 1.1, FCv = 1.0, FCs = 1.1
Todo el conjunto	FCm = 1.1, FCv = 1.0, FCs = 1.1

### 3.9 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO 3

Se propuso un método para encontrar la combinación óptima de los factores de carga para el diseño sísmico de edificios. El procedimiento da lugar a factores de manera que garanticen un costo total mínimo esperado durante la vida útil de los edificios, y que estos tengan una probabilidad anual de falla igual o menor a la implícita en diseños hechos de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente.

Los edificios más vulnerables ante sismo en la Zona IIIb se encuentran en el intervalo de periodos  $0.8 < T \leq 1.3$ . Para este intervalo se encontró que la combinación que tiene el mínimo costo total esperado es la combinación 11; es decir, **FCm = 1.1, FCv = 1.1 y FCs = 1.2**. Cuando se consideran todo el conjunto de edificios (C/R y acero), la combinación óptima es **FCm = 1.1, FCv = 1.0, FCs = 1.1**.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se propusieron métodos para encontrar los factores de carga y resistencia óptimos para el diseño sísmico de edificios. Se revisaron dos combinaciones de carga: a) muerta y viva (cargas gravitacionales) y b) cargar muerta, viva y sismo (cargas gravitacionales y accidentales). Los valores propuestos de factores de carga y resistencia para las cargas vivas y muertas tienen la ventaja de que presentan una confiabilidad uniforme para las distintas relaciones de carga. Las recomendaciones que se dan para el diseño sísmico de edificios garantizan una probabilidad anual de falla igual o menor a la que tienen implícita los diseños hechos de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente. Además, tienen el mínimo costo total esperado durante la vida útil de la edificación.

A continuación se presentan recomendaciones obtenidas a partir de los resultados del estudio:

### I. A partir de los resultados del Capítulo 1:

Se recomienda que en la próxima versión de las Normas Técnicas para Criterios y Acciones sobre las Edificaciones del Distrito Federal se especifique la siguiente combinación de factores de carga:  $FC_M = 1.3$ ,  $FC_V = 1.5$ , en sustitución de la combinación  $FC_M = 1.4$ ,  $FC_V = 1.4$  que recomiendan las NTCCA-2004. Para el diseño de edificaciones importantes se recomienda usar la combinación  $FC_M = 1.4$ ,  $FC_V = 1.6$ .

### II. A partir de los resultados del Capítulo 2:

Se recomienda que la próxima versión de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto especifique los factores de resistencia asociados a distintos modos de falla, como sigue:

Flexión	0.9
Cortante	0.75
Torsión	0.75
Flexo-compresión:	
Falla e compresión	0.65
Falla balanceada	0.65
Falla en tensión	Interpolación lineal*
Aplastamiento	0.65

\*Interpolación lineal para estimar el factor de reducción de resistencia en la transición de la falla a compresión y la falla a tensión:  $F_R = 0.65 + (\varepsilon_t - 0.002) * 83.33$

**III. A partir de los resultados del Capítulo 3:**

Las combinaciones óptimas que se encontraron de factores de carga muerta (FCm), carga viva (FCv) y por sismo (FCs), para diferentes intervalos de periodos de vibración (T), son:

Para edificios de C/R:

Intervalo de periodos (seg)	Factores de carga
$0.3 < T \leq 0.8$	FCm = 1.1, FCv = 1.0, FCs = 1.1
$0.8 < T \leq 1.3$	FCm = 1.1, FCv = 1.1, <b>FCs = 1.2</b>
$1.3 < T \leq 1.8$	FCm = 1.1, FCv = 1.1, FCs = 1.1
$1.8 < T$	FCm = 1.1, FCv = 1.0, FCs = 1.1
Todos el conjunto	FCm = 1.1, FCv = 1.0, FCs = 1.1

a) Para edificios de acero:

Intervalo de periodos (seg)	Factores de carga
$0.3 < T \leq 0.8$	FCm = 1.2, FCv = 1.0, FCs = 1.0
$0.8 < T \leq 1.3$	FCm = 1.1, FCv = 1.1, <b>FCs = 1.2</b>
$1.3 < T \leq 1.8$	FCm = 1.1, FCv = 1.1, FCs = 1.1
$T > 1.8$	FCm = 1.1, FCv = 1.0, FCs = 1.1
Todo el conjunto	FCm = 1.1, FCv = 1.0, FCs = 1.1

b) Para edificios de C/R y de acero:

Intervalo de periodos (seg)	Factores de carga
$0.3 < T \leq 0.8$	FCm = 1.1, FCv = 1.0, FCs = 1.0
$0.8 < T \leq 1.3$	FCm = 1.1, FCv = 1.1, <b>FCs = 1.2</b>
$1.3 < T \leq 1.8$	FCm = 1.1, FCv = 1.1, FCs = 1.1
$T > 1.8$	FCm = 1.1, FCv = 1.0, FCs = 1.1
Todo el conjunto	FCm = 1.1, FCv = 1.0, FCs = 1.1

A partir de lo anterior se recomienda que la combinación de factores de carga para el diseño sísmico de edificaciones en la zona IIIb sea la siguiente:

$$\mathbf{FCm = 1.1, FCv = 1.0 \text{ y } FCs = 1.1}$$

Excepto para edificios con periodos de vibración fundamental entre  $0.8 < T \leq 1.3$ seg, (ubicados en la zona IIIb del valle de México), en donde se recomienda utilizar la siguiente combinación de factores de carga:

$$\mathbf{FCm = 1.1, FCv = 1.1 \text{ y } FCs = 1.2.}$$

---

## REFERENCIAS

- Aktas, E., Moses, F., y Ghosn, M. (2001), "Cost and safety optimization of structural design specifications", *Reliability Engineering & System Safety*, Vol. 73, No. 3, pp. 205-212.
- Alba, F. (2005), "Método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos", Tesis de Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM, México.
- American Society of Civil Engineers. (2010), "Minimum design loads for buildings and others structures", American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston, VA.
- Ang, A.H.-S. (2011), "Life-cycle considerations in risk-informed decisions for design of civil infrastructures", *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 7, No. 1-2, pp. 3-9.
- Antoniou, S., y Pinho, R. (2004), "Development and verification of a displacement based adaptative pushover procedure", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 5, pp. 643-661.
- Aydinoglu, M. (2003), "An incremental response spectrum analysis based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 1, No. 1, pp. 3-36.
- Barone, G., y Frangopol, D.M. (2015), "Life-cycle maintenance of deteriorating structures by multi-objective optimization involving reliability, risk, availability, hazard and cost", *Structural Safety*, Vol. 48, pp. 40-50.
- Base de Datos de Sismos Mexicanos (SMIS, 2015). Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C.
- Bojórquez, J. y Ruiz, S.E, (2014), "An efficient approach to obtain optimal load factors for structural design", *The Scientific World Journal*, Vol. 2014, Article ID 456826, pp. 1-9.
- Bojórquez, J., Tolentino D., Yunes J. y Ruiz, S.E. (2014), "Diseño de edificios de concreto reforzado utilizando redes neuronales artificiales", XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, 2014.
- Bojórquez, J. y Ruiz, S.E, (2015), "Factores de carga y de resistencia para el diseño de estructuras de C/R ante cargas viva y muerta", Serie I&D, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 692, 77p.
- Bojórquez, J., Ruiz, S.E y Bojórquez E. (2015), "Life-cycle cost functions of reinforced concrete buildings using ANN", artículo sometido para posible publicación en la revista "Computers and Concrete".
- Bojórquez, J., Ruiz, S. E. y Ellingwood, B. (2015), "Optimal load factores for seismic design of buildings", artículo sometido para posible publicación en la revista *Journal of Earthquake Engineering*.
- Bojórquez, J., Ruiz, S.E, Tolentino, D., Bojórquez, E. (2015), "Diseño de edificios de concreto reforzado utilizando RNA", artículo aceptado para publicarse en la revista *Concreto y Cemento: Investigación y Desarrollo*, editada por el IMCyC, México, D. F.
- Carr, A. J., RUAUMOKO. (2000), "Dynamic Nonlinear Analysis", Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.



- Chan, S., Ruiz, S.E., y Montiel, M. (2005), "Escalamiento de acelerogramas y mínimo número de registros requeridos para el análisis de estructuras", *Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS*, No. 7, pp. 1-24.
- Cornell, A. C. (1969), "A Probability-Based structural code", *ACI Journal*, No 66-85.
- Cornell, C. A. (1968), "Engineering seismic hazard analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58, No.5, pp. 1583-1606.
- Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R.O., y Foutch, D.A. (2002), "The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines", *Journal of Structural Engineering, ASCE* 128, pp. 526-533.
- De León, D. (1991), "Integrating socio-economics in the development of criteria for optimal Aseismic design of R/C buildings", Tesis de Doctorado, University of California.
- De León, D., y Ang, A.H.-S (1995), "A damage model for reinforced concrete buildings. Futher study with the Mexico city earthquake", *Structural Safety and Reliability, Balkema Rotterdam*, pp. 2081-2087.
- Ellingwood, B. (1978), "Reliability basis of load and resistance factors for reinforced concrete design", *National Bureau of Standards*, Vol 110, pp. 1-95.
- Ellingwood, B. (1980), "Development of a probability based loads criterion for American National Standard", *National Bureau of Standards*, No 577.
- Ellingwood, B.R. (1994), "Probability-based codified design for earthquakes", *Engineering Structures*, Vol. 6, No. 7, pp. 498-506.
- Ellingwood, B.R. (1994), "Probability-based codified design: past accomplishments and future challenges", *Structural Safety*, Vol. 13, No. 3, pp. 159-176.
- Esteva, L. (1968), "Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico", Tesis de Doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Esteva, L., Campos, D., y Díaz-López, O. (2011), "Life-cycle optimization in Earthquake Engineering", *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 7, pp. 33-49.
- Gaceta Oficial del Distrito Federal (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", México, DF.
- Gayton N., Mohamed, A., Sorensen, J.D., Pendola, M., y Lemaire, M. (2004), "Calibration methods for reliability-based design codes", *Structural Safety*, Vol. 26, No. 1, pp. 91-121.
- Granados R. (2015), "Comunicación personal", México D.F.
- Hawkins, M. (1968), "The bearing strength of concrete loaded through rigid plates", *Magazine of Concrete Research*, Vol. 20(62), pp. 34-40
- Hegazy, T., Fazio, P., y Moselhi, O. (1994), "Developing practical neural network applications using backpropagation", *Microcomputers in Civil Engineering*, Vol. 9, No. 2, pp. 145-159.
- INEGI. (2015), "Instituto Nacional de Estadística y Geografía", [www.inegi.org.mx/](http://www.inegi.org.mx/)
- Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, (1985), "Efectos de los sismos de septiembre de 1985 en las construcciones de la Ciudad de México", México.

- Lagaros, N.D. (2007), "Life-cycle cost analysis of design practices for RC framed structures", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 5, pp. 425–442.
- Mansur, M. A. (1996), "Stress-Strain Relationship of high-strength concrete in compression", *ASCE Journal*, No. 2, pp. 70-76.
- Matlab, (2014), "Matlab tool box".
- Meli, R. (1972), "Valor característico de la resistencia del concreto", *Apuntes*.
- Meli, R. (1976), "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería UNAM, No. 375, México.
- Meli, R. (1985), "Estudio estadístico de propiedades de materiales y estructuras de concreto reforzado en el Distrito Federal", Informe Interno del Instituto de Ingeniería UNAM, elaborado para la Dirección General de Administración del Uso del Suelo del Departamento del Distrito Federal, México.
- Mendoza, C. J. (1998), "Concretos de alto desempeño con materiales comunes en el Distrito Federal", Informe de investigación, Instituto de Ingeniería UNAM, México.
- Mitropoulou, C.Ch., Lagaros, N.D., y Papadrakakis, M. (2011), "Life-cycle cost assessment of optimally designed reinforced concrete buildings under seismic actions", *Reliability Engineering & System Safety*, Vol. 96, No. 10, pp. 1311-1331.
- Montiel, M.A., y Ruiz, S.E. (2007), "Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of building structures under narrow-band motions", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 36, pp. 1915-1934.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (2004), *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 6 de octubre, México, D F, México.
- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño de Edificaciones. NTCCA. (2004), *Administración Pública del Distrito Federal*, Jefatura de Gobierno, México, D.F.
- Otani, S. (1974), "SAKE-A computer program for inelastic response of R/C frames to earthquakes", *University of Illinois, Urbana, IL, Structural Research Series*, No. 413.
- Rangel, A.G. (2011), "Influencia en la confiabilidad sísmica estructural de las incertidumbres en las propiedades mecánicas de los materiales y en las cargas vivas máximas", Tesis Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D F, México.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1973).
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1987).
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1993).
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, RCDF. (2004), *Administración Pública del Distrito Federal*, Jefatura de Gobierno, México, D.F.
- Rosenblueth, E, y Esteva, L (1973), "Reliability basis for some Mexican codes. probabilistic design of reinforced concrete building", *ACI Journal*, SP 31, E.U.A.
- Rubinstein, R.Y. (1981), "Simulation and the Monte Carlo Method", *John Wiley and Sons*, pp. 372.

- Ruiz, S.E. (1993), "Reliability associated with safety factors of ACI 318-89 and the Mexico City concrete design regulations", *ACI Structural Journal*, Technical paper No. 90-S27, pp. 262-268.
- Ruiz, S.E., y Soriano, A. (1997), "Design live loads for office buildings in Mexico and the United States", *Journal of Structural Engineering*, No. 916, pp. 816-822.
- Ruiz, S.E., Aguilar, J. C., Suárez, R. A., y Vallejo, G. R. (1992), "Confiabilidad implícita en los factores de seguridad especificados en las NTC-87 y ACI 318-89". Vigas diseñadas por cortante y por flexión, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No 546, pp. 1-81.
- Ruiz, S.E., Montiel, M.A., y Arroyo, M. (2010) "Probabilities of exceeding different limit states for buildings subjected to narrow-band ground motions", *Earthquake Spectra*, Vol. 26, No. 3, pp. 825-840.
- Rumelhart, D.E., y McClelland, J.L. (1986), "Parallel distributed processing. Vol 1: foundations", MIT Press.
- Sánchez, H (1980), Evaluación del procedimiento de diseño por torsión de vigas de concreto propuesto para el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM
- Shepherd, G.M. (1997), "The synaptic organization of the brain", 4a ed., Oxford University Press.
- Shome, N., y Cornell, A.C. (1999), "Probabilistic seismic hazard demand analysis of nonlinear structures", Reliability of Marine Structures Programs, Report No. RMS-35, Dept. of civil Eng., Stanford University, Stanford, CA.
- Sorensen, J.D., Kroon I.B., y Faber M.H. (1994), "Optimal reliability-based code calibration", *Structural Safety*, Vol. 15, No. 3, pp. 197-208.
- Soriano Martínez, A., Ruiz, S.E., Vázquez, J. M., Cervantes, G., y Urrrego. O, E, (2001), "Cargas vivas máximas de diseño para edificios de oficinas en la Ciudad de México", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 623.
- Specht, D. (1991), "A general regression neural network", *IEEE Transactions on Neural Networks*, Vol. 2, No. 6, pp. 568-576.
- Suárez Alvarado, R.A., y Ruiz, S.E. (1992), "Confiabilidad implícita en los factores de seguridad especificados en el RCDF-87 y el ACI318-89". Elementos diseñados por torsión y por aplastamiento, Serie azul, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 553, pp. 1-86
- Surahman, A., y Rojani, K.B. (1983), "Reliability based optimum design of concrete frames", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 109, No. 3, pp. 71-76.
- Szerszen, M, y Nowak, A S (2003), "Calibration of design code for buildings (ACI318): Part 2- Reliability analysis and resistance factors", *ACI Structural Journal*, No 100-S42, pp. 383-391
- Tokyo Metropolitan Government, (1985), "Report in the investigation of the earthquake in Mexico", junio 1985.
- Vamvatsikos, D., y Cornell, C.A. (2002), "The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering", *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Paper 479, Londres, UK.

- Velázquez, I. (2015), “Costos iniciales de edificios de C/R en la zona IIIb considerando distintas combinaciones de factores de carga”, Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Velázquez, I., Bojórquez, J., Ruiz, S.E., y García Jarque, F. (2015), “Costos iniciales de edificios de C/R en la zona IIIb considerando distintas combinaciones de factores de carga”, XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Acapulco, Gro.
- Wang, J., Huang, D., Chang, S., y Wu, Y. (2014), “New evidence and perspective to the poisson process and earthquake temporal distribution from 55,000 events around taiwan since 1900”, *Natural Hazards Review*, ASCE, Vol. 15, No. 1, pp. 38–47.
- Wen, Y.K. (1993), “Reliability-based design under multiple loads”, *Structural Safety*, No. 13, pp. 3-19.
- Wen, Y.K. (2001), “Reliability and performance-based design”, *Structural Safety*, Vol. 23, No. 4, pp. 407-428.
- Wen, Y.K., y Kang, Y.J. (2001a), “Minimum building life-cycle cost design Criteria. I: Methodology”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 3, pp. 330-337.
- Wen, Y.K., y Kang, Y.J. (2001b), “Minimum building life-cycle cost design Criteria. II. Applications”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 3, pp. 338-346.
- Yao, X. (1995), “Evolutionary Artificial Neural Networks”, *Encyclopedia of Computer Science and Technology*, Vol. 33, pp. 137-170.

## APÉNDICE A. RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL CONCRETO EN CILINDROS Y EN LA ESTRUCTURA

En este Apéndice se presenta la relación entre la resistencia a compresión de cilindros de concretos y la resistencia del concreto que se obtiene en la estructura. Las deducciones se basan en apuntes escritos por R. Meli (1972).

La resistencia media a la compresión en obra ( $\overline{f_{CO}}$ ) es:

$$\overline{f_{CO}} = k \overline{f_c}$$

donde:

$$k = \begin{cases} 0.75 + \frac{30}{f'_c} & \text{para construcciones con un estricto control de calidad} \\ 0.60 + \frac{25}{f'_c} & \text{para construcciones con poco control de calidad} \end{cases}$$

$\overline{f_c}$  es la resistencia media a compresión de cilindros de concreto

La resistencia media a compresión de los cilindros ( $\overline{f_c}$ ) depende de la resistencia nominal del concreto ( $f'_c$ ) y de su desviación estándar ( $\sigma_{c1}$ ):

$$\overline{f_c} = f'_c + 1.28\sigma_{c1}$$

$\overline{f_c}$  y  $\sigma_{c1}$  se determinan a través de pruebas de laboratorio.

Por otro lado, la varianza de la resistencia a la compresión en obra ( $\sigma_{CO}$ ) se calcula con la siguiente ecuación:

$$\sigma_{CO}^2 = \sigma_{c1}^2 + \sigma_{c2}^2$$

donde:

$$\sigma_{c2} = \begin{cases} 10 \text{ kg/cm}^2 & \text{para construcciones con un estricto control de calidad} \\ 30 \text{ kg/cm}^2 & \text{para construcciones con poco control de calidad} \end{cases}$$

El procedimiento descrito arriba es la base para determinar el valor de la resistencia nominal del concreto ( $f_c^*$ ) que se especifica en las NTCDEC-2004.

En lo que sigue se presenta el cálculo de la resistencia media a la compresión y desviación estándar de la resistencia de los concretos que se utilizan en este trabajo.

**Para concreto con  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ :**

$$\sigma_{c1} = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{c2} = 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ (correspondiente a buen control de calidad)}$$

$$\sigma_{c0}^2 = 33^2 + 10^2 = 1189 \text{ kg}^2/\text{cm}^4 \rightarrow \sigma_{c0} = 34.5 \text{ kg/cm}^2$$

Valor medio de la resistencia de los cilindros:

$$\bar{f}_c = f'_c + 1.28\sigma_{c1}$$

$$\bar{f}_c = 250 + 1.28 * 33 = 292.24 \text{ kg/cm}^2$$

Valor de la resistencia media en obra:

$$\overline{f_{co}} = (0.75 + 30/250) * 292.24 = \mathbf{254.24 \text{ kg/cm}^2}$$

**Para concreto con  $f'_c = 700 \text{ kg/cm}^2$ :**

$$\sigma_{c1} = 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{c2} = 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ , (correspondiente a buen control de calidad)}$$

$$\sigma_{c0}^2 = 50^2 + 10^2 = 2600 \text{ kg}^2/\text{cm}^4 \rightarrow \sigma_{c0} = 50.99 \text{ kg/cm}^2$$

Valor medio de la resistencia de los cilindros:

$$\bar{f}_c = f'_c + 1.28\sigma_{c1}$$

$$\bar{f}_c = 700 + 1.28 * 50.99 = 765.27 \text{ kg/cm}^2$$

Valor medio de la resistencia en obra:

$$\overline{f_{co}} = (0.75 + 30/700) * 765.27 = \mathbf{6067.5 \text{ kg/cm}^2}$$

## APÉNDICE B. RESISTENCIA A FLEXIÓN DE ELEMENTOS DISEÑADOS CON CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA

### B.1 ANTECEDENTES

El concreto de alta resistencia cumple con requisitos especiales de resistencia y uniformidad que no pueden obtenerse cuando se usan materiales convencionales y procedimientos normales de mezclado, colocación, compactación y curado.

La elaboración del concreto de alta resistencia requiere de una cuidadosa selección de los materiales a utilizar (cementantes, aditivos, agregados pétreos y agua), así como un estricto control en el proceso de fabricación de la mezcla. Los procedimientos de colocación, compactado y curado, son preponderantes para el funcionamiento adecuado del concreto.

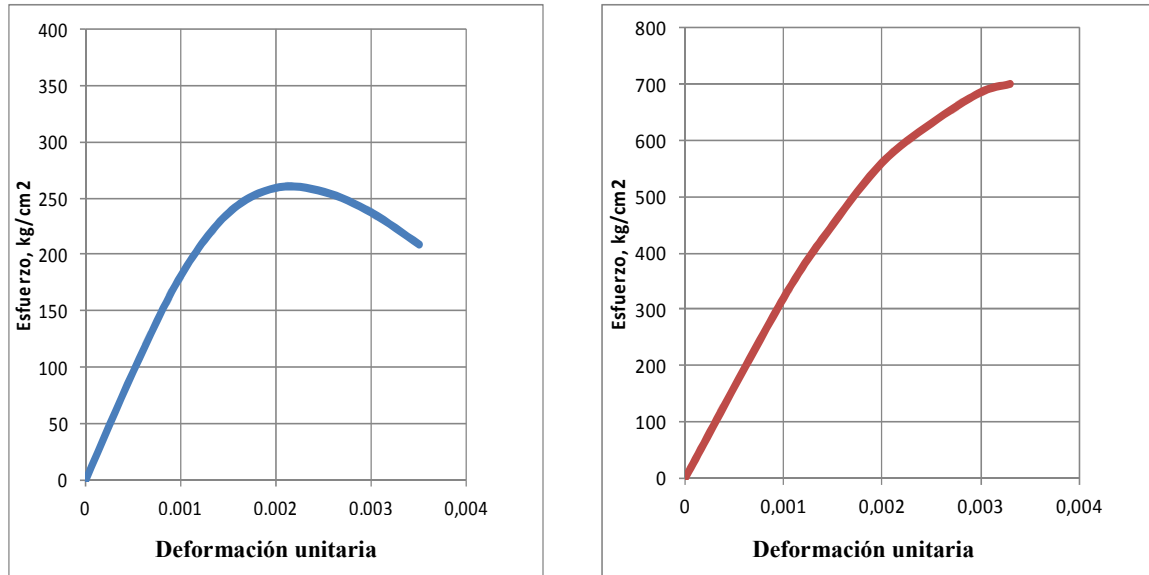
Las NTCDEC-2004 utilizan hipótesis para obtener la resistencia a la flexión  $M_R$  de elementos constituidos por concretos de alta resistencia. En vez de utilizar la distribución real de esfuerzos, se propone emplear una distribución de esfuerzos rectangular donde las variables que intervienen son: la resistencia a la compresión del concreto y la profundidad del eje neutro multiplicada por el coeficiente  $\beta_1$ . Este representa un factor de equivalencia entre la distribución real de esfuerzos y la distribución de un bloque equivalente de esfuerzos. Dicho parámetro depende de la resistencia nominal del concreto  $f'_c$ . Esta dependencia toma en cuenta el cambio en la forma de la curva esfuerzo-deformación del concreto, ya que el área del rectángulo equivalente debe ser aproximadamente igual al área bajo la curva esfuerzo-deformación. Las figuras B.1a y B.1b presentan una comparación de la distribución real de esfuerzos para concretos convencionales con  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y para concretos de alta resistencia, respectivamente (Mendoza, 1998). El coeficiente  $\beta_1$  tiene muchas restricciones en el caso de concretos de alta resistencia. Esto se debe principalmente a la variación de la distribución real de esfuerzos y a la deformación unitaria última del concreto.

### B.2 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE CONCRETOS DE ALTO DESEMPEÑO

Para calcular la resistencia de elementos con concretos de alto desempeño en este estudio se recurre a la hipótesis de que la distribución del diagrama de esfuerzos puede ajustarse a un triángulo. La figura B.2 fue obtenida de un estudio realizado en México por Mendoza (1998) en el cual se demuestra que la distribución de esfuerzos se ajusta a una configuración triangular (a diferencia de los elementos hechos con concretos convencionales donde la distribución es un bloque rectangular).

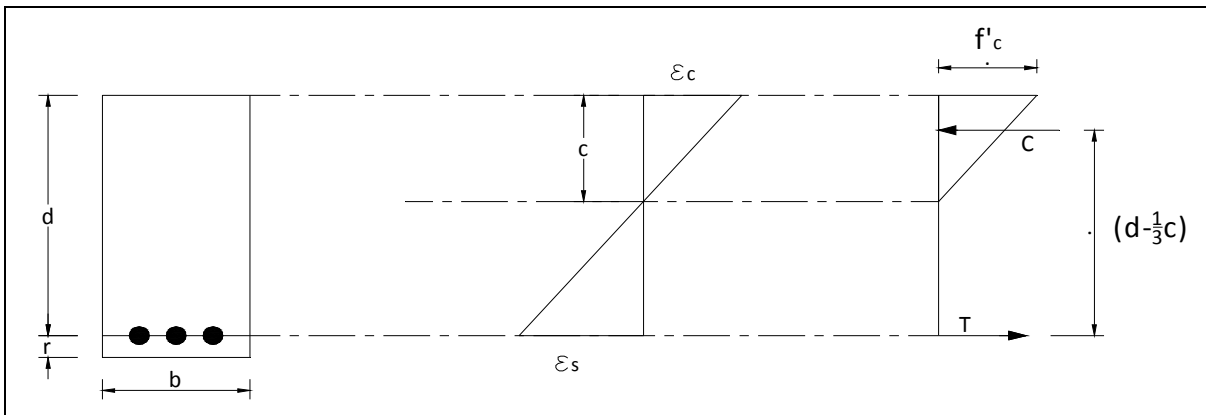
Para obtener de la resistencia  $M_R$  en el presente estudio se recurre al método de variación del eje neutro (con el fin de encontrar un estado de equilibrio entre esfuerzos y deformaciones). Se parte de las siguientes hipótesis:

La deformación unitaria del concreto varía en función de la resistencia nominal del concreto. La distribución de esfuerzos en el concreto es triangular, como se muestra en la figura B.2.



a) Diagrama esfuerzo deformación del concreto convencional.  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$       b) Diagrama esfuerzo deformación del concreto de alta resistencia.  $f'_c = 700 \text{ kg/cm}^2$

**Figura B.1. Diagrama esfuerzo deformación del concreto (Mendoza, 1998).**



**Figura B.2. Diagramas de deformación y de esfuerzos.**

A partir del estado de deformaciones se obtiene la siguiente condición que se basa en la compatibilidad de deformaciones:

$$\frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c}; \quad \epsilon_s = \epsilon_c \frac{(d - c)}{c}$$

$$\epsilon_s = \epsilon_c \left( \frac{d}{c} - 1 \right) \tag{B.1}$$



En donde  $\varepsilon_c$  y  $\varepsilon_s$  representan las deformaciones del concreto y del acero, respectivamente. El significado de  $d$  y de  $c$  se puede ver a partir de la figura B.2.

En el presente estudio se dedujo que la ecuación que define la deformación unitaria del concreto de alta resistencia puede representarse por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_c = 0.0008 f_c'^{0.206} \quad (B.2)$$

La demostración de esta ecuación se presenta en la sección B.3.

Por otro lado, el esfuerzo de trabajo del acero se define como sigue:

$$f_s = \varepsilon_s * E \quad \text{si } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \rightarrow f_s = f_y$$

$$\text{si } \varepsilon_s < \varepsilon_y \rightarrow f_s = 0.0008 f_c'^{0.206} \left( \frac{d}{c} - 1 \right) E \quad (B.3)$$

Para que el elemento se encuentre en equilibrio es necesario que la fuerza de tensión sea igual a la de compresión,  $C = T$ .

donde:

$$C = \frac{1}{2} c * f_c' * (b) ; T = A_s * f_s$$

$$M_R = C * \left( d - \frac{1}{3} c \right) \quad (B.4)$$

La ecuación B.4 permite evaluar la resistencia a flexión  $M_R$  de elementos constituidos por concretos de alto desempeño.

### **B.3 DEFORMACIÓN UNITARIA DEL CONCRETO DE ALTO DESEMPEÑO**

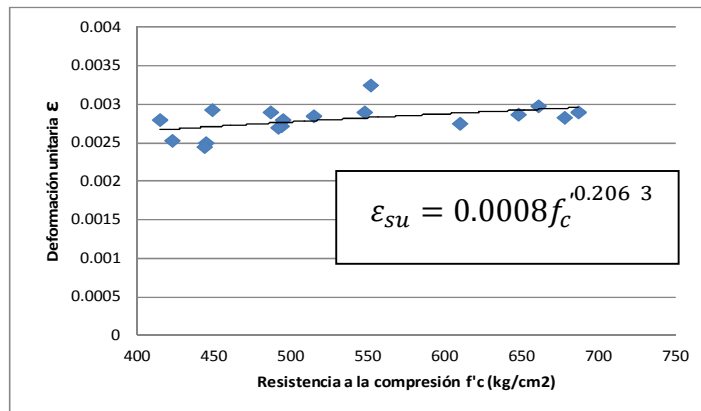
Los elementos de concreto de alto desempeño presentan variaciones en su deformación unitaria última.

En la tabla B.1 se muestran valores de la resistencia nominal del concreto y su respectiva deformación unitaria obtenidos por Mendoza (1998). A partir de esta información se propuso, dentro del presente estudio, una ecuación para predecir la deformación unitaria última del concreto en función de su resistencia nominal.

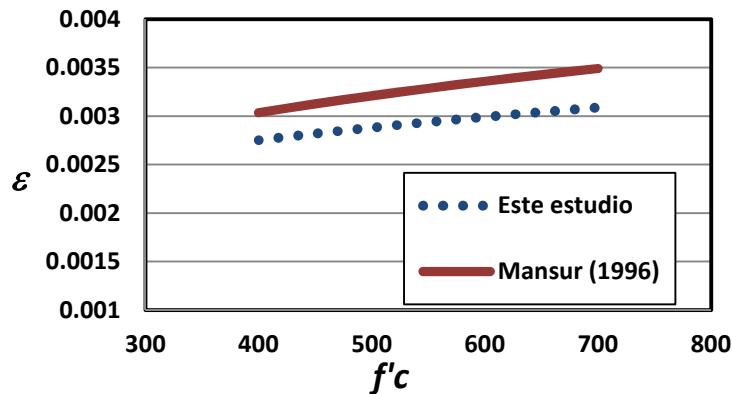
**Tabla B.1. Datos obtenidos por Mendoza (1998) a partir de pruebas experimentales de concretos fabricados en México**

$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_c$	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_c$	$f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_c$
415	0.00280	492	0.00270	610	0.002752
423	0.00253	494	0.00272	648	0.002870
444	0.00245	495	0.00280	661	0.002980
445	0.00250	515	0.00285	678	0.002830
449	0.00293	548	0.00290	687	0.002900
487	0.00290	552	0.00325		

La ecuación que se muestra en la figura B.3 ( $\epsilon_{su} = 0.0008f'_c{}^{0.2063}$ ) representa el comportamiento de la deformación unitaria en función de la resistencia nominal del concreto. La ecuación propuesta tiene una aproximación aceptable (ver figura B.4) comparada con un estudio realizado por la ASCE (Mansur, 1996) donde se ensayaron 1000 cilindros de concreto para la obtención de cada punto. La ecuación recomendada por Mansur (1996) es:  $\epsilon_{su} = 0.00078f'_c{}^{0.25}$ .



**Figura B.3. Ajuste para obtener la deformación de concretos de alta resistencia**



**Figura B.4. Comparación de la ecuación utilizada en este estudio y la propuesta por Mansur (1996)**

## APÉNDICE C. HIPÓTESIS PARA ESTIMAR LOS FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA PARA ELEMENTOS QUE FALLAN POR FLEXO-COMPRESIÓN

En este Apéndice se presentan las hipótesis consideradas para estimar los nuevos factores de reducción de resistencia en elementos que fallan por flexo-compresión. Estas hipótesis son:

- La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es plana.
- Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento.
- No existen corrimientos relativos de consideración entre el acero y el concreto que lo rodea.
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión longitudinales.
- El elemento alcanza su resistencia a una cierta deformación unitaria máxima útil del concreto,  $\varepsilon_{cu}$ .

Además se consideran las siguientes hipótesis:

- **El peralte efectivo ( $d_e$ )** en este estudio se define como la distancia entre la fibra extrema de compresión y el acero en tensión más cercano a la fibra extrema de tensión. En la figura C.1 se muestra la deformación  $\varepsilon$  en la distribución de esfuerzos de una sección típica. Existe evidencia de que es mejor medir el valor de  $\varepsilon$  en el lecho extremo de tensión, debido a que es un mejor indicador de la ductilidad y del agrietamiento (Robert, 1992).

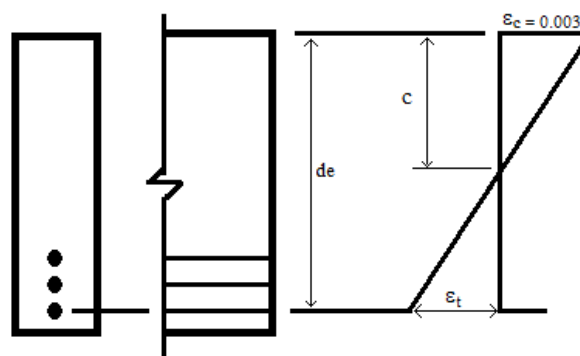


Figura C.1. Deformación de esfuerzos

Actualmente las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (2004) recomiendan utilizar el peralte efectivo como "la distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión". Esta definición requiere determinar el centroide del acero de tensión. Dicha definición es muy útil para resolver el problema típico de una sección de concreto

reforzado con uno o dos lechos de acero de refuerzo en tensión; sin embargo puede presentar dificultades localizar el centroide en secciones con varios lechos de acero de refuerzo. Además, la deformación del acero en tensión no es igual para cada lecho de refuerzo, por lo que la deformación del acero en el extremo ( $\varepsilon_t$ ) es diferente a la calculada en el centroide del acero en tensión. Por estas razones en el presente estudio se consideró el peralte efectivo ( $d_e$ ) como el establecido en el párrafo anterior.

- **Falla controlada por compresión y falla controlada por tensión.** Las definiciones del tipo de falla fueron establecidas en función de la deformación del acero extremo en tensión ( $\varepsilon_t$ ).
  - Falla controlada por compresión: "una sección es controlada por la falla en compresión si la deformación del acero más cercano a la cara en tensión del concreto es menor que 0.002".
  - Falla controlada por tensión: "una sección es controlada por la falla en tensión si la deformación del acero más cercano a la cara en tensión del concreto es mayor que 0.005". Las razones para considerar estos límites de deformaciones son las siguientes:
    - a) El valor de 0.002 fue seleccionado por simplicidad, debido a que dicho valor corresponde al esfuerzo de fluencia del acero recomendado por las NTC-2004.
    - b) Para alcanzar los niveles de ductilidad requeridos por las NTC-2004 y para generar niveles de ductilidad suficientes en aceros con un esfuerzo de fluencia mayor que 4,200kg/cm<sup>2</sup> en este estudio dicha deformación  $\varepsilon_t$  se consideró igual a 0.005.

## PUBLICACIONES DERIVADAS DE ESTA TESIS

Bojórquez, J., y Ruiz, S.E, (2014), “An efficient approach to obtain optimal load factors for structural design”, *The Scientific World Journal*, Volume 2014 (2014), Article ID 456826, 9 pages. <http://dx.doi.org/10.1155/2014/456826>

Bojórquez, J., Ruiz, S.E, Tolentino, D., y Bojórquez, E. (2015), “Diseño sísmico preliminar de edificios de concreto reforzado usando redes neuronales artificiales”, artículo aceptado para su publicación en la revista *Concreto y Cemento: Investigación y Desarrollo*, editada por el IMCyC, México, D. F.

Bojórquez, J., Ruiz, S. E., y Ellingwood, B. (2015), “Optimal load factors for seismic design of buildings”, artículo sometido para posible publicación en la revista *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.

Bojórquez, J., y Ruiz, S.E, (2015), “Factores de carga y de resistencia para el diseño de estructuras de C/R ante cargas viva y muerta”, Serie I&D, Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 692, pp. 1-77.

# ANEXO A

Hindawi Publishing Corporation  
The Scientific World Journal  
Volume 2014, Article ID 456826, 9 pages  
<http://dx.doi.org/10.1155/2014/456826>



*Research Article*

## An Efficient Approach to Obtain Optimal Load Factors for Structural Design

**Juan Bojórquez and Sonia E. Ruiz**

*Institute of Engineering, Universidad Nacional Autónoma de México, Coyoacán, 04510 Mexico City, DF, Mexico*

Correspondence should be addressed to Juan Bojórquez; jbojorquezm@ingen.unam.mx

Received 8 May 2014; Accepted 27 June 2014; Published 15 July 2014

Academic Editor: Joseph Assaad

Copyright © 2014 J. Bojórquez and S. E. Ruiz. This is an open access article distributed under the Creative Commons Attribution License, which permits unrestricted use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

An efficient optimization approach is described to calibrate load factors used for designing of structures. The load factors are calibrated so that the structural reliability index is as close as possible to a target reliability value. The optimization procedure is applied to find optimal load factors for designing of structures in accordance with the new version of the Mexico City Building Code (RCDF). For this aim, the combination of factors corresponding to dead load plus live load is considered. The optimal combination is based on a parametric numerical analysis of several reinforced concrete elements, which are designed using different load factor values. The Monte Carlo simulation technique is used. The formulation is applied to different failure modes: flexure, shear, torsion, and compression plus bending of short and slender reinforced concrete elements. Finally, the structural reliability corresponding to the optimal load combination proposed here is compared with that corresponding to the load combination recommended by the current Mexico City Building Code.

### 1. Introduction

The structural design guidelines can be based on different reliability formats [1], for example, (a) the semiprobabilistic approach [2], (b) first-order and second moments, FOSM [3–5], and (c) load and resistance factor design (LRFD) [6, 7], based on hazard analysis [8, 9] or based on optimization [10–13]. Most of the design codes in the world, including the Mexico City Building Code 2004 (RCDF from its acronym in Spanish), use the load and resistance factor design (LRFD) approach. Load and resistance factors play a significant role in determining the structural reliability. Excessive safety margins increase the construction costs, while insufficient conservatism increases the risk of structural failure. In the past, the calibration of these partial factors was derived from experience and expert judgment. The recent tendency is to preview the design goals, which can be focused on as an optimization problem where the control variables are the partial safety factors. Calibration procedures have been described since the 70s, for example, in [14] and also in [15–19]. The calibration procedure can be seen as a specific optimization process where the control variables are the partial factors of

a design code. The choice of an appropriate method is not usually an easy task. In this paper, an efficient optimization procedure is described to find the optimal load factors that will appear in the new version of the Mexico City Building Code. The reliability index  $\beta$  [20] is used to derive the load factor combination that should be used for designing structures under flexure, shear, torsion, and compression plus bending. The load factors are calibrated so that the reliability indexes are as close as possible to a target reliability index. The basic combination of dead and live loads is considered. It is proposed that the load factors obtained here be included in the new version of the Mexico City Building Code (RCDF-04) [21].

The study contains three sections. The first reviews the reliability (associated with different limit states) implicit in the Mexico City Building Code. In the second, the calibration procedure is applied to estimate the optimal combination of load factors corresponding to the RCDF-04, based on a target reliability value. A comparison between the reliability of structural sections designed with the combination of loads proposed here and those specified by RCDF-04 is presented in the third section.

TABLE 1: Load factors,  $\gamma$ .

Type of load	RCDF-04
Dead	1.4*
Live	1.4*

\*  $\gamma$  values should be equal to 1.5 for the design of important constructions.

TABLE 2: Resistance factors,  $\phi$ .

Limit state	RCDF-04
Flexure	0.9
Shear	0.8
Torsion	0.8
Compression plus bending	0.8, 0.9

## 2. Reliability Analysis

The load and resistance factor design [22] criterion considers that a structural design is satisfactory if the internal forces acting are smaller than or equal to the design resistance of each structural element, which is represented as

$$S_d = \gamma S_n \leq \phi R_n = R_d, \quad (1)$$

where  $S$  and  $R$  stand for the load and resistance forces and subscript  $n$  denotes the nominal and subscript  $d$  the design values;  $\gamma$  and  $\phi$  are the factors accounting for the uncertainties of load and resistance, respectively. The values of  $\gamma$  and  $\phi$  specified in RCDF-04 are shown in Tables 1 and 2.

In Figure 1 the load-resistance model for reliability analysis is presented. In this figure the vertical axis represents the probability density function (PDF), and the horizontal axis is the structural resistance ( $R$ ) or the loads ( $S$ ) acting on the structure.  $\bar{R}$  and  $\bar{S}$  are their mean values, respectively, and  $\sigma_R$  and  $\sigma_S$  their corresponding standard deviations.

**2.1. Reliability Index  $\beta$ .** The calibration procedure used here for the selection of optimal partial load factors is based on the structural reliability theory. The reliability index  $\beta$  [20], which has proved to be a practical and appropriate link between traditional design procedures and explicit probabilistic design, is used as a measure of the structural reliability. The calibration procedure includes the following steps.

- (1) Properties of structural materials and the characteristics of the different cross-sections are simulated by means of a Monte Carlo simulation [23]. The concrete strength  $f'_c$ , steel yield stress  $f_y$ , width  $b$ , height  $h$ , and cover of the structural sections  $r$  are considered random variables. Their probability density functions are assumed to be Gaussian [24, 25]. The resistance ( $R$ ) associated with each of the simulated cross-sections is calculated for each limit state (flexure, shear, torsion, and compression plus bending of short and slender columns); then, the mean value  $\bar{R}$  and the standard deviation  $\sigma_R$  are estimated.

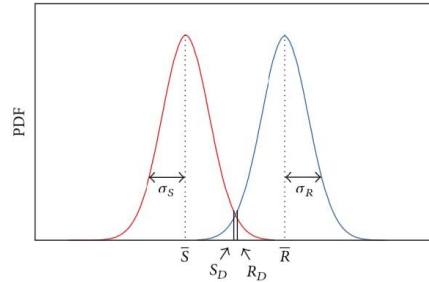


FIGURE 1: Load-resistance model for structural reliability assessment.

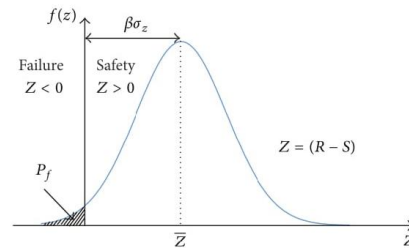


FIGURE 2: Safety margin distribution.

- (2) The design resistance ( $R_d$ ) is calculated (see (1)). It is assumed that  $R_d$  is equal to the design load  $S_d$ . Here, the mean value  $\bar{S}$  is taken equal to  $S_n$  because it is assumed that the nominal loads have a 50% probability of exceedance corresponding to areas of approximately  $36 \text{ m}^2$  [26], and the coefficient of variation  $C_s$  of the loads is obtained as follows [27]:

$$C_s^2 = C_\gamma^2 + r_c^2 C_D^2 + (1 - r_c)^2 C_L^2, \quad (2)$$

where  $C_\gamma$ ,  $C_D$ , and  $C_L$  are coefficients of variation associated with model uncertainty for dead and live loads, respectively. The following values were assumed in this study:  $C_\gamma = 0.1$ ,  $C_D = 0.08$ , and  $C_L = 0.18$ ; and  $r_c$  is the load ratio given by

$$r_c = \frac{DL}{DL + LL}, \quad (3)$$

where  $DL$  represents the dead load and  $LL$  the live load. The reliability index  $\beta$  is defined as [20]

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{(\sigma_R^2 + \sigma_S^2)}}. \quad (4)$$

Figure 2 shows that the  $\beta$  value is the distance between the failure region and the mean of the safety margin ( $Z$ ).



The index  $\beta$  can be used to estimate the probability of failure ( $P_f$ ) [28]:

$$P_f = \Phi(-\beta), \tag{5}$$

where  $\Phi(\cdot)$  is the cumulative distribution function of a Gaussian distribution. The value of  $\beta$  indicates the level of structural safety; the higher the value of  $\beta$  index is, the lower the probability of failure is.

### 3. Calibration Procedure

Most current design guidelines are largely based on engineering experience and judgment and lead to designs with a generally satisfactory behavior; the structural reliability implicit in those designs is undefined and unknown. The objective of the calibration of codes based on a LRFD format is to provide optimal partial factors for the design of a type of structure, which lead to designs as close as possible to the code objective. The calibration procedure for obtaining the load factors can be seen as an optimization process where the control variables are the factors. In the present study the load factors were calibrated so that the reliability indexes were as close as possible to a target reliability index  $\beta_o$ . This can be formulated by means of the following optimization problem [29, 30]:

$$\min W(\gamma) = \sum_k \sum_j w_j (\beta_k(\gamma) - \beta_o)_j^2, \tag{6}$$

where  $w_j$  are factors indicating the importance of the limit states of interest. For each limit state  $j$ ,  $\beta_k(\gamma)$  represents the reliability of the element  $k$  given the partial safety factor  $\gamma$ ;  $\beta_o$  is the reliability target index and  $W(\gamma)$  represents different combinations of load factors. The optimal load factors are obtained by the numerical solution of the minimization problem given by (6).

### 4. Material Characteristics

**4.1. Concrete Strength.** Two types of concrete are considered: ordinary and high-strength. The mean compressive strength  $\bar{f}_c$  of the ordinary concrete (in the field) is taken as 24.51 MPa, and the standard deviation  $\sigma_{f_c}$  is 3.37 MPa. For the high-strength concrete the values of  $\bar{f}_c$  and  $\sigma_{f_c}$  are considered to be 59.50 MPa and 5 MPa, respectively [25].

**4.2. Steel Yield Stress.** A bilinear stress-strain relationship is assumed, and Young's modulus is equal to 195,811 MPa. The mean value  $\bar{f}_y$  is considered equal to 458.8 MPa, the coefficient of variation  $C_{f_y} = 0.096$ , and the nominal value  $f_y = 413.70$  MPa [24, 31].

**4.3. Cross-Section Characteristics.** A set of eighteen reinforced concrete elements designed for live plus dead loads was analyzed. Each element was designed with the RCDF-04. The limit states under consideration were flexure, shear, torsion, and compression plus bending. The mean and standard

TABLE 3: Characteristics of the elements analyzed.

Dimension	Specified value (m)	Mean value (m)	Standard deviation (m)
Width ( $b$ )	0.3	0.304	0.0041
Width ( $b$ )	0.4	0.396	0.0064
Width ( $b$ )	0.45	0.446	0.0064
Depth ( $h$ )	0.6	0.596	0.0064
Depth ( $h$ )	0.75	0.746	0.0064
Depth ( $h$ )	0.9	0.896	0.0064
Depth ( $h$ )	1.3	1.298	0.0064
Depth ( $h$ )	1.6	1.64	0.0062
Cover ( $r$ )	0.038	0.032	0.011

TABLE 4: Characteristics of transverse reinforcement.

Specified dimension (m)	Transverse reinforcement		
	Stirrup number	Separation of stirrups (s)	Inclination angle (grades)
$0.3 \times 0.6$	2	$h/2$	90
	2.5	$h/4$	90
	3	$h/6$	90
$0.3 \times 0.75$	3	$h/2$	90
	3	$h/4$	90
	3	$h/6$	90
$0.3 \times 0.9$	3	$h/2$	90
	3	$h/2$	60
	3	$h/2$	45
$0.4 \times 0.9$	3	$h/2$	90
	4	$h/2$	90
	5	$h/2$	90
$0.45 \times 1.3$	3	$h/2$	90
	4	$h/2$	60
	5	$h/2$	45
$0.4 \times 1.6$	3	$h/2$	90
	4	$h/2$	90
	5	$h/2$	90

deviation for each section analyzed are shown in Table 3 [32, 33]. Table 4 shows the transverse reinforcement adopted.

### 5. Reliability Indexes

In this section the compatibility and consistency between the  $\beta$  values associated with different limit states are reviewed. The reliability evaluation was carried out for the load ratios  $r_c$  (see (3)) commonly used in practice [6]. The intervals of values are from 0.30 to 0.70 for flexure, shear, and torsion and from 0.40 to 0.90 for flexure plus bending. The analysis was performed for a set of eighteen cross-sections, and then the mean value of the  $\beta$  index was calculated. The geometric characteristics of sections and material properties were



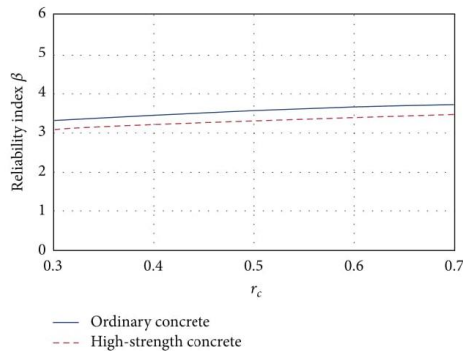


FIGURE 3: Reliability corresponding to flexure failure mode.

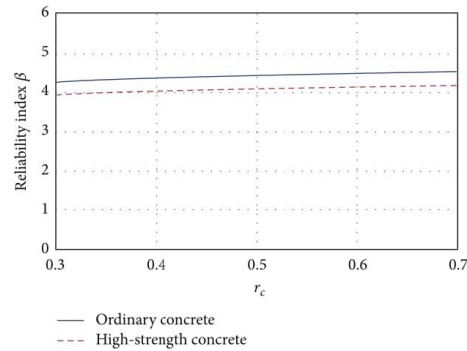


FIGURE 5: Reliability corresponding to shear failure mode.

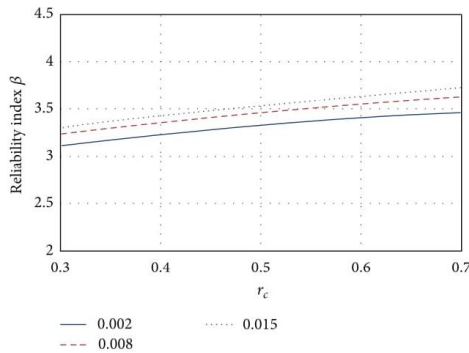


FIGURE 4: Influence on the structural reliability of the longitudinal reinforcement  $\rho_g$ .

obtained from typical Mexican constructions. The influence of some parameters on the reliability of the elements is discussed in the next sections. It is noticed that the designs were performed using the factors  $\gamma$  and  $\phi$ , listed in Tables 1 and 2, respectively.

**5.1. Flexure.** In Figure 3 the mean  $\beta$  values corresponding to flexure are presented. The figure shows that the  $\beta$  values increase as  $r_c$  grows, which means that  $\beta$  increases for smaller values of live loads (see (3)). It is noticed that this behavior is undesirable because the uncertainties implicit on live load are higher than those corresponding to dead loads. Also, it can be noticed in Figure 3 that the reliability associated with high-strength concrete sections is smaller than the reliability associated with ordinary concrete sections.

The influence of the transversal steel reinforcement using ordinary concrete is shown in Figure 4. Three longitudinal steel percentages were used:  $\rho_g = 0.002, 0.008, \text{ and } 0.015$ . It

can be seen that when the percentage  $\rho_g$  increases, the reliability index  $\beta$  becomes higher. The maximum  $\beta$  differences for this case are about 10%.

**5.2. Shear.** Results of the reliability index  $\beta$  for shear designs are shown in Figure 5. The reliabilities for these designs are consistent with the corresponding flexure designs because the reliability associated with shear designs is larger than that corresponding to flexure. The increase in the reliability levels for brittle failure modes is achieved by setting a lower resistance factor than that associated with ductile failure modes. It can be seen in Figure 5 that for RCDF-04 the reliability index values  $\beta$  increase as the  $r_c$  ratio also increases (similar to the case of flexure). As it was described before, this behavior is not desirable because the failure probability tends to increase for higher values of live load. Also it can be observed that the reliability corresponding to high-strength concrete sections is smaller than the one corresponding to ordinary concrete.

Figure 6 shows the behavior of the index  $\beta$  for elements designed using ordinary concrete and three-different-stirrup spacing, which are indicated as a fraction of the specified  $h$  value. It can be appreciated that as the spacing of the stirrups decreases, the reliability of the element increases, as expected. The lower reliability curve (indicated by continuous line) corresponds to stirrup spacing equal to  $h/2$ , while the curve with the greatest values of  $\beta$  corresponds to structural elements designed with the minimum spacing ( $h/6$ ).

**5.3. Torsion.** The values of the reliability index  $\beta$  for elements designed for resisting torsion forces are congruent with the values obtained for the failure modes previously analyzed (flexure and shear). Ductile failure is associated with higher failure probabilities (flexure), while brittle failure is associated with lower probability of failure (shear and torsion). As observed in Figure 7, the reliability index  $\beta$  is smaller for the RCDF-04 as the load ratio ( $r_c$ ) decreases, which is undesirable. Similar to flexure and shear modes, the reliability

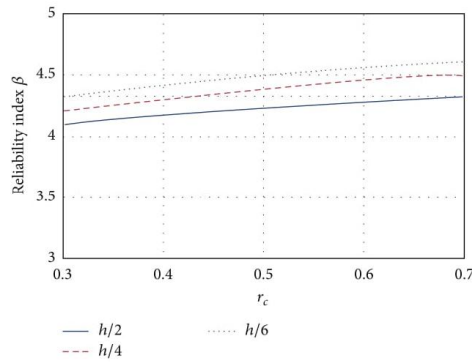


FIGURE 6: Influence on the structural reliability of the transversal reinforcement.

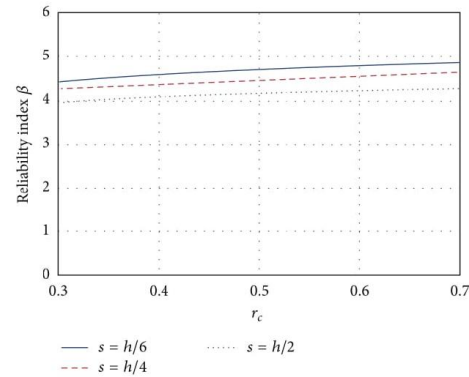


FIGURE 8: Influence on the structural reliability of the transversal reinforcement.

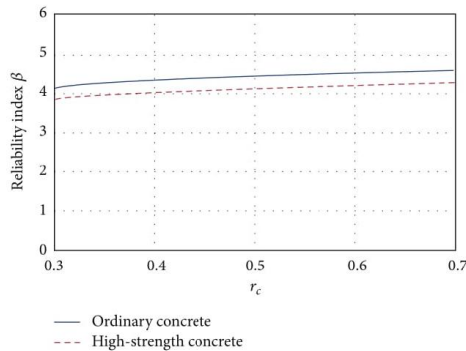


FIGURE 7: Reliability corresponding to torsion failure mode.

associated with high-strength concrete is smaller (about 5%) than the reliability associated with ordinary concrete.

Figure 8 shows the reliability index  $\beta$  for elements designed with ordinary concrete and with stirrup spacing equal to  $h/2$ ,  $h/4$ , and  $h/6$ . Reliability increases as the stirrup spacing decreases, as shown in Figure 8. The curve with the greatest reliability index corresponds to a spacing  $s = h/6$ , while the curve with the smallest reliability level corresponds to the maximum value ( $s = h/2$ ).

5.4. *Compression plus Bending.* The resistance  $R$  of the element subject to flexure plus bending is obtained as follows:

$$R = \sqrt{P^2 + \left(\frac{M}{h_n}\right)^2}, \quad (7)$$

where  $h_n$  is the nominal depth of the section,  $P$  is the resisting axial load, and  $M$  is the resisting bending moment associated with an eccentricity  $e$ . This study considers three

eccentricities that correspond to three different zones: zone A corresponds to elements failing in compression ( $e = 0$ ), zone B to elements failing at the balanced condition ( $e = e_b$ ), and zone C to those failing under flexure ( $e = \infty$ ). Figure 9 illustrates the reliability indexes  $\beta$  related to zone B, for a cross-section of  $0.4 \times 0.75$  m. The longitudinal reinforcement is 1.5 percent of the section area, distributed in 4 rod layers. It was observed that the higher the load ratio is, the larger the magnitude of  $\beta$  is. Also it can be observed that, for high-strength concrete sections, the structural reliability becomes smaller (about 7%).

The influence of the eccentricity  $e$  is analyzed in Figure 10 which corresponds to elements designed with ordinary concrete. In zone A (corresponding to pure compression failure  $e = 0$ ) designs have the highest reliability index  $\beta$ . In zone B, corresponding to the balanced condition ( $e = e_b$ ), the  $\beta$  reliability index is 6% lower than that corresponding to zone A, and for the case in zone C (controlled by pure bending  $e = \infty$ ) reliabilities present smaller values (80% of that corresponding to zone A).

## 6. Slenderness Ratio

The influence of slenderness ratio on reinforced concrete column reliability has been studied by several authors [34, 35]. In the present study, the effects of slenderness in the strength were considered by means of the following expression, using a numerical integration technique [36]:

$$\Delta_m = \frac{l^2 (\phi_m + 0.25\phi_e)}{10}, \quad (8)$$

in which  $\Delta_m$  = lateral deflection at midheight of the column;  $\phi_m$  = curvature at midheight of the column;  $\phi_e$  = curvature at the column ends;  $l$  = height of the column.

Here, the influence of the slenderness ratio on the reliability index  $\beta$  was evaluated as a function of the eccentricity. In Figures 11, 12, and 13 results are presented for elements

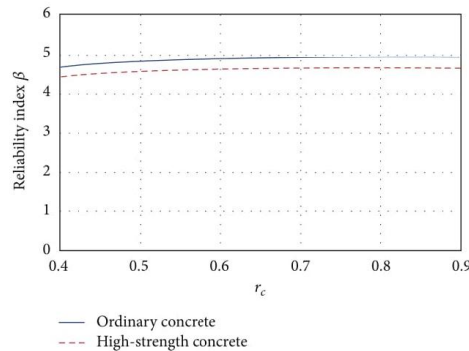


FIGURE 9: Reliability corresponding to compression plus bending mode ( $e = e_b$ ).

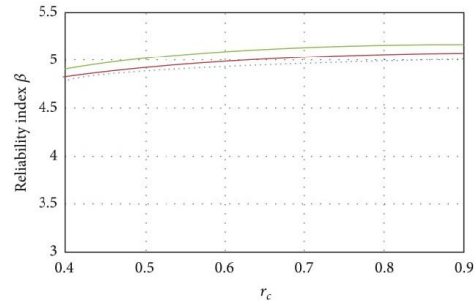


FIGURE 11: Influence of the slenderness;  $e = 0.01$ .

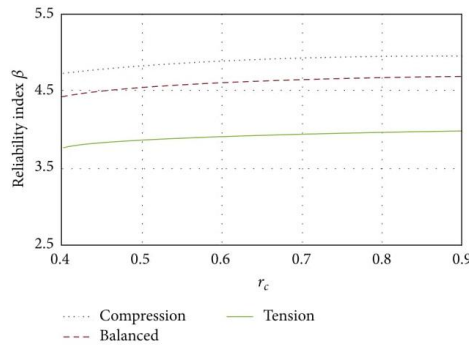


FIGURE 10: Influence of eccentricity on the structural reliability.

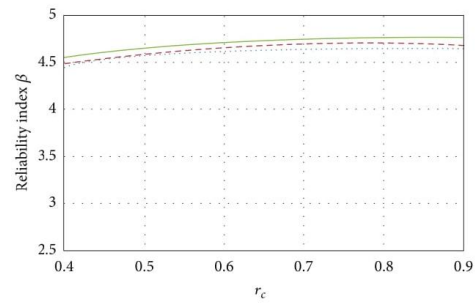


FIGURE 12: Influence of the slenderness;  $e = e_b$ .

designed with ordinary concrete and slenderness ratios equal to  $l/h = 0$ ,  $l/h = 10$ , and  $l/h = 15$ , respectively, where  $l/h = 0$  represents a short column and  $l/h = 15$  represents a slender column.

Figure 11 shows the variation for the three slenderness ratios when the element fails in compression. It can also be seen in Figure 11 that as the load ratio increases, the reliability becomes higher. The reliability of slender columns is higher than that corresponding to short columns by about 4% for  $l/h = 15$  and 2% for  $l/h = 10$ . The results for elements failing close to the balanced condition are shown in Figure 12. Again, it can be observed that the reliability of slender columns is greater than the reliability of short columns; however, this difference is reduced to 2% for columns with  $l/h = 15$  and less than 1% for columns with slenderness ratio  $l/h = 10$ . When the eccentricity tends to be large (pure bending, see Figure 13), the slender and short columns have similar reliability. The influence of the slenderness ratio decreases as the eccentricity tends to the flexure failure. It is noticed that

the difference of  $\beta$  between all cases related to slenderness ratios is smaller than 1%.

### 7. Calibration of the Code

In order to obtain the optimal load factors (using (6)), the first step is to calculate the reliability target index  $\beta_o$ , which is calculated as the average of the indexes within the interval of  $r_c$  values commonly used in practice. The intervals are 0.30 to 0.70 for flexure, shear, and torsion, while for flexure plus bending they are 0.40 to 0.90. The values of  $(\beta_o)_j$  calculated for RCDF-04 are shown in Table 5.

Then, it is necessary to calculate the values of the index  $\beta_{kj}$  corresponding to different structural elements ( $k$ ) and different limit states ( $j$ ) and assuming different load ratios ( $r_c$ ).

In order to find the optimal values of the load factors, different combinations of dead load factors ( $\gamma_D$ ) and live load factors ( $\gamma_L$ ) were assumed in (6). The load factor combinations analyzed were increased from 1.1 to 1.5 for  $\gamma_D$  and from 1.1 to 1.9 for  $\gamma_L$ , and the step interval was 0.1. It is

TABLE 5:  $\beta_o$  values for RCDF-04.

Limit state	$\beta_o$	
	Ordinary	High-strength
Flexure	3.57	3.37
Shear	4.34	4.17
Torsion	4.38	4.21
Flexure plus bending		
Compression	4.87	4.72
Balanced	4.55	4.37
Pure flexure	3.93	3.81

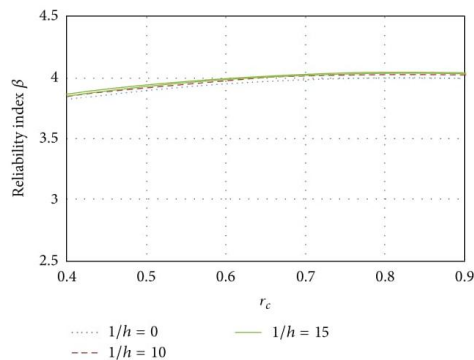


FIGURE 13: Influence of the slenderness;  $e = \infty$ .

noticed that the factors  $\gamma_D = 1.4$  and  $\gamma_L = 1.4$ , recommended by RCDF-04, are included in this range.

The factors  $w_j$  (see (6)) were selected as follows: flexure 0.75, shear 1.0, torsion 1.0, and compression plus bending 0.9. These factors were assumed taking into account that the consequence of a brittle failure (shear or torsion) is more important than that corresponding to ductility failure (flexure and compression plus bending).

The results of evaluating (6) for different load combinations are illustrated in Figures 14(a) and 14(b), in which Figure 14(a) corresponds to a perspective view and Figure 14(b) represents the same results seen in plan. The horizontal axes in Figure 14 represent the load combinations considered, and the vertical axis is the result of (6). From Figures 14(a) and 14(b) it can be observed that the minimum value of the summation corresponds to the load combination of  $\gamma_D = 1.3$  and  $\gamma_L = 1.5$ , which means that this is the optimal combination.

### 8. Reliability Obtained with the Proposed Factors and with Those Specified by RCDF-04

Figures 15(a)–15(d) show a comparison of the proposed load combination ( $\gamma_D = 1.3$  and  $\gamma_L = 1.5$ , indicated by dotted line)

and the  $\gamma$  values recommended by RCDF-04 ( $\gamma_D = 1.4$  and  $\gamma_L = 1.4$ , shown in solid line). Figure 15(a) corresponds to flexure designs; this figure shows that the load factors combination proposed in this study gives place to an almost uniform reliability index with respect to different load ratios  $r_c$ . A similar behavior is obtained for the other failure modes. The reliability index  $\beta$  obtained using the load factors proposed in this study gives place to similar levels of probability of failure regardless of the load ratio  $r_c$ , which can be observed in Figures 15(b), 15(c), and 15(d), corresponding to the limit states of shear, torsion, and compression plus bending, respectively.

### 9. Conclusions

- (1) The values of  $\beta$  implicit in structural sections designed for different limit states in accordance with the Mexico City Building Code (RCDF-04) were reviewed. For the cases analyzed, it is concluded that the reliability indexes of the RCDF-04 are consistent for the limit states analyzed, which means brittle failure modes are of more safety than ductile failure modes.
- (2) It is proposed that the next version of the Mexico City Building Code changes the load factor combination values corresponding to dead load and live load. The proposal is to use  $\gamma_D = 1.3$  and  $\gamma_L = 1.5$  instead of  $\gamma_D = 1.4$  and  $\gamma_L = 1.4$ .
- (3) The load combination factors recommended in this study have the following advantages.
  - (i) The reliability of structures is nearly uniform for different load ratios when using the proposed combination; however, when using the combination of  $\gamma_D = 1.4$  and  $\gamma_L = 1.4$  the structural reliability tends to decrease as the values of load ratios  $r_c$  (high live load) decrease, which is undesirable.
  - (ii) The factor combination proposed here gives more importance to the variable actions (live load) by means of the factor 1.5 than the factor 1.4 which is now recommended by RCDF-04.

### Conflict of Interests

The authors declare that there is no conflict of interests regarding the publication of this paper.

### Acknowledgments

The authors wish to thank R. Meli, L. Esteva, and C. J. Mendoza for their valuable comments during the development of the study. The observations and suggestions made by G. Aguilar Ramos, J. M. Rioboó Martin, O. González Cuevas, and J. C. Arce Rioboó are also appreciated. The scholarship given by El Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología to the first author is appreciated. This study was financed by Secretaría de Obras y Servicios del Gobierno del Distrito



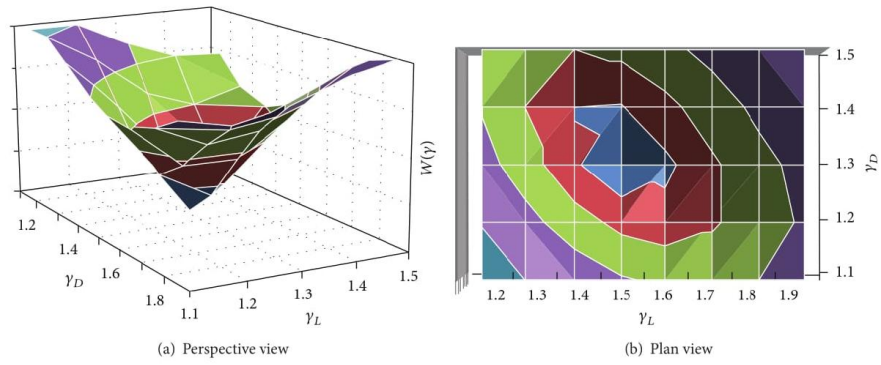


FIGURE 14: Calculation of optimal load factors.

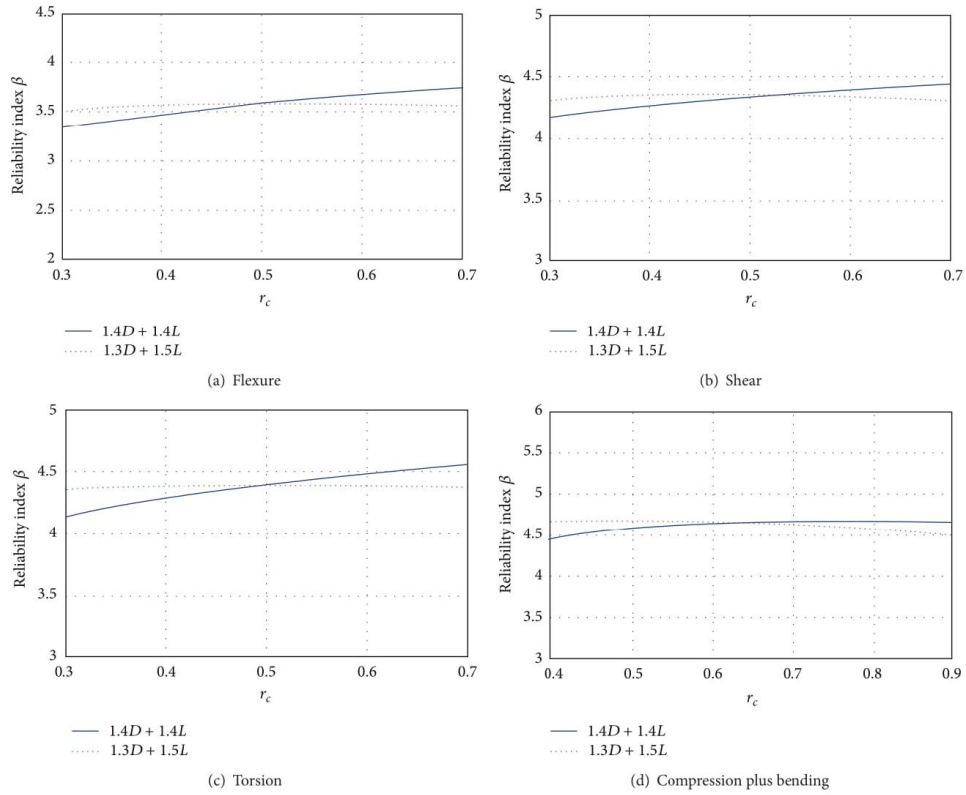


FIGURE 15: Reliabilities obtained with the  $\gamma$  combination recommended by RCDF-04 and with the  $\gamma$  combination proposed in this study.

Federal and by Universidad Nacional Autónoma de México under Project PAPPIT-IN102114.

## References

- [1] S. E. Ruiz, "Evaluating seismic reliability of building structures," in *Earthquake Engineering. Honoring Luis Esteva*, ISBN, J. J. Pérez Gavilán, Ed., pp. 555–574, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2006.
- [2] E. Rosenblueth, "Code specification of safety and serviceability," in *Proceedings of the International Conference on Planning and Design of Tall Buildings*, Technical committee 10, pp. 23–51, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, 1972.
- [3] C. A. Cornell, "A probability-based structural code," *ACI Journal*, vol. 66, no. 12, pp. 974–985, 1969.
- [4] N. C. Lind, "Deterministic formats for the probabilistic design of structures," in *An Introduction to Structural Optimization*, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Canada, 1969.
- [5] M. K. Ravindra, A. C. Heany, and N. C. Lind, "Probabilistic evaluation of safety factors," in *Proceedings of the LABSE Symposium*, pp. 35–46, London, UK, 1969.
- [6] T. V. Galambos and M. K. Ravindra, "Tentative load and resistance factor design criteria for steel buildings," Research Report 18, Structural Division, Washington University, St. Louis, Mo, USA, 1973.
- [7] J. G. MacGregor, "Load and resistance factors for concrete design," *ACI Journal*, vol. 80, no. 4, pp. 279–287, 1983.
- [8] C. A. Cornell, "Calculating building seismic performance reliability: a basis for multilevel design norms," in *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper 2122, pp. 5707–5712, 1996.
- [9] C. A. Cornell, F. Jalayer, R. O. Hamburger, and D. A. Foutch, "Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines," *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 4, pp. 526–533, 2002.
- [10] D. M. Frangopol, "Structural optimization using reliability concepts," *Journal of Structural Engineering*, vol. 111, no. 11, pp. 2288–2301, 1985.
- [11] S. A. Burns, *Recent Advances in Optimal Structural Design*, ASCE, Reston, Va, USA, 2002.
- [12] Y. K. Wen, "Reliability and performance-based design," *Structural Safety*, vol. 23, no. 4, pp. 407–428, 2001.
- [13] L. Esteva, "Design general," in *Design of Earthquake Resistant Structures*, E. Rosenblueth, Ed., Pentech Press, 1980.
- [14] M. K. Ravinda and N. C. Lind, "Theory of structural code calibration," *Journal of Structural Division ASCE*, vol. 99, pp. 541–553, 1973.
- [15] T. V. Galambos, B. Ellingwood, J. G. MacGregor, and C. A. Cornell, "Probability based load criteria: assessment of current design practice," *Journal of Structural Division ASCE*, vol. 108, no. 5, pp. 959–977, 1982.
- [16] B. Ellingwood, J. G. MacGregor, T. V. Galambos, and C. A. Cornell, "Probability based load criteria: load factors and load combinations," *Journal of Structural Division ASCE*, vol. 108, no. 5, pp. 978–997, 1982.
- [17] P. Thoft-Christensen and M. B. Baker, *Structural Reliability Theory and Its Applications*, Springer, 1982.
- [18] A. S. Nowak and M. Szerszen, "Calibration of design code for buildings (ACI 318): part 1—statistical models for resistance," *ACI Structural Journal*, vol. 100, no. 3, pp. 377–382, 2003.
- [19] M. Szerszen and A. S. Nowak, "Calibration of design code for buildings (ACI 318): part 2—reliability analysis and resistance factors," *ACI Structural Journal*, vol. 100, no. 3, pp. 383–391, 2003.
- [20] A. C. Cornell, "A Probability-based structural code," *ACI Journal Proceedings*, vol. 66, no. 12, pp. 974–985, 1969.
- [21] "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal," Official Bulletin of the Federal District Department II, Mexico City, October 2004, (Spanish).
- [22] AISC, *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill, USA, 3rd edition, 2001.
- [23] R. Y. Rubinstein and D. P. Kroese, *Simulation and the Monte Carlo Method*, Wiley Series in Probability and Statistics, John Wiley & Sons, Hoboken, NJ, USA, 2nd edition, 2007.
- [24] S. A. Mirza and J. G. MacGregor, "Variability of mechanical properties of reinforcing bars," *Journal of the Structural Division*, ASCE, vol. 105, no. 5, pp. 921–937, 1979.
- [25] R. Meli, "Statistical study of reinforced concrete structures in Mexico City," Internal Report, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Mexico City, Mexico, 1985.
- [26] S. E. Ruiz and A. Soriano, "Design live loads for office buildings in Mexico and the United States," *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, no. 6, pp. 816–822, 1997.
- [27] R. Meli, *Basis for Structural Design Criteria of the Building Code of Mexico City*, vol. 375, Bulletin of Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Mexico City, Mexico, 1976.
- [28] E. Rosenblueth and L. Esteva, "Reliability basis for some Mexican codes," American Concrete Institute, Paper SP 3–1, 1–41, 1972.
- [29] Y. K. Wen, "Reliability-based design under multiple loads," *Structural Safety*, vol. 13, no. 1-2, pp. 3–19, 1993.
- [30] N. Gayton, A. Mohamed, J. D. Sorensen, M. Pendola, and M. Lemaire, "Calibration methods for reliability-based design codes," *Structural Safety*, vol. 26, no. 1, pp. 91–121, 2004.
- [31] J. M. Villanueva and R. Meli, *Análisis Estadístico de Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Producidos en México*, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Mexico City, Mexico, 1984.
- [32] S. A. Mirza and J. G. MacGregor, "Variations in dimensions of reinforced concrete members," *Journal of the Structural Division*, ASCE, vol. 105, no. 4, pp. 751–766, 1979.
- [33] A. G. Rangel, *Influencia en la confiabilidad sísmica estructural de las incertidumbres en las propiedades mecánicas de los materiales y en las cargas vivas máximas [M.S. thesis]*, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Instituto de Ingeniería, UNAM, Mexico City, Mexico, 2011.
- [34] S. Mirza and J. G. MacGregor, "Slenderness and strength reliability of reinforced concrete columns," Tech. Rep. 86-S40, ACI Structural Journal, 1989.
- [35] S. E. Ruiz and C. J. Aguilar, "Reliability of short and slender reinforced-concrete columns," *Journal of Structural Engineering*, vol. 120, no. 6, pp. 1850–1865, 1994.
- [36] U. Quast, *Geeignete vereinfachungen für die losung des traglast-problems der ausmittig gedrückten prismatischen stahlbetonst-itze mit rechteckquerschnitt [Ph.D. dissertation]*, Fakultät für Bauingenieurwesen, Technischen Universitiit Carolo-Wilhelmina, Braunsweig, Germany, 1970.

## ANEXO B

### DISEÑO SÍSMICO PRELIMINAR DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO USANDO REDES NEURONALES ARTIFICIALES

Juan Bojórquez Mora<sup>1</sup>, Dante Tolentino<sup>2</sup>, Sonia E. Ruiz<sup>1</sup> y Edén Bojórquez<sup>4</sup>

#### RESUMEN

Se presenta una aplicación de las Redes Neuronales Artificiales (RNA) para el pre-diseño sísmico de edificios de concreto reforzado. Se entrenan dos modelos de RNA. El primer modelo corresponde a edificios con 8 a 12 niveles, y el segundo a edificios con 4 a 7 niveles, ubicados en el suelo blando de la Ciudad de México. Se usan modelos de RNA con alimentación “hacia adelante” y con un algoritmo de aprendizaje de retroalimentación. Se comparan los diseños de edificios obtenidos mediante RNA con diseños realizados de manera convencional (siguiendo las especificaciones vigentes del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal), y se obtienen diferencias máximas del orden de 15% a nivel de elementos estructurales, por lo que se aceptan los modelos de RNA propuestos.

**Palabras clave:** redes neuronales artificiales, edificios de concreto reforzado, diseño sísmico, soluciones numéricas.

#### ABSTRACT

An application of Artificial Neural Networks (ANN) for the seismic design of reinforced concrete buildings is presented. Two models of ANN were trained. The first model corresponds to buildings designed for 8 -12 stories and the second model for 4 - 7 stories. The buildings are

---

<sup>1</sup> Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Circuito Interior, Ciudad Universitaria, Coyoacán, México, D.F., CP. 04510, México, DF. [JBojorquezM@iingen.unam.mx](mailto:JBojorquezM@iingen.unam.mx), [SRuizG@iingen.unam.mx](mailto:SRuizG@iingen.unam.mx)

<sup>2</sup> Sección de Estudios de Posgrado e Investigación, ESIA Zacatenco, Instituto Politécnico Nacional, Gustavo A. Madero C.P. 07320, México, DF. [dtolentinolsro@gmail.com](mailto:dtolentinolsro@gmail.com)

<sup>3</sup> Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Sinaloa, Culiacán, Sinaloa, México. [eden\\_bmseg@hotmail.com](mailto:eden_bmseg@hotmail.com)

located in soft soil of the valley of Mexico. The Feed-Forward Backpropagation network is used for the ANN models. Two models designed by means of ANN were compared with those obtained with the conventional design way. As a result of a comparative analysis, maximum differences around 15% were found in the structural elements; therefore, the proposed ANN models are accepted.

**Keywords:** Artificial Neural Networks, reinforced concrete structures, seismic design, numerical solutions.

### RESUMO

Apresenta-se uma aplicação das Redes Neurais Artificiais (RNA) para o desenho sísmico de edifícios de concreto reforçado. São testados dois modelos de RNA. O primeiro modelo corresponde a edifícios de 8 a 12 andares e o segundo, a edifícios de 4 a 7 andares, localizados no solo brando da Cidade do México. São utilizados modelos de RNA com alimentação “para frente” e com um algoritmo de aprendizagem de retroalimentação. Os desenhos de edifícios obtidos mediante RNA são comparados a desenhos realizados de maneira convencional (seguindo as especificações vigentes do Regulamento de Construções do Distrito Federal), e se obtém diferenças máximas da ordem de 15% ao nível de elementos estruturais, por tanto são aceitos os modelos de RNA propostos.

**Palavras chave:** redes neurais artificiais, edifícios de concreto reforçado, projeto sísmico, soluções numéricas.

### 1. INTRODUCCIÓN

El diseño de una estructura implica un proceso iterativo en el cual el ingeniero estructurista ofrece un diseño que se analiza y revisa con las normas establecidas por cierto código de construcción. Lo ideal sería que el primer diseño propuesto cumpliera con todas las regulaciones; sin embargo, en general el ingeniero estructurista tiene que proponer un nuevo diseño y someterlo al proceso de análisis y diseñarlo nuevamente hasta que éste cumpla con las especificaciones establecidas por el código. Este proceso puede llegar a ser lento. Una solución para reducir las iteraciones y el tiempo requerido para el proceso de diseño es mediante el entrenamiento de una



red neuronal (la cual requiere cierta cantidad de diseños previamente elaborados) para poder proponer un nuevo diseño (que se basará en un entrenamiento previo).

La aplicación de las redes neuronales es muy amplia y puede dar respuesta a problemas que tienen soluciones no lineales y complejas. En los últimos años las Redes Neuronales Artificiales (RNA) han sido utilizadas por un gran número de investigadores en ingeniería para la predicción del comportamiento, la confiabilidad, y la optimización de estructuras. Por ejemplo, Papadrakakis *et al.*, (1996, 2002) utilizan un modelo de red neuronal para la optimización basada en la confiabilidad de sistemas estructurales complejos; Hurtado y Álvarez (2002) aplican diferentes tipos de redes neuronales como dispositivos numéricos para la evaluación de la confiabilidad de sistemas estructurales; Cardoso *et al.*, (2007) utilizan una metodología para calcular la probabilidad de falla de una estructura mediante la combinación de RNAs y simulación de Montecarlo. Un estudio de confiabilidad sísmica utilizando datos experimentales y RNA fue propuesto por Jansen y Foschi (2004); por otro lado, Möller *et al.*, (2009) utilizan un modelo de RNA para optimizar el costo total estructural considerando la confiabilidad estructural asociada a diferentes estados límite; y Lautour y Omenzetter (2009) aplicaron una RNA para la predicción de daños estructurales inducidos por sismos. Serkan *et al.* (2015) propusieron un modelo para predecir la capacidad a la torsión del acero de refuerzo en vigas de concreto reforzado; y Chin-Sheng y I-Cheng (2014) desarrollaron un programa de cómputo que se utiliza para el diseño de marcos planos de concreto reforzado utilizando RNA.

En el presente trabajo se presenta la formulación de dos modelos de RNA para el pre-diseño de edificios compuestos a base de marcos de concreto reforzado. Para entrenar los modelos de RNA se utilizan dos bases de datos compuestas por 50 y por 40 diseños de edificios regulares con 8 a 12 niveles, y con 4 a 7 niveles, respectivamente. Los edificios se suponen ubicados en el valle de México (Zona IIIb) y se diseñan de acuerdo con las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF, 2004). Se presenta un ejemplo de aplicación donde se comparan dos diseños obtenidos a través de RNA versus diseños similares realizados de manera convencional.

## 2. CONCEPTOS GENERALES SOBRE REDES NEURONALES ARTIFICIALES

Una Red Neuronal Artificial (RNA) es un modelo matemático o modelo computacional inspirado por la estructura y aspectos funcionales de redes neuronales biológicas. Éstas están conformadas por un gran número de elementos de procesamiento altamente interconectados llamados neuronas, las cuales están conectadas a otras neuronas a través de una señal de peso (sinapsis), las entradas son las dendritas y el resultado es el axón. De manera similar, la RNA necesita un proceso de aprendizaje para establecer relaciones entre las variables que definen un fenómeno específico. El poder de procesamiento de una RNA se debe a su estructura distribuida en paralelo, y su capacidad de aprender de ejemplos que se presentan a la RNA para su entrenamiento. Cuando una red neuronal artificial se entrena correctamente puede generalizarse, lo que significa que la RNA aprendió el mapeo completo para la solución de un problema; es decir, la RNA será capaz de predecir una respuesta correcta para un caso que no fue utilizado para su entrenamiento. Existen diversas topologías propuestas por diferentes autores para definir la estructura de la RNA (Specht, 1991). En este trabajo se utiliza el Feed-forward Perceptrón Multicapa (PM) (Shepherd, 1997) debido a que los problemas de ingeniería civil son del tipo exacto, es decir una entrada tiene una salida. Este tipo de red es suficiente para la mayoría de problemas de ingeniería, (Hegazy *et al.* 1994), la topología se configuró con una sola capa oculta comenzando con dos a seis neuronas para generar el menor error y evitar el exceso de entrenamiento. La arquitectura de la PM comienza con una capa de entrada que está conectada a una capa oculta; este puede ser conectado a otra capa oculta o directamente a la capa de salida. Debido a que el flujo de información es siempre desde la capa de entrada a la capa de salida, la salida de una capa es siempre la entrada de la siguiente capa, como se ilustra en la figura 1.

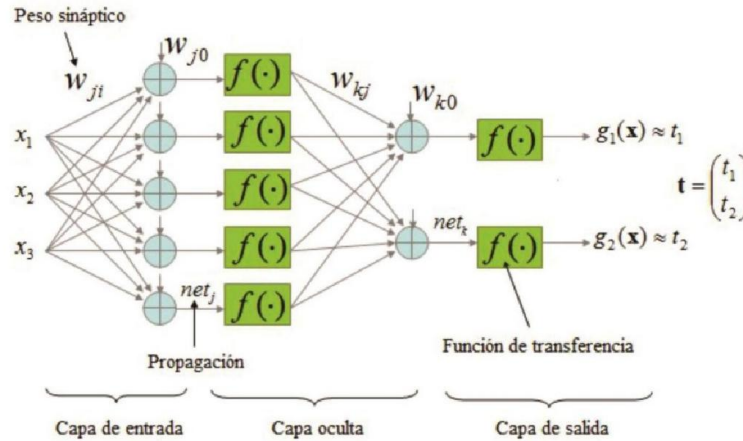


Fig. 1: Perceptrón multicapa con alimentación hacia adelante

## 2.1 ALGORITMO DE ENTRENAMIENTO, PROPAGACIÓN “HACIA ATRÁS”

En el contexto de las redes neuronales el aprendizaje puede ser visto como el proceso de ajuste de los parámetros libres de la red (Yao, 1995). Partiendo de un conjunto de pesos sinápticos aleatorio, el proceso de aprendizaje busca un conjunto de pesos que permitan a la red desarrollar correctamente una determinada tarea. El proceso de aprendizaje es un proceso iterativo, en el cual se va refinando la solución hasta alcanzar un nivel de operación suficientemente bueno. La mayoría de los métodos de entrenamiento utilizados en las redes neuronales con alimentación hacia delante consisten en proponer una función de error que mida el rendimiento actual de la red en función de los pesos sinápticos. El objetivo del método de entrenamiento es encontrar el conjunto de pesos sinápticos que minimizan la función. El método de optimización proporciona una regla de actualización de los pesos que en función de los patrones de entrada modifica iterativamente los pesos hasta alcanzar el punto óptimo de la red neuronal. Existen diversos métodos para entrenar a una red neuronal artificial, cómo por ejemplo: Hebbiano, estocástico, evolutivo o Back-propagation. En el presente estudio se utiliza el algoritmo de propagación “hacia atrás” (“Back-propagation”, en inglés), propuesto por Rumelhart y McClelland (1986). Se trata de un algoritmo en el que la señal viaja en un solo sentido, y es comúnmente utilizado para

el entrenamiento de RNAs con aplicación en ingeniería civil. El algoritmo consta de los siguientes pasos (ver figura 1):

Se define un vector de entrada  $[x_1, x_2, \dots, x_i]$  para  $i$  neuronas de la primera capa.

La información que llega a todas la neuronas de la segunda capa se calcula por medio de una regla de propagación, como sigue:

$$net_j = \sum_{i=1}^j w_{ji} x_i \quad (1)$$

1. Se aplica una función de transformación a la entrada total de cada neurona  $j$  de la segunda capa,  $j=1, 2, \dots, m$ .

$$y_m = f_m(net_j) \quad (2)$$

donde el subíndice  $m$  representa la posibilidad de tener diferentes funciones de transformación para cada neurona.

2. Se calcula la entrada y salida de la tercera capa como sigue:

$$net_k = \sum_{m=1}^k w_{kj} y_m \quad (3)$$

$$g(x) = f_n(net_k) \quad (4)$$

3. Se estima el error entre la salida de datos ( $t$ ) y el estimado por la red ( $g(x)$ ) como sigue:

$$\delta_n = g(x) - t \quad (5)$$

4. Se minimiza el error medio cuadrático (EMC) de la capa de salida ( $\varepsilon$ ) y se calcula como:

$$\varepsilon = \frac{1}{2} \sum_{n=1}^N \delta_n^2 \quad (6)$$

5. Se busca el mínimo de la función de error en la dirección negativa del gradiente. Los pesos de la capa oculta en el paso de aprendizaje  $t+1$  se pueden calcular mediante la adición de un

diferencial del gradiente negativo a los pesos calculados en el paso  $t$ . Esto se representa como sigue:

$$w_{ji}[t+1] = w_{ji}[t] + \Delta w_{ji} \quad (7)$$

donde  $w$  es el vector de pesos,  $\Delta w_{ji}$  es la variación del peso en términos de la pendiente de la función de error. Después de aplicar esta técnica a la capa de salida se puede calcular la actualización de los pesos que conectan a las otras capas de forma similar.

8. El proceso se repite con nuevos pares de entrada y salida ( $x, t$ ), hasta que el error es aceptable de acuerdo con la precisión requerida.

### 3. MODELO DE RED NEURONAL ARTIFICIAL

La arquitectura de un modelo de RNA se conforma principalmente de los siguientes parámetros: 1) de entrada, 2) de salida, 3) regla de propagación, y 4) regla de entrenamiento. En el presente estudio se consideran las dos redes neuronales con propagación “hacia atrás” y retroalimentación multicapa.

El vector de neuronas en la capa de entrada contiene las características generales del edificio (número de crujiás y de niveles, espaciamiento entre las crujiás), y el vector de neuronas en la capa de salida contiene los parámetros de salida del diseño del edificio.

Aquí se considera una función de activación de tipo sigmoideal para la capa oculta y una función de tipo lineal para la capa de salida en ambos modelos. La importancia de la función sigmoideal radica en que toma valores de entrada que pueden estar entre más y menos infinito, y restringe la salida a valores entre cero y uno de tal forma que no importa las unidades de entrada ya que está función las normaliza, su ecuación es como sigue:

$$f(x) = \frac{1}{1 + e^{-x}} \quad (8)$$

La función de transferencia lineal o identidad equivale a no aplicar una función de salida, ya que como su nombre lo indica, se trata de una línea recta y por ello no afecta la entrada neta de cada nodo. Las unidades de salida de la red quedan inalteradas y por lo tanto ya no es necesario convertirlas.

La primera red que aquí se formula (modelo 1) es para el diseño de edificios de 8 a 12 niveles con 3 a 5 crujiás en dirección X, y con 3 a 5 en dirección Y. La segunda red (modelo 2) es para el diseño de edificios de 4 a 7 niveles con 3 a 5 crujiás en dirección X, y con 3 a 5 crujiás en dirección Y. Es necesario utilizar dos modelos de RNA porque el número de salidas que tienen los edificios de 8 a 12 niveles es diferente al número de salidas que tienen los edificios de 4 a 7 niveles, es decir las secciones se agrupan y se distribuyen en la altura de los edificios, los edificios más altos tienen más secciones que los edificios pequeños. En la figura 2 se presenta un esquema general de la distribución de las secciones en la altura de los edificios.

### 3.1 PARÁMETROS DE ENTRADA

Los parámetros de entrada se refieren a las características estructurales que definen la forma del edificio a diseñar (ej. número de niveles, crujiás, etc.). De acuerdo con lo anterior, en este estudio se definen 5 neuronas para la capa de entrada. Estas son: 1) número de crujiás en la dirección X, 2) número de crujiás en la dirección Y, 3) número niveles, 4) espaciamiento entre la crujiá en la dirección X, y 5) espaciamiento entre crujiás en la dirección Y. Estos parámetros se definen como  $B_x$ ,  $B_y$ ,  $S_L$ ,  $S_x$  y  $S_y$ , respectivamente (ver figura 2).

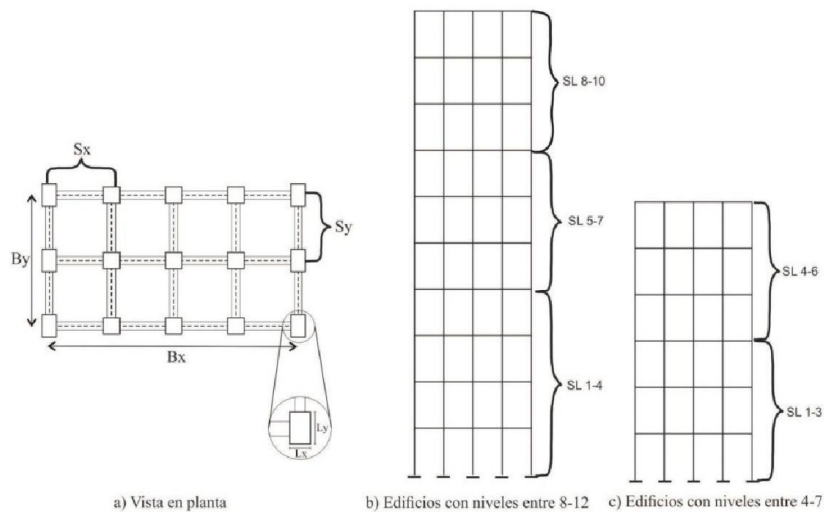


Fig. 2a b y c: Parámetros de entrada

En la figura 2a y b muestran los parámetros de entrada para el modelo 1 de RNA que comprende el diseño de edificios de 8 a 12 niveles (modelo 1), y en la figura 2a y c se muestran los parámetros de entrada para el modelo 2 de RNA (edificios de 4 a 7 niveles). Se hace notar que el parámetro SL (número de niveles) esta seccionado tres veces en la figura 2 b (SL 1-4, SL 5-7 y SL 8-10), y dos veces en la figura 2c (SL1-3 y SL 4-6), esto se debe a que se considera la misma geometría en vigas y columnas para esos niveles. En las tablas 1 y 2 se muestran los intervalos de los parámetros de entrada para la primera y para la segunda RNA, respectivamente.

<b>Tabla 1: Parámetros de entrada para la primera RNA</b>	
<b>PARÁMETRO DE ENTRADA (MODELO 1)</b>	<b>INTERVALO</b>
Número de crujías en dirección X (Bx)	3 a 5
Número de crujías en dirección Y (By)	3 a 5
Niveles (SL)	8 a 12
Espaciamiento entre crujías en dirección X (Sx)	5 a 10 (m)
Espaciamiento entre crujías en dirección Y (Sy)	5 a 10 (m)

<b>Tabla 2: Parámetros de entrada para la segunda RNA</b>	
<b>PARÁMETRO DE ENTRADA (MODELO 2)</b>	<b>INTERVALO</b>
Número de crujías en dirección X (Bx)	3 a 5
Número de crujías en dirección Y (By)	3 a 5
Niveles (SL)	4 a 7
Espaciamiento entre crujías en dirección X (Sx)	5 a 10 (m)
Espaciamiento entre crujías en dirección Y (Sy)	5 a 10 (m)

### 3.2 PARAMETROS DE SALIDA

Los parámetros de salida se refieren a la geometría de secciones (vigas y columnas), área de acero requerido a flexión y separación de estribos. En lo que sigue se definen los parámetros de salida.

#### 3.2.1 VIGAS

En este estudio las vigas se definen por su geometría, acero longitudinal requerido a compresión y tensión en los extremos y al centro del elemento (ver figura 3). Se consideran estribos con diámetro de 0.95 cm (3/8"). En la tabla 3 se muestran los parámetros considerados para las vigas.

<b>Tabla 3: Parámetros considerados en el diseño de vigas</b>	
<b>PARÁMETRO</b>	<b>UNIDADES</b>
$b$ : Base	(cm)
$h$ : Altura	(cm)
$As_e$ : Área de acero longitudinal a compresión en el extremo del elemento	(cm <sup>2</sup> )
$As'_e$ : Área de acero longitudinal a tensión en el extremo del elemento	(cm <sup>2</sup> )
$As_c$ : Área de acero longitudinal a compresión en el centro del elemento	(cm <sup>2</sup> )
$As'_c$ : Área de acero longitudinal a tensión en el centro del elemento	(cm <sup>2</sup> )
$se$ : Separación de estribos en el extremo del elemento	(cm)
$sc$ : Separación de estribos en el centro del elemento	(cm)

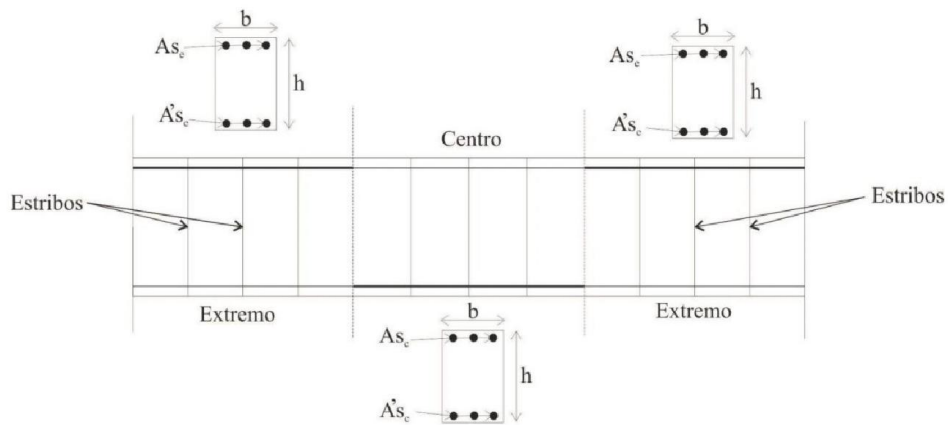


Fig. 3: Parámetros de salida en vigas

### 3.2.2 COLUMNAS

Las columnas están definidas por cuatro parámetros: base ( $L_x$ ), altura ( $L_y$ ), acero de refuerzo longitudinal ( $\rho_{col}$ ) y separación de estribos ( $s_{col}$ ). En la tabla 4 se muestran los parámetros de salida para las columnas.



Tabla 4: Parámetros de salida para columnas	
PARÁMETRO	UNIDADES
$L_x$ : Base	(cm)
$L_y$ : Altura	(cm)
$As_{col}$ : Área de acero longitudinal	(cm <sup>2</sup> )
$s_{col}$ : Separación de estribos	(cm)

En la figura 4 se muestra un ejemplo del vector de entrada y de salida para: a) el modelo 1 que comprende edificios entre 8 y 12 niveles, y b) el modelo 2 que corresponde a edificios entre 4 y 7 niveles.

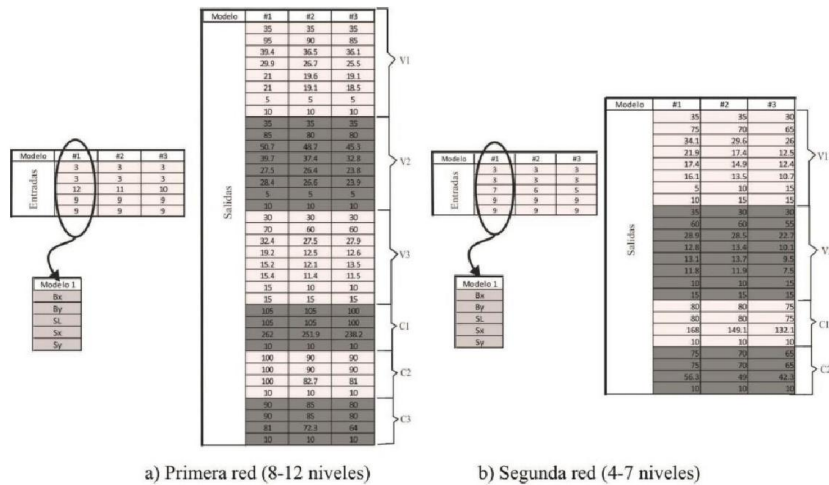


Fig. 4: Vectores de entrada y de salida

#### 4. CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS

Se diseñaron 90 edificios de concreto reforzado de los cuales 50 diseños corresponden a edificios de 8 a 12 niveles, y 40 a edificios de 4 a 7 niveles. Los diseños se realizaron de acuerdo con los requerimientos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) y a sus Normas Técnicas Complementarias (NTC, 2004). En los diseños se revisaron los estados límites de colapso y de servicio, así como lo establecido en el Apéndice A del RCDF-2004. Se

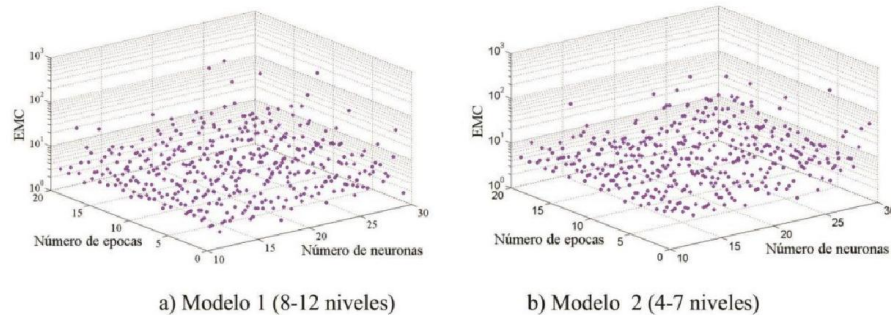
consideran ubicados en la zona IIIb del valle de México. Los edificios se diseñaron considerando  $f'c = 2500 \text{ ton/m}^2$ , un factor de comportamiento sísmico  $Q=3$ , y su uso es para oficinas. No se consideraron los efectos de interacción suelo-estructura.

### 5. ARQUITECTURAS Y FASE DE ENTRENAMIENTO

El entrenamiento de la red se llevó a cabo de la siguiente manera: 1) se genera de forma aleatoria la arquitectura de RNA (número de neuronas, capas, funciones de entrenamiento y pesos sinápticos), 2) se presentan a la RNA los pares de entrenamientos de entradas y salidas (con base en información de edificios previamente diseñados), 3) los resultados obtenidos por la RNA se comparan con los resultados “reales” y se estima el error medio cuadrático (EMC), 4) se propone una nueva arquitectura de la RNA (número de neuronas, capas, funciones de entrenamiento y pesos sinápticos utilizando el algoritmo “Back-propagation”), y 5) finalmente se prueban todas las arquitecturas de la RNA para ver cuál de ellas da lugar a un menor porcentaje de error. En este estudio se probaron diferentes arquitecturas con la finalidad de encontrar el mejor modelo de RNA, para ello se utilizó el programa Matlab 2014. El formato para los arreglos de cada arquitectura se muestran en la tabla 5 y se describen con la forma:  $I \times H1 \times H2 \times \dots \times Hn \times O$ , donde  $I$  representa el número de neuronas en la capa de entrada;  $H_i$  representa el número de neuronas en la  $i$ -ésima capa oculta;  $O$  el número de neuronas en la capa de salida. Se entrenó un total de 55 arquitecturas de RNA con diferente número de neuronas en la capa oculta. En la tabla 5 se muestran algunos de los modelos que se utilizaron. La tabla 5 también muestra el error medio cuadrático (EMC, ver ecuación 6) correspondiente a cada arquitectura.

8-12 niveles		4-7 niveles	
Arquitectura	EMC	Arquitectura	EMC
5x15x36	2.29	5x13x24	2.33
5x18x36	2.42	6x16x24	2.14
5x20x36	2.17	6x21x24	1.99
5x22x36	2.79	6x25x24	2.45
5x28x36	2.13	6x30x24	1.87

En la tabla 5 se puede observar que algunos modelos resultan con un mayor error medio cuadrático (EMC) en la fase de entrenamiento en comparación con modelos con menos neuronas en la capa oculta; sin embargo, estos modelos generaron un error total mayor en la fase de prueba. Una de las consideraciones más importantes para la elección de la mejor red fue el rendimiento, es decir, el *número de épocas o iteraciones* en donde se encuentra el menor EMC. En la figura 5 se muestran los resultados obtenidos con diferentes arquitecturas (número de neuronas en la capa oculta), cada una de las arquitecturas fue entrenada 20 veces (épocas), en el eje vertical se muestra el EMC y en los horizontales el número de épocas y de neuronas en la capa oculta, respectivamente. Para el modelo 1 se encontró el mínimo error medio cuadrático en 13 épocas, y para el modelo 2 en 7 épocas (ver figura 5). La arquitectura final para el modelo 1 corresponde al 5:21:26, es decir, 5 entradas, 21 neuronas en la capa oculta y 36 neuronas en la capa de salida, con función de transferencia *tansig* en la capa oculta, y función de transferencia *identidad* en la capa de salida. Para el modelo 2 la arquitectura final de la RNA es 5:25:24, considerando las mismas funciones de transferencia en la capa oculta y salida, respectivamente.



**Fig. 5: Variación del EMC con el número de neuronas y épocas**

## 6. VALIDACIÓN DE LOS MODELOS DE RNA

En lo que sigue se diseñan dos edificios de concreto reforzado con las RNA propuestas. Se hace la aclaración que los edificios por diseñar no fueron utilizados en la RNA en la fase de entrenamiento. El primer edificio (correspondiente al modelo 1) tiene 10 niveles con 4 crujiás en dirección X, y 4 crujiás en dirección Y. El espaciamiento de las crujiás en ambas direcciones es de 7.5 m, los edificios poseen un altura de entrepiso de 4 m. De acuerdo a lo anterior, el vector de

entrada para el modelo 1 es [4 4 10 7.5 7.5], y el vector de entrada para el segundo edificio por diseñar (correspondiente al modelo 2) es [4 3 6 6.5 7.5]. Los resultados del diseño obtenido a partir de los modelos de RNA para los dos modelos se muestran en las tablas 6 y 7.

<b>Tabla 6: Resultados de la RNA para el modelo 1</b>								
<b>Elemento viga</b>								
Nivel	Parámetro	Valor	Nivel	Parámetro	Valor	Nivel	Parámetro	Valor
1-4	$b$ (cm)	29.8	5-7	$b$ (cm)	29.7	8-10	$b$ (cm)	30.3
	$h$ (cm)	75.3		$h$ (cm)	66.5		$h$ (cm)	54.8
	$As_e$ (cm <sup>2</sup> )	32.3		$As_e$ (cm <sup>2</sup> )	33.8		$As_e$ (cm <sup>2</sup> )	21.8
	$As'_e$ (cm <sup>2</sup> )	26.2		$As'_e$ (cm <sup>2</sup> )	26		$As'_e$ (cm <sup>2</sup> )	12.1
	$As_c$ (cm <sup>2</sup> )	7.81		$As_c$ (cm <sup>2</sup> )	7.75		$As_c$ (cm <sup>2</sup> )	3.95
	$As'_c$ (cm <sup>2</sup> )	10.3		$As'_c$ (cm <sup>2</sup> )	10.1		$As'_c$ (cm <sup>2</sup> )	6.55
	$se$ (cm)	4.9		$se$ (cm)	4.73		$se$ (cm)	9.81
	$sc$ (cm)	9.97		$sc$ (cm)	9.92		$sc$ (cm)	14.7
<b>Elemento columna</b>								
Nivel	Parámetro	Valor	Nivel	Parámetro	Valor	Nivel	Parámetro	Valor
1-4	$L_x$ (cm)	81.3	5-7	$L_x$ (cm)	75.7	8-10	$L_x$ (cm)	69.5
	$L_y$ (cm)	79.7		$L_y$ (cm)	75.7		$L_y$ (cm)	69.5
	$As_{col}$ (cm <sup>2</sup> )	173		$As_{col}$ (cm <sup>2</sup> )	58		$As_{col}$ (cm <sup>2</sup> )	48
	$s_{col}$ (cm)	10		$s_{col}$ (cm)	10		$s_{col}$ (cm)	10

<b>Tabla 7: Resultados de la RNA para el modelo 2</b>					
<b>Elemento viga</b>					
Nivel	Parámetro	Valor	Nivel	Parámetro	Valor
1-3	$b$ (cm)	27.7	4-6	$b$ (cm)	26.9
	$h$ (cm)	53		$h$ (cm)	43.4
	$As_e$ (cm <sup>2</sup> )	17.7		$As_e$ (cm <sup>2</sup> )	18.9
	$As'_e$ (cm <sup>2</sup> )	10.1		$As'_e$ (cm <sup>2</sup> )	7.56
	$As_c$ (cm <sup>2</sup> )	8.04		$As_c$ (cm <sup>2</sup> )	6.88
	$As'_c$ (cm <sup>2</sup> )	7.40		$As'_c$ (cm <sup>2</sup> )	6.53
	$se$ (cm)	11.5		$se$ (cm)	11

**Tabla 7: Resultados de la RNA para el modelo 2**

Elemento viga					
Nivel	Parámetro	Valor	Nivel	Parámetro	Valor
	$sc (cm)$	18.7		$sc (cm)$	17.7
Elemento columna					
Nivel	Parámetro	Valor	Nivel	Parámetro	Valor
1-3	$L_x (cm)$	58.8	4-6	$L_x (cm)$	54.6
	$L_y (cm)$	78.7		$L_y (cm)$	68.5
	$As_{col} (cm^2)$	8.1		$As_{col} (cm^2)$	27.5
	$s_{col} (cm)$	10.0		$s_{col} (cm)$	9.07

Con la finalidad de validar los dos diseños que resultaron de los modelos 1 y 2 de RNA, se realizó el análisis y diseño de los mismos edificios con el programa de computo ECOgcw (2014). En la tabla 8 se comparan dos diseños (obtenidos con ECO y con RNA) y se menciona el porcentaje de error entre ambos.

**Tabla 8: Comparativa entre los diseños obtenidos con la RNA y ECO**

Modelo 1				Modelo 2					
Nivel	ECO	RNA	Error (%)	Nivel	ECO	RNA	Error (%)		
	$b (cm)$	30	29.7	0.9	$b (cm)$	25	27.7	-10.8	
	$h (cm)$	75	75.1	-0.1	$h (cm)$	55	53.0	3.6	
	$As_e (cm^2)$	32.7	32.3	1.4	$As_e (cm^2)$	15.8	17.7	-12.2	
1-4	$As'_e (cm^2)$	26.7	26.2	1.9	1-3	$As'_e (cm^2)$	7.2	7.1	2.1
viga	$As_c (cm^2)$	7.7	7.8	-1.4	viga	$As_c (cm^2)$	7.3	8.0	-10.1
	$As'_c (cm^2)$	10.2	10.3	-1.2		$As'_c (cm^2)$	6.5	7.4	-13.8
	$se (cm)$	5	4.9	2.2		$se (cm)$	10	11.5	-14.7
	$sc (cm)$	10	10.0	0.3		$sc (cm)$	20	18.7	6.5
	$b (cm)$	30	29.7	1.0		$b (cm)$	25	26.9	-7.7
5-8	$h (cm)$	65	66.5	-2.3	4-6	$h (cm)$	45	43.1	4.2
viga	$As_e (cm^2)$	34	33.8	0.7	viga	$As_e (cm^2)$	16.8	18.9	-12.4
	$As'_e (cm^2)$	27.4	26.0	5.0		$As'_e (cm^2)$	7.7	7.6	1.8

	$As_c (cm^2)$	7.9	7.8	1.9		$As_c (cm^2)$	6.8	6.9	-1.2
	$As'_c (cm^2)$	10.5	10.1	4.3		$As'_c (cm^2)$	5	5.5	-10.6
	$se (cm)$	5	4.7	5.4		$se (cm)$	10	11.0	-9.7
	$sc (cm)$	10	9.9	0.8		$sc (cm)$	20	17.8	11.1
	$b (cm)$	30	30.3	-1.1		$L_x (cm)$	55	58.8	-6.9
	$h (cm)$	55	54.8	0.4	1-3	$L_y (cm)$	70	78.7	-12.5
	$As_e (cm^2)$	22	21.8	0.8	col	$As_{col} (cm^2)$	71.6	81.0	-13.2
7-10	$As'_e (cm^2)$	12	12.1	-0.9		$s_{col} (cm)$	10	10.0	0.0
viga	$As_c (cm^2)$	4.7	4.0	<b>15.1</b>		$L_x (cm)$	45	47.6	-5.8
	$As'_c (cm^2)$	6.7	6.6	2.2	4-6	$L_y (cm)$	60	68.5	-14.2
	$se (cm)$	10	9.8	1.9	col	$As_{col} (cm^2)$	33	29.3	11.2
	$sc (cm)$	15	14.7	2.3		$s_{col} (cm)$	15	15.1	-0.5
	$L_x (cm)$	80	81.3	-1.6					
1-4	$L_y (cm)$	80	79.7	0.3					
col	$As_{col} (cm^2)$	173.1	173.1	0.0					
	$s_{col} (cm)$	10	10.0	0.0					
	$L_x (cm)$	75	75.7	-0.9					
5-7	$L_y (cm)$	75	75.7	-0.9					
col	$As_{col} (cm^2)$	57.6	58.0	-0.7					
	$s_{col} (cm)$	10	10.0	0.0					
	$L_x (cm)$	70	69.5	0.7					
8-10	$L_y (cm)$	70	69.5	0.8					
col	$As_{col} (cm^2)$	49	48.0	2.1					
	$s_{col} (cm)$	10	10.0	0.0					

En la tabla 8 se puede observar que la máxima diferencia entre los valores correspondientes al diseño obtenido mediante RNA y el que arroja el programa ECOgcw a nivel de elementos estructurales es de 15 %, y se presenta en el modelo 1. Dado que los porcentajes de error son pequeños, se aceptan los modelos de RNA propuestos.

El presente estudio se sintetiza en programas de cómputo que pueden ser utilizados por cualquier persona que necesite diseñar o pre-dimensionar edificios de concreto reforzado a base de marcos, ubicados en la zona IIIb del valle de México. El Manual del Usuario se presenta en el apéndice A, y el link de descarga del programa es: <http://www.mediafire.com/download/9jyd7d5l6oh8zjs/RNA.mat>

## 7. CONCLUSIONES

Se presenta el uso de las redes Neuronales Artificiales (RNA) como herramienta para el diseño sísmico preliminar de estructuras de concreto reforzado formadas a base de marcos. La RNA predice las dimensiones geométricas, el acero de refuerzo longitudinal en los extremos y en el centro así como la separación de estribos en vigas y columnas.

El uso de redes neuronales como las que aquí se presentan son útiles para diseños de edificios que presentan regularidad en su construcción, como por ejemplo escuelas, conjuntos de departamentos habitacionales, etc.

Como ejemplo de aplicación se hizo el diseño de dos edificios de concreto reforzado correspondientes a cada uno de los dos modelos de RNA propuestos. Se encontraron diferencias máximas del orden de 15 % entre el modelo de RNA y ECO a nivel de elemento estructural.

La ventaja que ofrece el uso de RNA es la rapidez para la predicción del diseño estructural, ya que una vez que es entrenada, solo necesita unos cuantos segundos para arrojar resultados, mientras que en diseño convencional el proceso es iterativo y toma más tiempo.

Los modelos de RNA propuestos en este estudio son aplicables para el diseño de edificios de 4 a 12 niveles ubicados una zona específica (zona IIIb del valle de México); sin embargo, usando la misma metodología es posible proponer distintas RNA que consideren edificios con más niveles y/u otra estructuración, ubicados en distintas zonas sísmicas.

### AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece la beca recibida por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología. Este estudio se realizó con apoyo de la DGAPA-UNAM dentro del proyecto PAPIIT-IN102114.

### REFERENCIAS

- Cardoso, J. B., Almeida, J. R., Dias J. M., Coelho, P. G. (2007), "Structural reliability analysis using Monte Carlo simulation and neural networks", *Advances in Engineering Software*, Vol. 39, No. 6, pp. 505-513.
- Chin-Sheng, K., I-Cheng, Y. (2014), "Optimal design of plane frame structures using artificial neural networks and ratio variables", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 52, No. 4, pp. 739-753.
- Gaceta Oficial del Distrito Federal (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", México, DF.
- Hurtado J. E., Alvarez, D. A. (2002), "Neural network-based reliability analysis: a comparative study", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 191, pp. 113-132.
- Hegazy, T., Fazio, P., Moselhi, O. (1994), "Developing practical neural network applications using backpropagation", *Microcomputers in Civil Engineering*, Vol. 9, No. 2, pp. 145-159.
- Jiansen, Z., Foschi, R. O. (2004), "Performance-based design and seismic reliability analysis using designed experiments and neural networks", *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 19, No.3, pp. 259-267.
- Lautour, O. R., Omenzetter, P. (2009), "Prediction of seismic-induced structural damage using artificial neural networks", *Engineering Structures*, Vol. 31, No. 2, pp. 600-606.
- Möller, O., Foschi, R. O., Quiroz, L. M., Rubinstein, M. (2009), "Structural optimization for performance-based design in earthquake engineering: Applications of neural networks", *Structural Safety*, Vol. 31, No. 6, pp. 490-499.
- Papadrakakis, M., Papadopoulos, V., Lagaros, D. L. (1996), "Structural reliability analysis of elastic-plastic structures using neural networks and Monte Carlo simulation", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 136, pp. 145-163.



- Papadrakakis, M., Lagaros D. L. (2002), "Reliability-based structural optimization using neural networks and Monte Carlo simulation", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 191, pp. 3451-3507.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Diario Oficial de la Federación (2004), México, DF.
- Rumelhart, D. E., McClelland, J. L. (1986), "*Parallel distributed processing. Vol 1: foundations*", MIT Press.
- Serkan, E., Onur, O., Fuad, O. (2015), "Estimation of ultimate torque capacity of the SFRC beams using ANN", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 53, No. 5, pp. 939-956.
- Shepherd, G. M. (1997), "The synaptic organization of the brain", 4a edición, Oxford University Press.
- Specht, D. (1991), "A general regression neural network", *IEEE Transactions on Neural Networks*, Vol. 2, No. 6, pp. 568-576.
- Yao, X. (1995), "Evolutionary Artificial Neural Networks", *Encyclopedia of Computer Science and Technology*, Vol 33, pp. 137-170.

## APÉNDICE A

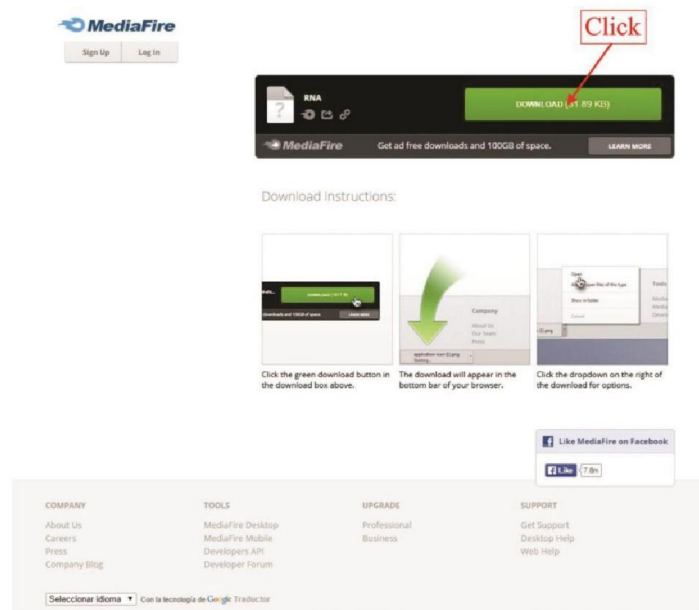
En lo que sigue se ilustra paso a paso el uso de la Red Neuronal Artificial (RNA) propuesta para el diseño de edificios de concreto reforzado ubicados en la zona IIIb de la Ciudad de México. El archivo que contiene el modelo 1 y modelo 2 de la RNA que se propuso en el artículo "**DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE C/R USANDO REDES NEURONALES ARTIFICIALES**" se llama RNA.mat. Para poder abrir el archivo RNA.mat es necesario tener previamente instalado el programa de cómputo Matlab 2014.

### 1. Descargar el archivo

La descarga del archivo "RNA.mat" se realiza mediante el siguiente enlace:

<http://www.mediafire.com/download/9jyd7d5l6oh8zjs/RNA.mat>

El enlace se puede descargar con los buscadores Chrome, Mozilla, Safari, Explorer. Al presionar las teclas CTRL + clic, el link nos dirigirá a la siguiente página (ver figura A1):



**Fig. A1: Enlace de descarga**

Para descargar el archivo se debe dar clic en el recuadro verde que lleva la leyenda **DOWNLOAD (31.89 KB)**. A continuación se descargará el archivo a su computadora.

## 2. Archivo *RNA.mat*

Una vez descargado el archivo *RNA.mat* y previamente instalado el programa Matlab 2014, el archivo automáticamente será reconocido.

Al dar doble clic en el archivo *RNA.mat*, el programa Matlab abre su contenido como se muestra en la figura A2:

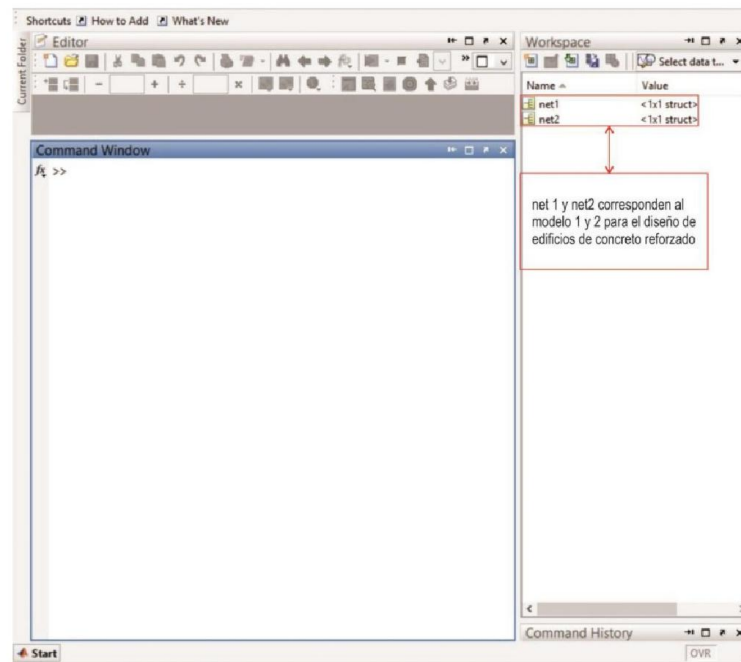


Fig. A2: Archivos net 1 y net2

Una vez que se abre el archivo RNA.mat, se cargan en el **Workspace** de Matlab los archivos net1 y net2, que corresponden a la RNA del modelo 1 y modelo 2, respectivamente. En la tabla 1 se muestran los parámetros de entrada de cada modelo.

<b>Tabla A1: Parámetros de entrada para la primera RNA</b>	
<b>PARÁMETRO DE ENTRADA (MODELO 1)</b>	<b>INTERVALO</b>
Número de crujías en dirección X (Bx)	3 a 5
Número de crujías en dirección Y (By)	3 a 5
Niveles (SL)	8 a 12
Espaciamiento entre crujías en dirección X (Sx)	5 a 10 (m)
Espaciamiento entre crujías en dirección Y (Sy)	5 a 10 (m)
<b>Tabla A2: Parámetros de entrada para la segunda RNA</b>	

PARÁMETRO DE ENTRADA (MODELO 2)	INTERVALO
Número de crujías en dirección X (Bx)	3 a 5
Número de crujías en dirección Y (By)	3 a 5
Niveles (SL)	4 a 7
Espaciamiento entre crujías en dirección X (Sx)	5 a 10 (m)
Espaciamiento entre crujías en dirección Y (Sy)	5 a 10 (m)

### 3. Diseño de edificios de C/R utilizando RNA.mat

Para el diseño de un edificio de concreto reforzado es necesario crear un vector con la información de número de crujías en dirección X, número de crujías en Y, número de niveles, longitud de crujía en dirección X y longitud de crujía en dirección Y. De acuerdo con lo anterior, se creará un vector 1x5 en el **Command Window** del programa Matlab.

*Ejemplo:* Si se desea diseñar un edificio de 3 crujías en X, 3 crujías en Y, 7 niveles, 9 metros de longitud de crujía en X, y 9 metros de longitud de crujía en Y, el vector que se crea con las características del a estructura es como sigue:  $P=[3;3;7;9;9]$  (ver figura A3).

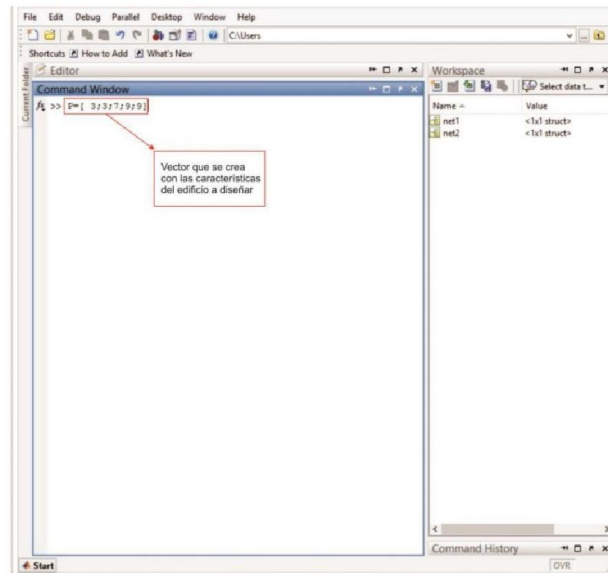


Fig. A3: Ejemplo de entrada

Para ejecutar el programa se introduce en el command window, “**sim(net1,P)**” ó **sim(net2,P)** según el modelo que se desee diseñar. Dando un click a la tecla enter se obtienen los resultados en el vector ans como se observa en la figura A4.



Fig. A4: Simulación de la RNA

#### 4. Resultados

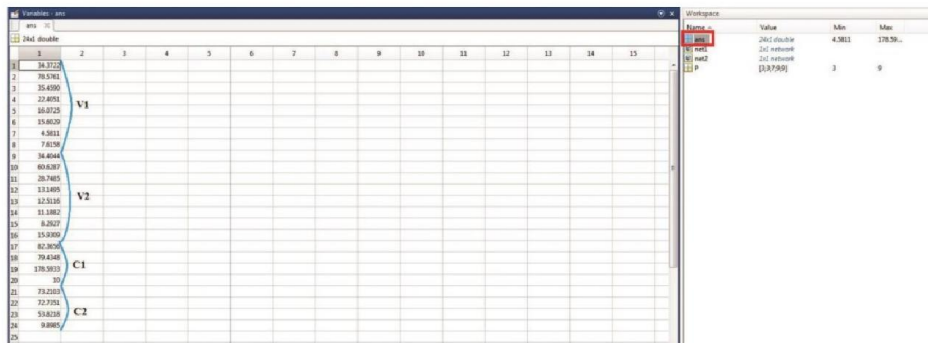


Fig. A5: Resultados de la RNA

El resultado de la RNA se almacena en la variable ans, las vigas y columnas se distribuyen según la gráfica, es decir V1, V2, C1 y C2 y distribuidas según lo descrito en el artículo (ver figura A5). Para cualquier duda o aclaración comunicarse al correo, JBojorquezM@iingen.unam.mx

# ANEXO C

## Optimal load factors for seismic design of buildings

Juan Bojórquez<sup>1,2</sup>, Sonia E. Ruiz<sup>1</sup>, Bruce Ellingwood<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Ingeniería Estructural, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.

<sup>2</sup>Programa de Maestría y Doctorado en Estructuras, Universidad Nacional Autónoma de México, México, D. F.

<sup>3</sup>Department of Civil and Environmental Engineering, Colorado State University

Corresponding author: Juan Bojórquez

E-mails: [JBojorquezM@ingen.unam.mx](mailto:JBojorquezM@ingen.unam.mx), [SRuizG@ingen.unam.mx](mailto:SRuizG@ingen.unam.mx), [Bruce.Ellingwood@colostate.edu](mailto:Bruce.Ellingwood@colostate.edu)

### Abstract

*A reliability-based development of load factors for the combination of seismic and gravity loads is presented. The procedure aims at minimizing the total expected life-cycle cost of buildings having a minimum value of probability of failure. The loads considered are: dead load, live load and earthquake load. The methodology is applied to reinforced concrete buildings and steel buildings located in Mexico City. Artificial Neural Networks are used to obtain the design and seismic response of the buildings. The optimal load factors were found to be insensitive to the cost of life, and sensitive to the structural fundamental period of the structures located in very soft soil.*

**Keywords:** Artificial Neural Networks, Life-cycle optimization, Load factors, Seismic design, Structural reliability.

### 1. Introduction

The structural design process has evolved during the past few decades. In order to achieve more predictable structural behavior and uniform reliability and to manage damage and costs at acceptable levels, the vast majority of building codes in the world attempts to establish reliability-based criteria for designing structures ([Sorensen, et al 1994; Wen, 2001; Ellingwood, 1994a, 1994b]). There are several ways to establish such design codes; Gayton, et al. [2004] describe some commonly used methods. This paper focuses on methods that minimize the total expected cost of buildings over their life-cycle. Estimating the total life-cycle cost of structures considering all the random variables involved in the problem is a difficult task. This issue has been extensively studied by several authors (e.g., [Aktas, et al 2001; Ang, 2011; Mitropoulou, et al, 2011; Lagaros, 2007; Wen, and Kang, 2001a, 2001b; Barone, and Frangopol, 2015; Esteva, et al. 2011; Montiel and Ruiz, 2007]); however, these methodologies are generally applied to a limited number of structures or some particular examples.

This paper proposes a criterion for establishing load combinations that achieve the minimum total expected life-cycle cost given a minimum probability of structural failure; and considering the seismic response of a building inventory consisting of thousands of structures. To perform this task Artificial Neural Networks (ANN) are used. The total cost includes the initial cost and the cost of the damage caused by future earthquakes. The present value of the cost includes: initial cost, repair cost, cost of damage to the contents, costs associated with the loss of life, injuries and economic losses. To evaluate the structural performance, probabilistic analyses are used. The occurrence of earthquakes is described by a Poisson process [Wang, et al. 2014]. The loads considered are: dead, live and earthquake loads. The study was performed for reinforced concrete buildings (R/C) and steel buildings, both located in the zone IIIb of Mexico City. The methodology is applied to buildings from 4 to 20 stories. Suitable load combinations for dead, live and earthquake loads that could be used in future versions of Mexico City Building Code (MCBC) are proposed.

The objective of this study is to propose and implement a criteria to find the optimum combination of load factors including the effects of dead, live and earthquake loads ( $D_L + L_L + E_L$ ) so that the total expected cost is minimized, and the probability of structural failure is restricted to a minimum value. The proposed optimization criterion applies to reinforced concrete buildings (R/C) and to steel buildings, located in the valley of Mexico. Recommendations to modify the load factors corresponding to  $D_L + L_L + E_L$  specified in the MCBC are given.

The buildings are symmetrical in both plan and elevation, and are modeled as multi-degree-of-freedom systems. A time-history analysis is carry out with real seismic records that were originated in the subduction zone of the Mexican Pacific Ocean. The effects of soil-structure interaction are not considered. It is assumed that the slabs are rigid diaphragms in its plane. P-Delta effects are included in the structural analysis.

## 2. Methodology

The general steps taken in this study are summarized below:

1. Different R/C and steel buildings are designed according to the specifications of the Mexico City Building Code [2004]. In addition, alternatively, the buildings are designed using ten different load combinations which influence in the structural reliability and total cost is studied.

2. The maximum structural capacity is obtained by means of incremental dynamic analysis (IDA) [Vamvatsikos and Cornell 2002].

3. For each load combination, the structural reliability is estimated by means of the annual rate of exceeding a certain maximum interstory drift (MID), so a structural demand hazard curve is calculated as ([Cornell, 1968; Esteve, 1968]):

$$v_D(d) = \int \left| \frac{dv(S_a)}{d(S_a)} \right| P(D \leq d | S_a) d(S_a) \quad (1)$$

where

$d$  stands for the maximum drift index;

$v_D(d)$  is the number of times per year that  $d$  is exceeded;

$S_a$  represents the pseudo-acceleration;

$P(D \leq d | S_a)$  represents the vulnerability curve;

$v(S_a)$  is the average number of times per year that an earthquake occurs with an intensity equal to or greater than  $S_a$  and represents the seismic hazard curve for the site of interest.

4. The expected annual rate of failure is calculated for each load combination using eq. 2 ([Cornell, 2002; Ruiz, et al. 2010]).

$$v_f = \int \left| \frac{dv_D(d)}{d(d)} \right| P(C < D) d(d) \quad (2)$$

where

$d$  stands for the maximum drift near collapse;

$v_f$  is the number of times per year that the demand  $D$  exceeds the capacity  $C$ ;

$P(C \leq D)$  represents the cumulative distribution function of the capacity;

$v_D(d)$  is the number of times per year that  $d$  is exceeded.

Subject to the following constraint:

$$v_f(\gamma) \leq v_f(\gamma_{o,MCBC-04})$$

The probability of failure of designs obtained from the proposed load combination should be at least equal to the current probability of failure implicit in the structural designs made in accordance with the MCBC-2004 ( $\gamma_{o,MCBC-04}$ ).



5. Seismic demands are simulated from the seismic structural demand hazard curves (eq. 1). It is assumed that the times of earthquake occurrence are governed by independent Poisson processes, and therefore, the intervals between earthquakes follow an exponential distribution. The simulation is performance using the inverse simulation method [Rubinstein, 1981].

6. From the simulated seismic damage, the damage index of the structures is calculated. Then, the total expected cost is estimated as function of the damage index, which must be transported to their present value using the expression:  $VP = VF / (1+i)^n$ .

where:  
 $VP$  is the time value at time 0 (present)  
 $VF$  is the value at time n (future)  
 $i$  is the discount rate  
 $v$  is the year to assess

7. A life-cycle analysis of 50 years is performed by Monte Carlo simulation. The total cost associated with the life of the structure is estimated for each combination as follows.

$$C_T(\gamma) = C_I(\gamma) + C_d(\gamma) \quad (3)$$

where:  
 $C_T$  represents the total cost;  
 $C_I$  is the initial cost;  
 $C_d$  is the cost associated with damage; and  
 $\gamma$  represents each design load factor combinations.

For each design load combination the total expected cost is minimized:

$$\min(C_T(\gamma)) \quad (4)$$

8. The total expected cost of buildings under earthquakes loads ( $TCE$ ) associated with each load combination is estimated assuming that buildings are located in the same seismic region. Thus, the  $TCE$  is equal to the sum of the total costs over the useful life of each building ( $M_i$ ) designed with different load combinations and located in a particular region. The expression to estimate the total cost is:

$$\min CTDS(\gamma) = \sum_i CM_i(\gamma) \quad (5)$$

where:  
 $CTDS(\gamma)$  represents the full cost of damage caused by earthquakes in a region  
 $CM_i(\gamma)$  is the total cost over the life of the  $M_i$  building designed with the combination  $\gamma$   
 $\gamma$  stands for the load factor combination

The optimum load combination is obtained from Eq. 5. In the present study the seismic design, the response of the buildings and the structural vulnerability curves are obtained using Artificial Neural Network models.

## 2.1 Design of buildings

The reinforced concrete buildings analyzed were designed in accordance with the current edition of the MCBC [2004]. The plan and isometric elevation are shown in Figure 1. Fourteen reinforced concrete buildings with 4, 6, 8, 10, 12, 15 and 20 stories were analyzed, each with 3 and, alternatively, 4 bays. The fundamental periods of vibration ( $T_0$ ) of these 14 buildings were between 0.6 and 2.0s, and their yield strength coefficients ( $C_y$ ) were between 0.15 and 0.42.  $C_y$  is defined as the ratio of system yield force and the weight of the structure. Each building contains exterior and interior structural frames consisting of flexural beams and columns connected by rigid floor diaphragms. The buildings are represented by three-dimensional structural models. The moment-rotation curve for each element follows the



model for confined concrete originally proposed by Kent and Park [1971] and modified by Park et al. [1982]. The axial stress-strain curves of the steel bars were represented by means of the Mander model [Mander 1984]. The non-linear structural analysis considers the degradation of stiffness and strength of reinforced concrete elements using the hysteretic-modified behavior Takeda model [Otani, 1974]. The software program Ruaumoko3D [Carr, 2000] was used to perform the analysis.

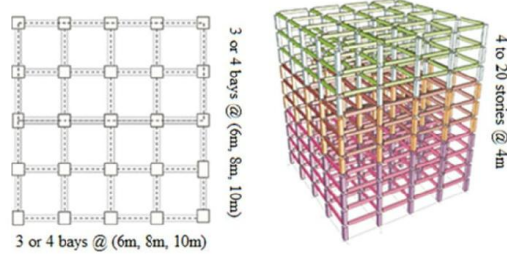


Figure 1. Plan and elevation of the reinforced concrete buildings.

Seven steel buildings with 4, 6, 8, 10, 12, 15 and 20 stories were analyzed; those buildings having 4 to 10 stories had 3 bays and buildings having 12 to 20 stories had 4 bays. The buildings were considered symmetrical in both plan and elevation. The four exterior frames are braced and the interior frames are moment resistant frames. In all cases a constant height story equal to 4m was assumed. The configurations of the steel frames are shown in Figure 2. The values of the fundamental periods of vibration ( $T_0$ ) are between 0.7 and 2.2s, and their yield strength coefficients ( $C_y$ ) are between 0.17 and 0.44. The hysteretic structural behavior was assumed to be bilinear. Each building contains exterior and interior structural frames and exterior structural frames with braces. The buildings are represented by three-dimensional structural models, and the analysis was performed using the software Ruaumoko3D.

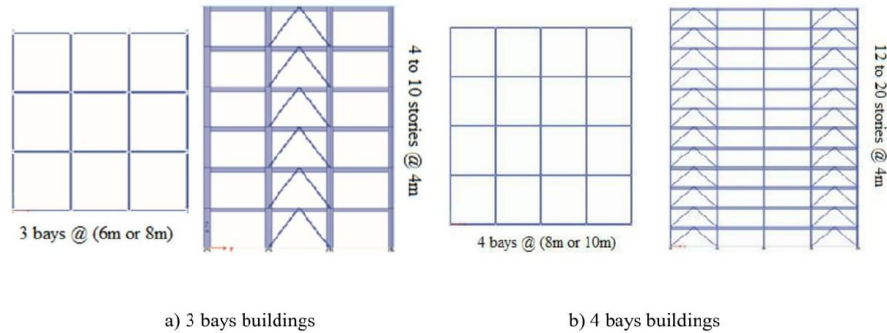


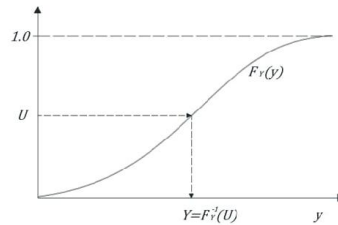
Figure 2. Plan and elevation of the steel buildings.

### 2.2 Structural capacity

There are several approximate methods (based on simplified forces or displacements) for estimating a structural capacity curve. Methods based on displacements are those that represent the characteristics and effects of the seismic demand on structures more realistically; among them are those proposed by Aydinoglu [2003], Antoniu and Pinho [2004] and Alba [2005]. In this study, however, we obtain the "exact" capacity curve by means of an incremental dynamic analysis [Vamvatsikos and Cornell, 2002].

### 2.3 Structural demand

Seismic demands (given by the maximum interstory drift) can be obtained from the seismic demand hazard curve. For this aim, a simulation is performed by the inverse simulation method. It assumes that the time of occurrence an earthquake is governed by a Poisson processes, and therefore, the earthquake inter-arrivals follow an exponential distribution.



**Figure 3.** Inverse simulation method

The demands are randomly selected from the seismic demand hazard curve of the structure. Since demands generated by seismic events can be modeled as Poisson processes, the time between earthquake occurrences can be described by an exponential distribution function:

$$F_T(t) = 1 - e^{-\nu t} \quad (8)$$

The annual exceedance rate is derived from Eq (6):

$$\nu = -\frac{\ln(1-F_T(t))}{t_0} \quad (9)$$

where:

$F_T(t)$  is the probability distribution function of the waiting time between events

$t_0 = 1$ , is the time at which the exceedance rate is evaluated.

### 2.4 Cost functions

The total cost is considered as a combination of the initial cost plus the expected damage cost:

$$C_T(\gamma) = C_i(\gamma) + C_d(\gamma) \quad (10)$$

where

$C_T$  represents the total cost

$C_i$  is the initial cost

$C_d$  is the cost associated with damage

$\gamma$  represents each design load combination

#### A. Initial cost

The total initial cost is calculated approximately as in [De Leon, 1991]. The cost includes direct costs, indirect costs and construction fee.

The costs of materials used for construction are named as  $C_M$ . The unit cost of the construction materials used to quantify the initial cost are shown in Table 1. For the analysis the average cost of steel and concrete in Mexico City is used.

**Table 1.** Unitary cost for materials

Material	Cost(\$)
Concrete ( $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ )	\$120/m <sup>3</sup>
Steel	\$650/ton

The direct cost  $C_{DI}$  is estimated from the materials cost  $C_M$  plus the cost of labor which is approximately 40% of the cost of materials in Mexico City:  $C_{DI} = 1.4 C_M$ . Costs due to nonstructural components are not considered, because they are constant and independent of the designing load factor combination.

The indirect cost  $C_{IN}$  is estimated as 20% of  $C_{DI}$ :

$$C_{IN} = 0.2 C_{DI}$$

The constructor fee is 15% of the summation of  $C_{DI}$  and  $C_{IN}$ :

$$U_M = 0.15 (C_{DI} + C_{IN})$$

The total initial cost is the summation of  $C_{DI}$ ,  $C_{IN}$  and  $U_M$ :

$$C_i = C_{DI} + C_{IN} + U_M = 1.38 C_{DI} = 1.93 C_M \quad (11)$$

#### B. Damage cost

The costs associated with possible damage to the structure during its lifetime are: repair or reconstruction,  $C_{PR}$ , loss of contents,  $C_{PC}$ , loss of life,  $C_{PV}$ , injury,  $C_{PL}$ , and indirect losses,  $C_{PI}$ . The cost associated with damage can be expressed as [De León, 1991]:

$$C_d = C_{PR} + C_{PC} + C_{PV} + C_{PL} + C_{PI} \quad (12)$$

In this study it is assumed that damage costs depend on the level of structural damage. A damage index,  $ID$ , is used for this purpose, it takes values between 0 and 1, where 0 represents no damage, while unity represents total damage. The damage index is expressed by the following linear relationship:

$$ID = \frac{\delta_y - \delta_d}{\delta_y - \delta_u} \quad (13)$$

where  $\delta_y$  is the maximum interstory drift associated with the serviceability limit state (structure without damage),  $\delta_u$  is the maximum drift associated with incipient collapse, and  $\delta_d$  is the maximum interstory drift demand. The parameters in eq. 13 are obtained from an IDA. The demand value  $\delta_d$  is calculated by simulating demands of the seismic hazard curve, considering the time interval of interest.

##### B.1 Repair cost

Based on the repair costs of buildings that were damaged by previous earthquakes, a relationship between the repair cost and damage index was established. The costs were provided by leading structural design firms in Mexico City: for R/C buildings, the maximum repair cost is equal to \$450/m<sup>2</sup>, approximately equal to 50% of the initial cost [García Jarque, 2015; Granados, 2015, personal communication]; and for steel buildings the maximum repair cost equals \$350/m<sup>2</sup>, approximately equal to 40% of the initial cost. There are several methods to repair buildings, depending on such factors as the level of damage, type of structure, configuration, etc. In this study we assume that R/C buildings will be repaired using the jacketing technique of structural members, and steel buildings will be repaired using braces. For simplicity in the mathematical model, if the structure is repaired its properties of mass and stiffness will return to its initial state.

The cost of reconstruction is set from a certain level of damage such that the structure can no longer be repaired and therefore have to be demolished, this level is considered here as  $ID > 0.7$  [De León and Ang, 1995] for R/C buildings and  $ID > 0.65$  for steel buildings. The cost of reconstruction is considered equal to 1.2 the initial cost,  $C_i$ , it includes

cost of demolition, cleaning, and cost of redesigning the structure, it is also considered that the reconstruction of a building is carried out in two years.

Therefore, the relationship between the cost of repair and damage level for R/C buildings is:

$$C_{PR} = C_1 ID^2; 0 \leq ID < 0.7 \quad (14)$$

$$C_{PR} = 1.2C_1; ID \geq 0.7 \quad (15)$$

For steel buildings, the relationship is:

$$C_{PR} = C_1 ID^2; 0 \leq ID < 0.65 \quad (16)$$

$$C_{PR} = 1.2C_1; ID \geq 0.65 \quad (17)$$

Fig. 4 shows the relationship between initial cost and ID. In Figure 4a, the relationship between the cost of repair and reconstruction and the initial cost ( $C_{PR}/C_1$ ) is shown as a function of the ID for R/C buildings; Figure 4b presents the same general information for steel buildings.

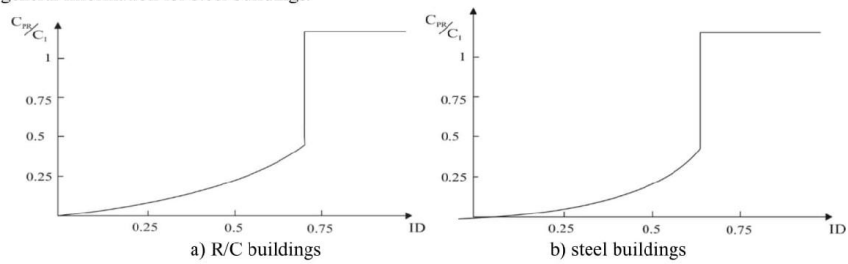


Figure 4. Repair cost as a function of Damage Index

### B.2 Loss of contents

Estimating the cost of contents loss depends on the type of the contents. In this study the maximum cost for contents loss has been suggested to be 0.5 times the initial cost [Surahman and Rojiani, 1983]. The cost associated with contents damage is therefore (see Figure 5):

$$C_{PC} = 0.5C_1 ID; 0 < ID < 1.0 \quad (18)$$

$$C_{PC} = 0.5C_1; ID \geq 1.0 \quad (19)$$

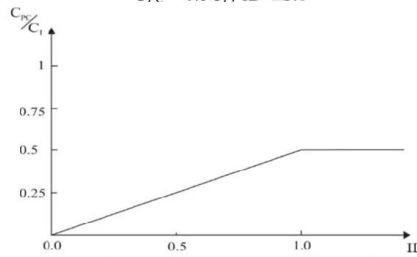


Figure 5. Cost of damaged contents as function of damage index

### B.3 Cost of fatality

To estimate the cost associated with life loss, it is necessary to estimate the average number of deaths per unit area; the damage caused by previous seismic events should be considered in this evaluation. A nonlinear regression of the

number of deaths [Tokyo Metropolitan Government 1985] against the total area of the buildings collapsed during the earthquake of 1985 that affected Mexico City was performed [Instituto de Ingeniería UNAM, 1985]. The results of this analysis is summarized in Eq (19) and is shown in Figure. 6:

$$N_d = 45.48 + 5.531744A^2 \tag{20}$$

where  $N_d$  is the number of deaths and  $A$  is the area of collapsed buildings in 1000m<sup>2</sup>.

There is no standard figure for the value of a statistical human life in economics. Thus, in this study an analysis is performed to determine the sensitivity of optimal seismic design strategies to this value. First, it is assumed that the value of a statistical human life is \$9 million [W. K. Viscusi, 2013]; second, an alternative analysis is carried out in which the cost of human life is not considered.

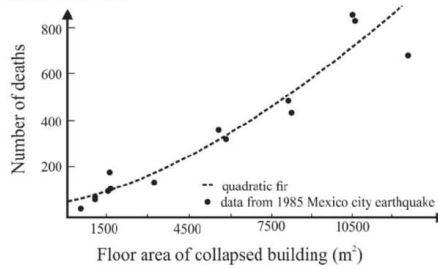


Figure 6. Number of deaths vs. floor area of collapsed buildings

For a building with an area of 6750m<sup>2</sup>, the number of deaths is equal to 297, so deaths per unit area is equal to 0.044/m<sup>2</sup>. The maximum cost of fatalities is equal to \$2,673 million dollars. The cost for loss of life can be expressed as:

$$C_{PV} = \$2673 \text{million}; ID \geq 1.0 \tag{21}$$

For smaller ratios of ID, it is assumed that the cost can be represented by a fourth power function. In Figure 7 the cost of fatalities is shown as a function of ID.

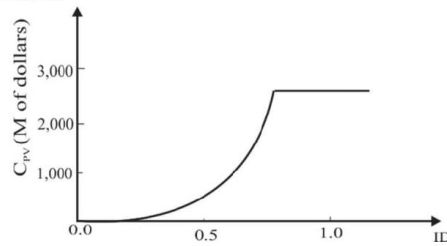


Figure 7. Cost of fatality as a function of damage index

*B4. Cost of injuries*

The following assumptions for the cost of injuries are made:

The cost for injuries without disability equals \$1700. Costs for minor injuries are considered, including a small hospital stay, medical expenses and medicine. It is also considered that these represent 90% of the injured [De Leon and Ang, 1995].

The average number of people injured per unit area of collapsed buildings equals 0.0168/m<sup>2</sup> (estimated by dividing the number of injuries reported in the 1985 Michoacán earthquake [Tokyo Metropolitan Government, 1985] by the total area of buildings collapsed [Instituto de Ingeniería UNAM, 1985]).

The cost of injuries resulting in disability is equal to \$9,000,000 (assumed equal to the fatality cost). These represent 10% of total injuries.

Therefore for a building with an area  $A = 6750\text{m}^2$ :

$$C_{PL} = [0.1(\$9\text{M}) + 0.9(\$1700)](0.0168/\text{m}^2)(6750\text{m}^2) = \$102.23\text{M}$$

$$C_{PL} = 102.23 \text{ M}; ID \geq 1.0 \quad (22)$$

Finally, the cost of injuries as a function of the ID can be considered as a quadratic function (see Fig. 8):

$$C_{PL} = 102.23ID^2; 0 \leq ID < 1.0 \quad (23)$$

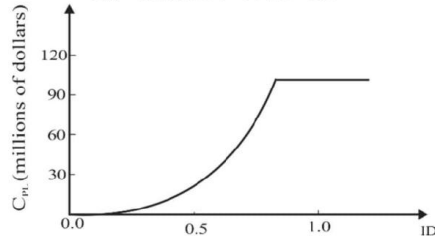


Figure 8. Cost of injuries as a function of damage index

### B.5 Economic loss

The buildings in this study are assumed to be offices; therefore, indirect losses are generated by loss of rental income for the period of reconstruction or repair. The maximum period of reconstruction is  $P_R$  and the average rent per square meter is  $R$  in dollars, so the maximum cost for indirect losses can be estimated as:

$$C_{PI} = RP_RA \quad (24)$$

The average monthly rental for offices in Mexico City is equal to \$19/m<sup>2</sup> and assuming that the maximum period of reconstruction of a building is equal to 24 months, the maximum loss for a building of 6750m<sup>2</sup> would be:

$$C_{PI} = 3.078 \text{ millions}; ID \geq 1.0 \quad (25)$$

It is assumed that the change in the cost function is a quadratic in ID, we would have:

$$C_{PI} = 3.078ID^2; 0 \leq ID < 1.0 \quad (26)$$

The variation of this cost is shown graphically in Fig. 9.

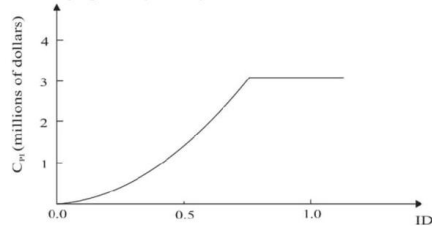


Figure 9. Economic loss as a function of damage index

### 3. Characteristics of the zone IIIb of Mexico City

The assessment procedure described above was applied to regular buildings designed according to the Mexico City Building Code [2004]. The buildings are subjected to 31 narrow-band soft-soil ground motions recorded in the zone IIIb of Mexico City, which has a dominant period ( $T_s$ ) of 2 sec. All ground motions used in this study were recorded in Mexico City during seismic events with moment magnitudes of 6.9 or larger. Table 2 summarizes the principal

characteristics of these seismic records. In order to have different seismic intensities, the records were multiplied by scale factors, which define the relationship between the corresponding pseudo-acceleration for a given fundamental period of vibration of the system and the pseudo-acceleration desired to scale the record [Shome and Cornell, 1999]. The entire history of accelerations of the record under study was multiplied by this amplification factor. Seismic hazard curves used in this work were obtained for the Ministry of Communications and Transportation site (SCT).

**Table 2.** Earthquake ground motions

RECORD	EPICENTER COORDINATES	MAGNITUDE	STATION
97-01-11	17.910 N; 103.04 W	6.9	VALLE GÓMEZ
95-10-09	18.74 N; 104.67 W	7.3	VALLE GÓMEZ
89-04-25	16.603; 99.400	6.9	TLATELOLCO
95-09-14	16.31; 98.88	7.4	TLATELOLCO
97-01-11	17.91; 103.04	6.9	TLATELOLCO
89-04-25	16.603; 99.400	6.9	GARIBALDI
95-09-14	16.31; 98.88	7.2	GARIBALDI
95-10-09	18.74; 104.67	7.3	GARIBALDI
97-01-11	17.9; 103	6.9	GARIBALDI
95-09-14	16.31; 98.88	7.2	ALAMEDA
89-04-25	16.603; 99.4	6.9	ALAMEDA
89-04-25	16.603; 99.4	6.9	TLATELOLCO
95-09-14	16.31; 98.88	7.2	TLATELOLCO
95-10-09	18.74; 104.67	7.3	LIVERPOOL
97-01-11	17.9; 103	6.9	LIVERPOOL
95-09-14	16.31; 98.88	7.2	CORDOBA
95-10-09	18.74; 104.67	7.3	CORDOBA
97-01-11	17.9; 103	6.9	CORDOBA
89-04-25	16.603; 99.4	6.9	C.U. JUAREZ
95-09-14	16.31; 98.88	7.2	C.U. JUAREZ
95-10-09	18.74; 104.67	7.3	C.U. JUAREZ
97-01-11	17.91; 103.04	6.9	C.U. JUAREZ
95-09-14	16.31; 98.88	7.2	CUJP
95-10-09	18.74; 104.67	7.3	CUJP
97-01-11	17.9; 103	6.9	CUJP
85-09-19	18.08; 102.942	8.1	SCT B-1
89-04-25	16.603; 99.4	6.9	SCT B-2
89-04-25	16.603; 99.4	6.9	SECTOR POPULAR
95-09-14	16.31; 98.88	7.2	SECTOR POPULAR
95-10-09	18.74; 104.67	7.3	SECTOR POPULAR
97-01-11	17.91; 103.04	6.9	SECTOR POPULAR

**3.1 Existing buildings in the zone of interest**

In order to generalize the results with the proposed methodology, it was necessary to count all the buildings in the zone IIIb of Mexico City (see Fig. 10), and perform a life-cycle cost analysis for each of the buildings; however, the task required too much computational effort. To simplify the analysis, it was considered that the buildings are of R/C or steel (masonry or other types of building materials are ignored). It is also considered that buildings with more than 18 levels belong to a single group (lower frequencies buildings). Figure 9 shows all the buildings located in the zone IIIb with dominant ground periods between 1.5 and 2.0s in Mexico City [Velázquez, 2015]. The buildings were grouped according to the number of stories because buildings with similar height generally have similar fundamental periods.

There are approximately 140,000 buildings in the area of interest, of which approximately 134,000 have 1 to 4 stories. The histogram of frequencies of building heights (in semi-logarithmic scale) is shown in Figure 11. Table 3 summarizes the number of R/C buildings and steel buildings in zone IIIb of Mexico City. This zone appears in green color in Fig. 10.

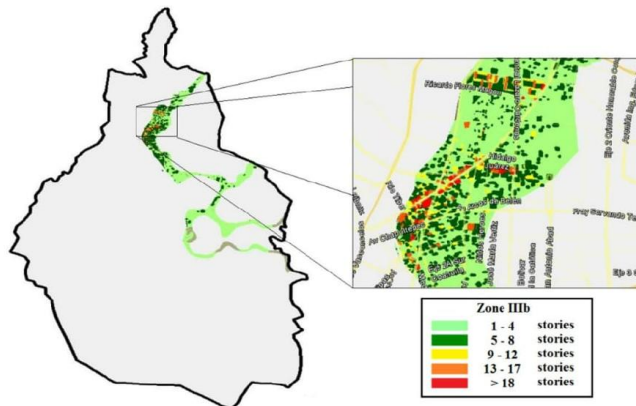


Figure 10. Map distribution of buildings in zone IIIb.

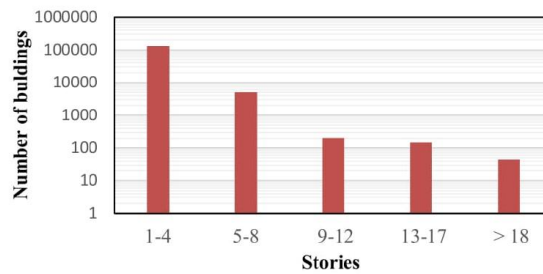


Figure 11. Number of buildings located in Zone IIIb.



**Table 3.** Number of R/C buildings and steel buildings

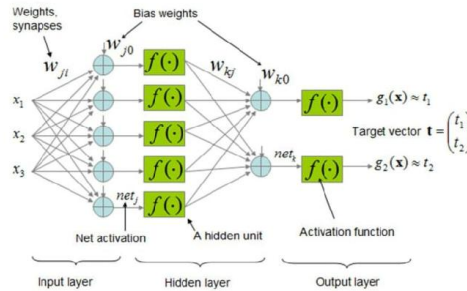
Group	Stories	Number of R/C buildings	Number of steel buildings
1	1-4	109093	22273
2	5-8	4045	1011
3	9-12	152	53
4	13-17	84	60
5	> 18	15	30

#### 4. Artificial Neural Networks (ANN)

Optimization of load factors for earthquake-resistant design requires a large number of nonlinear analyses (for example, in zone IIIb of Mexico City there are approximately 134,000 buildings). Performing a reliability analysis for all buildings would not be practical. Therefore, in this study the theory of artificial neural networks is used, with this tool it is possible to reduce the computational time to only a few minutes of calculation process for each building. These models are used to design buildings that have similar characteristics to those used in the database. Furthermore, another ANN model is used to estimate the MID demand hazard and the structural capacity curve [Bojórquez, 2015].

With a database of buildings from other studies [Bojórquez, et al., 2014] and the buildings mentioned above, two different ANN models were developed to estimate the seismic design of buildings. The first program provides the structural designs of buildings from 4 to 20 stories. A second ANN model to estimate both the capacity and the demand curves of buildings was developed. These tools are used to estimate the design and structural capacity of all the buildings in the zone IIIb, so it possible to obtain a map of the total expected costs of buildings in this particular zone of Mexico City.

In the training phase of the ANN models a feedforward backpropagation network with a hidden layer was used. The activation functions were sigmoidal for the input and the hidden layer, and linear for the output layer. A schematic of the ANN model is shown in Figure 12. The programs were developed using Matlab [Matlab, 2014].



**Figure 12.** Schematic representation of the FFBP model

### 5. Application example

In order to illustrate the proposed methodology, in first place it is analyzed a reinforced concrete building with 10 story and 3 bays (M10-3). Subsequently, the methodology is extended to all buildings of interest located in zone IIIb.

The building is designed with the combinations shown in Table 4 and in accordance with professional practice in Mexico City. Combination 1 in Table 4 is the current combination specified in the MCBC [2004].

**Table 4.** Load factors and load combinations used in seismic design

Load combination	$DL_F$	$LL_F$	$EL_F$
1	1.1	1.1	1.1
2	1	1	1
3	1	1	1.1
4	1	1	1.2
5	1.1	1	1.2
6	1.2	1	1
7	1.2	1	1.1
8	1.2	1	1.2
9	1.1	1	1
10	1.1	1	1.1
11	1.1	1.1	1.2

In Table 4  $DL_F$  represents the dead load factor,  $LL_F$  stands for the live load factor, and  $EL_F$  is the earthquake load factor.

#### 5.1 Seismic demand hazard curve

The fragility curves of the structure analyzed are obtained with the expression:  $P(D \geq d | S_a) = 1 - \Phi(\ln(\frac{d}{D})/\sigma_{lnD})$ . For each load factor, a fragility curve was found, and with Eq. 1 the MID demand hazard curve was obtained. The MID hazard curve represents the mean annual rate of exceeding  $d$ . The MID hazard curves for the building designed with the 11 different load factor combinations are shown in Figure 13. It can be seen that for small MID values the differences corresponding to each load factor combination are small (because the structure remains elastic below a certain level of MID); however, for higher levels of intensity the differences increase.

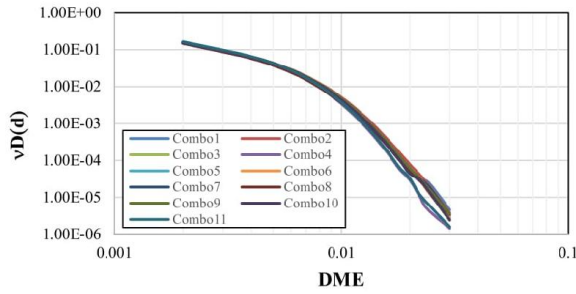


Figure 13. MID demand hazard curves for the M10-3 building

5.2 Structural capacity curve

The structural capacity is calculated using an incremental dynamic analysis. The "capacity at collapse" is represented by the point where the MID grows very rapidly for small intensity increments, while the "yielding capacity" is where the nonlinearity begins. Based on the IDA's, the median and the standard deviation of the logarithm of the maximum capacity, as well as the median and standard deviation of the logarithm of the yielding capacity corresponding to each combination, are obtained.

Figure 14 shows the maximum inter-story drift vs pseudo-acceleration corresponding to the frame M10-3 for each of the 31 records considered. In Table 5 the average values of the logarithm and the standard deviations of the collapse and yielding capacity are shown.

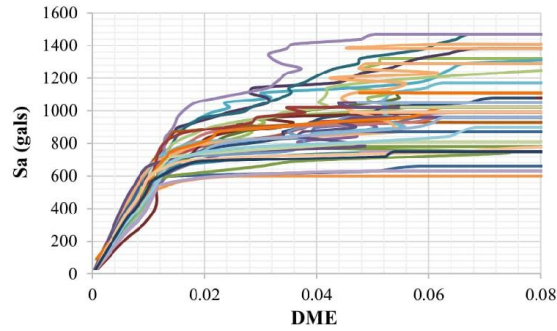


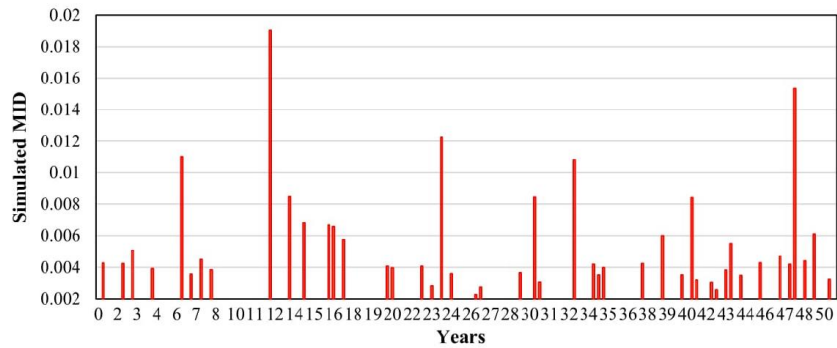
Figure 14. ADI's for the M10-3 building

**Table 5.** MID for the limit state of collapse and yielding of Building M10-3

Combination (Combo)	Collapse		Yielding	
	Median	$\sigma$ Inc	Median	$\sigma$ Iny
1	0.0308	0.18	0.0082	0.08
2	0.0323	0.23	0.0077	0.082
3	0.0325	0.21	0.0079	0.089
4	0.0338	0.19	0.0083	0.091
5	0.0341	0.2	0.0083	0.078
6	0.0325	0.22	0.0077	0.083
7	0.0352	0.24	0.0082	0.085
8	0.0319	0.19	0.0084	0.09
9	0.0293	0.2	0.0077	0.083
10	0.0322	0.19	0.0082	0.086
11	0.034	0.22	0.0079	0.087

**5.3 Life-cycle cost analysis**

A temporal analysis of demands considering 50 years of useful life is performed. The number of events per year is set from the average number of events recorded in the Mexican Earthquake Database [SIDS, 2015]. An average of 3 events per year with a magnitude equal to or greater than 6.0 were found. In Figure 15, simulated demands (MID) for the M10-3 building frame, designed with combination 1 are shown.



**Figure 15.** Simulated maximum inter-story drifts

*I. Initial cost*

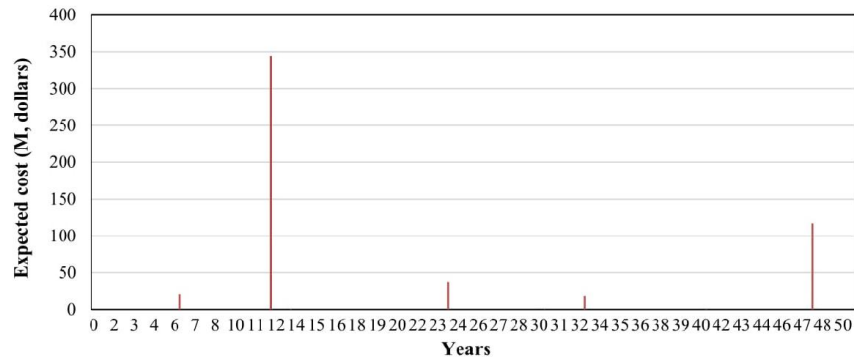
The initial cost of Building M10-3 (in millions of dollars) for each combination is shown in Table 6.

**Table 6.** Initial cost of the M10-3 corresponding to the load combinations

Combination	M of dollars
Combo 1	1.48
Combo 2	1.41
Combo 3	1.48
Combo 4	1.55
Combo 5	1.55
Combo 6	1.41
Combo 7	1.48
Combo 8	1.59
Combo 9	1.41
Combo 10	1.48
Combo 11	1.62

*II. Damage cost*

To evaluate the cost associated with damage, the structural demands simulated in time are used. For example, from Figure 16 the damage that occurs in the 12th year is equal to 0.019, so that the ID equals 0.48 for combination 1. The building in the example (M10-3) has 10 stories with 3 bays 8m each, so the area is equal to 5760m<sup>2</sup>. Substituting the values of the ID and the buildings area in Eq. 11,  $Cd_{12} = \$344.4M$ . Figure 16 shows the total cost generated in the useful life of the building considering the life lost cost.



**Figure 16.** Expected cost in the life-cycle of the M10-3 building designed with combination 1.

Costs due to damages during the lifetime of the structure are evaluated in terms of present value, assuming a discount annual rate equal to 5% [Wen, 2001b]. The summation of the costs for the design using combination 1 equals \$540.1M.

$$C_T(\gamma_1) = \$1.48M + \$540.1M = \$541.64M$$

The above procedure is applied to each building designed with different load combinations. A summary of the total expected cost for the M10-3 building are summarized in Table 7. Column 2 is the total expected cost considering the cost of life lost, and column 3 is the total expected cost without considering the life lost cost. The combinations 2, 3

and 9 have higher probability of failure than combination 1, they do not comply with the established restriction, so they are not included in Table 7. Column 4 shows the annual probability of failure associated with each combination. It can be seen that combination 8 has the minimum expected total cost for both cases, it is 21% lower than the cost obtained with the actual MCBC load factors (combo1). In this particular illustration, the optimum load combination does not depend on whether or not the cost of life is included in the analysis.

**Table 7.** Total expected costs and mean annual rates of failure for the M10-3

Combination	Total expected cost	Total expected cost	vf	Return period (years)
	(M of dlls)	(M of dlls)		
Combo 1	7054.40	846.53	0.001305	766.3
Combo 4	6122.40	734.69	0.00124	806.5
Combo 5	5906.40	708.77	0.00123	813
Combo 6	7360.00	883.20	0.00129	775.2
Combo 7	6700.00	804.00	0.00128	781.3
<b>Combo 8</b>	<b>5617.60</b>	<b>674.11</b>	<b>0.0012</b>	<b>833.3</b>
Combo 10	7230.40	867.65	0.001296	771.6
Combo 11	5661.60	679.39	0.00122	819.7

## 6. Results

The results of the set of all steel and reinforced concrete buildings were obtained after evaluating Eq. (26) for all buildings in zone IIIb of Mexico City. A summary of results from the average of 100 simulations of structural demands is shown in Tables 8 to 11. All the combinations are listed in the tables; the load combinations that have higher probability of failure are shown in italics. The optimum combination for each range is shown in bold letters. Column 2 is the total expected cost considering the cost of life lost, and column 3 is the total expected cost without considering the cost of life lost. In order to see the influence of the fundamental period of the structure in the optimum design load combinations, the buildings are grouped in intervals based on their fundamental periods of vibration. Four intervals are considered. These are:  $0.3 < T \leq 0.8$  sec;  $0.8 < T \leq 1.3$ ;  $1.3 < T \leq 1.8$  sec, and  $T > 1.8$  sec. The results considering all the period of vibrations are also shown in Table 12.

It can be seen in Table 12 that combination 10 has the less expected life-cycle cost, combination 1 total cost is 2% higher than the total expected cost in combination 10; however, the probability of failure of combination 10 is higher than the probability of failure corresponding to combination 1. The fundamental period of vibration of the structures is slightly sensitive to the optimum load factors. For each group of frequencies the optimum load factors combinations are summarized in Tables 8 to 11.

**Table 8.** Total expected costs for buildings with periods of vibrations between  $0.3 < T \leq 0.8$  sec

Combination	Total expected cost (B of dlls)	Total expected cost (B of dlls)	vf	Return period (years)
Combo 1	168.13	20.18	0.000322988	3096.10
Combo 4	179.76	21.57	0.0003069	3258.39
Combo 5	177.56	21.31	0.000304425	3284.88
Combo 6	159.90	19.19	0.000319275	3132.10
Combo 7	167.94	20.15	0.00031977	3127.25
Combo 8	180.56	21.67	0.000297	3367.00
<b>Combo 10</b>	<b>157.56</b>	<b>18.91</b>	<b>0.0003168</b>	<b>3156.57</b>
Combo 11	177.92	21.35	0.00030195	3311.81

**Table 9.** Total expected costs for buildings with periods of vibrations between  $0.8 < T \leq 1.3$ sec

Combination	Total expected cost (B of dlls)	Total expected cost (B of dlls)	vf	Return period (years)
Combo 1	20.00	2.40	0.001099159	909.79
Combo 4	17.07	2.05	0.001044411	957.48
Combo 5	16.56	1.99	0.000994454	1005.58
Combo 6	20.83	2.50	0.001090856	916.71
Combo 7	19.10	2.29	0.00108626	920.59
Combo 8	16.12	1.93	0.001075695	929.63
Combo 10	20.43	2.45	0.00108803	919.09
<b>Combo 11</b>	<b>16.05</b>	<b>1.93</b>	<b>0.001027565</b>	<b>973.17</b>

**Table 10.** Total expected costs for buildings with periods of vibrations between  $1.3 < T \leq 1.8$ sec

Combination	Total expected cost (B of dlls)	Total expected cost (M of dlls)	vf	Return period (years)
<b>Combo 1</b>	<b>1.34</b>	<b>160.35</b>	<b>0.0005103</b>	<b>1959.63</b>
Combo 4	1.39	166.26	0.000479088	2087.30
Combo 5	1.46	175.27	0.000455354	2196.09
Combo 6	1.56	187.52	0.000500393	1998.43
Combo 7	1.57	188.12	0.000498284	2006.89
Combo 8	1.45	174.05	0.000504995	1980.22
Combo 10	1.36	163.00	0.000502951	1988.27
Combo 11	1.56	187.14	0.00047136	2121.52

**Table 11.** Total expected costs for buildings with  $T > 1.8\text{sec}$

Combination	Total expected cost	Total expected cost	vf	Return period (years)
	(B of dlls)	(M of dlls)		
<b>Combo 1</b>	<b>1.34</b>	<b>160.35</b>	<b>0.0005103</b>	<b>1959.63</b>
Combo 4	1.39	166.26	0.000479088	2087.30
Combo 5	1.46	175.27	0.000455354	2196.09
Combo 6	1.56	187.52	0.000500393	1998.43
Combo 7	1.57	188.12	0.000498284	2006.89
Combo 8	1.45	174.05	0.000504995	1980.22
Combo 10	1.36	163.00	0.000502951	1988.27
Combo 11	1.56	187.14	0.00047136	2121.52

**Table 12.** Total expected costs for all the buildings

Combination	Total expected cost	Total expected cost	vf	Return period (years)
	(B of dlls)	(B of dlls)		
Combo 1	183.72	22.05	0.000513395	1947.82
Combo 4	198.93	23.87	0.000486504	2055.48
Combo 5	196.26	23.55	0.000467102	2140.86
Combo 6	192.62	23.11	0.00050758	1970.13
Combo 7	190.11	22.81	0.000505905	1976.66
Combo 8	198.79	23.86	0.000494394	2022.68
<b>Combo 10</b>	<b>180.38</b>	<b>21.65</b>	<b>0.000518395</b>	<b>1929.03</b>
Combo 11	192.65	23.12	0.000479823	2084.10

## 7. Conclusions

A reliability-based development was applied to find the optimal combination of load factors including gravity and seismic loads. The procedure aims at minimizing the total expected life-cycle cost of buildings having a minimum value of probability of failure. The present value of the cost includes: initial cost, repair cost, cost of damage to the contents, costs associated with the loss of life, injuries and economic cost of losses. The optimal load factors were obtained and a sensitive analysis was carried out. The load factors were found to be insensitive to the cost of life and sensitive to the fundamental period of vibration of the structures located in very soft soil.

Optimal combinations of load factors for the design of buildings that are located in the zone IIIb of Mexico city, with different fundamental structural vibration periods were obtained. The optimal load factors for seismic design of buildings for dead load factor ( $DL_F$ ), live load ( $LL_F$ ) and earthquake ( $EL_F$ ), are summarized as follows:



Fundamental period of vibration intervals (sec)	Load factors
$0.3 < T \leq 0.8$	$DL_F = 1.1, LL_F = 1.0, EL_F = 1.0$
$0.8 < T \leq 1.3$	$DL_F = 1.1, LL_F = 1.1, EL_F = 1.2$
$1.3 < T \leq 1.8$	$DL_F = 1.1, LL_F = 1.1, EL_F = 1.1$
$T > 1.8$	$DL_F = 1.1, LL_F = 1.0, EL_F = 1.1$
All periods analyzed	$DL_F = 1.1, LL_F = 1.0, EL_F = 1.1$

From the above, the following combination of load factors is recommended for the design of buildings located in zone IIIb of the valley of Mexico:

$$DL_F = 1.1, LL_F = 1.0, EL_F = 1.1$$

however, for structures with fundamental vibration period between  $0.8 < T \leq 1.3$ sec, it is recommended:

$$DL_F = 1.1, LL_F = 1.1, EL_F = 1.2.$$

#### ACKNOWLEDGMENT

The first author thanks the Mexican National Council for Science and Technology (CONACYT) for the scholarship provided to pursue his graduate studies at UNAM. This research had financial support from DGAPA-UNAM under project PAPIIT-IN102114. The comments and support provided by L. Esteva are appreciated.

#### REFERENCES

- Aktas, E., Moses, F. and Ghosn, M. [2001] "Cost and safety optimization of structural design specifications," *Reliability Engineering & System Safety* 73(3), 205-2012.
- Alba, F. [2005] "Método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos," Master thesis, Civil Engineering Department, UNAM, México.
- American Society of Civil Engineers. [2010] "Minimum design loads for buildings and others structures," American Society of Civil Engineers, ASCE, Reston.
- Ang, A.H.-S. [2011] "Life-cycle considerations in risk-informed decisions for design of civil infrastructures," *Structure and Infrastructure Engineering* 7(1-2), 3-9.
- Antoniou, S. and Pinho, R. [2004] "Development and verification of a displacement based adaptive pushover procedure," *Journal of Earthquake Engineering* 8(5), 643-661.
- Aydinoglu, M. [2003] "An incremental response spectrum analysis based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation," *Bulletin of Earthquake Engineering* 1(1), 3-36.
- Barone, G. and Frangopol, Dan M. [2015] "Life-cycle maintenance of deteriorating structures by multi-objective optimization involving reliability, risk, availability, hazard and cost," *Structural Safety* 48, 40-50.
- Bojorquez, J. [2015] "Combinación óptima para diseño sísmico de edificios," Ph.D. thesis, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Bojorquez, J., Tolentino D., Yunes J. and Ruiz, S.E. [2014] "Diseño de edificios de concreto reforzado utilizando redes neuronales artificiales," XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural Puerto Vallarta, Jalisco, 2014
- Carr, A. J., RUAUMOKO. [2000] "Dynamic Nonlinear Analysis," Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Cornell, C. A. [1968] "Engineering seismic hazard analysis," *Bulletin of the Seismological Society of America* 58(5), 1583-1606.

- Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O. and Foutch, D. A. [2002] "The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines," *Journal of Structural Engineering*, ASCE 128, 526-533.
- De Leon, D. [1991] "Integrating socio-economics in the development of criteria for optimal Aseismic design of R/C buildings," Ph.D. thesis, University of California, Berkeley, California.
- De Leon, D. and Ang, A.H.-S [1995] "A damage model for reinforced concrete buildings. Further study with the Mexico city earthquake," *Structural Safety and Reliability*, 2081-2087. Division, ASCE, 97, 1969-1990.
- Ellingwood, B. R. [1994] "Probability-based codified design for earthquakes," *Engineering Structures* 6(7), 498-506.
- Ellingwood, B. R. [1994] "Probability-based codified design: past accomplishments and future challenges," *Structural Safety* 13(3), 159-176.
- Esteva, L. [1968] "Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico," Ph.D. thesis, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Esteva, L., Campos, D. and Díaz-López, O. [2011] "Life-cycle optimization in Earthquake Engineering," *Structure and Infrastructure Engineering* 7, 33-49.
- García Jarque, F. [2015] "Personal communication," México, Distrito Federal.
- Gayton N., Mohamed, A., Sorensen, J. D., Pendola, M. and Lemaire, M. [2004] "Calibration methods for reliability-based design codes," *Structural Safety* 26(1), 91-121.
- Granados R. [2015] "Comunicación personal," México D.F.
- Institute of Engineering, UNAM, [1985] "Efectos de los sismos de septiembre de 1985 en las construcciones de la Ciudad de México," México, D.F.
- Kent, D. C. and Park, R. [1971] "Flexural members with confined concrete," *Journal of Structural Division* 97(7), 1969-1990.
- Lagaros, N. D. [2007] "Life-cycle cost analysis of design practices for RC framed structures," *Bulletin of Earthquake Engineering* 5, 425-442.
- Mander, J. [1984] "Seismic Design of Bridge Piers," Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand.
- Matlab, [2014] "Matlab tool box".
- MCBC. [2004] "Mexico City Building Code," Administración Pública del Distrito Federal, Jefatura de Gobierno, México, D.F.
- Mexico City Earthquake Database [2015] Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C.
- Mitropoulou, C. Ch., Lagaros, N. D. and Papadrakakis, M. [2011] "Life-cycle cost assessment of optimally designed reinforced concrete buildings under seismic actions," *Reliability Engineering & System Safety* 96(10), 1311-1331.
- Montiel, M. A. and Ruiz, S. E. [2007] "Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of building structures under narrow-band motions," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 36, 1915-1934.
- Otani, S. [1974] "SAKE-A computer program for inelastic response of R/C frames to earthquakes," University of Illinois, Urbana, IL, Structural Research Series, No. 413.
- Park, R., Priestley, M. J. N. and Gill, W. D. [1982] "Ductility of square confined concrete columns," *Journal of Structural Division*, ASCE 108, 929-950.
- Rubinstein, R.Y. [1981] "Simulation and the Monte Carlo Method," John Wiley and Sons.
- Ruiz, S. E., Montiel, M. A. and Arroyo M. [2010] "Probabilities of Exceeding Different Limit States for Buildings Subjected to Narrow-Band Ground Motions," *Earthquake Spectra* 26(3), 825-840.
- Shome, N. and Cornell, A. C. [1999] "Probabilistic seismic hazard demand analysis of nonlinear structures," Reliability of Marine Structures Programs, Report No. RMS-35, Dept. of Civil Eng., Stanford University, Stanford, CA.
- Sorensen, J.D., Kroon I. B. and Faber M. H. [1994] "Optimal reliability-based code calibration," *Structural Safety* 15(3), 197-208.
- Surahman, A. and Rojaniani, K. B. [1983] "Reliability based optimum design of concrete frames," *Journal of Structural Division*, ASCE 109(3), 71-76.
- Tokyo Metropolitan Government, [1985] "Report in the investigation of the earthquake in Mexico," June 1985.

- Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A. [2002] "The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering," Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper 479, London, UK.
- Velázquez, I. [2015] "Costos iniciales de edificios de C/R en la zona IIIb considerando distintas combinaciones de factores de carga," Undergraduate thesis, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Viscusi, K. [2013] "Guidance on Treatment of the Economic Value of a Statistical Life in U.S. Department of Transportation Analyses," Vanderbilt University.
- Wang, J., Huang, D., Chang, S. and Wu, Y. [2014] "New Evidence and Perspective to the Poisson Process and Earthquake Temporal Distribution from 55,000 Events around Taiwan since 1900," Natural Hazards Review, ASCE 15(1), 38–47.
- Wen, Y. K. and Kang, Y. J. [2001a] "Minimum building life-cycle cost design Criteria. I: Methodology," Journal of Structural Engineering, ASCE 127(3), 330-337.
- Wen, Y. K. and Kang, Y. J. [2001b] "Minimum building life-cycle cost design Criteria. II. Applications," Journal of Structural Engineering, ASCE 127(3), 338-346.
- Wen, Y.K. [2001] "Reliability and performance-based design," Structural Safety 23(4), 407-428.