# PROPAGACIÓN DE INCERTIDUMBRE EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES COLOMBIANAS




Presentado por:

**Autor:**
Mónica Alejandra Rivera Toro

**Director:**
Albert R. Ortíz Ph.D.

Trabajo de grado para optar por el Título de
**Ingeniera Civil**



Grupo de Investigación en Ingeniería Sísmica, Eólica, Geotécnica y Estructural (G-7)
Escuela de Ingeniería Civil y Geomática - 3747
Universidad del Valle
Diciembre 2024

# NOTA DE ACEPTACIÓN:

El presente trabajo fue aprobado por el director del programa académico, los jurados y el director de la investigación.

---

**Carlos Madera Sierra, Ph.D.**
Director del Programa Académico de Ingeniería Civil.

---

**Albert R. Ortíz Ph.D.**
Director de la investigación.

---

Jurado

---

Jurado

Santiago de Cali, 15 diciembre de 2024

# AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que hicieron posible la realización de esta tesis y que han sido fundamentales en mi desarrollo académico y personal:

Al profesor Albert R. Ortiz, mi director de tesis, por introducirme al fascinante mundo de las incertidumbres. Su guía y enseñanza no solo despertaron en mí un gran interés por este campo, sino que también me permitieron apreciar su relevancia y aplicarlo con pasión.

A mis tios Elvia y Andrés, quienes con su motivación constante y sus palabras de aliento fueron una inspiración para que eligiera esta carrera. Su confianza en mis capacidades siempre ha sido un motor para seguir adelante.

A la empresa en la que tengo el privilegio de trabajar, Consultoría y Patología Estructural, por darme la oportunidad de compaginar el trabajo y los estudios. Los permisos otorgados y la experiencia adquirida en el ámbito laboral reforzaron de manera significativa los aprendizajes de la universidad, creando una sinergia invaluable para mi formación.

A mi mejor amigo, Gabriel Basallo, quien nunca dudó de que podría lograrlo. En los momentos de frustración siempre estuvo a mi lado, recordándome que tenía la capacidad para alcanzar mis metas y ofreciéndome su apoyo incondicional, incluso en las situaciones más difíciles. Su presencia fue una fuente de fortaleza y motivación.

A mi abuela, mi tía Anadur y a mis padres, quienes siempre estuvieron a mi lado, apoyándome en cada etapa de este camino. Gracias por sus noches de desvelo compartidas conmigo, por los cafés preparados con amor, por sus palabras de aliento en los momentos difíciles, y por interesarse siempre en mi progreso, incluso cuando no entendían del todo lo que hacía. Su apoyo incondicional es un pilar fundamental de este logro.

A todos ustedes, les debo más de lo que las palabras pueden expresar. Esta tesis es el fruto de un esfuerzo colectivo que nunca olvidaré.

Con gratitud,

*Mónica A. Rivera Toro*

# DEDICATORIA

*A mi Alberjita,*

*por ser mi apoyo incondicional, mi inspiración constante y mi alegría en los momentos más desafiantes.*

*Gracias por creer en mí, incluso cuando yo dudaba, y por llenar mi vida de amor y risas. Esta tesis es también tuya, porque sin ti este logro no habría sido posible.*

*Con todo mi amor,*

*Mónica A. Rivera Toro*

# RESUMEN


Las normas de construcción establecen tolerancias que permiten que los criterios de materiales y dimensiones de una edificación puedan variar sin ser considerados incumplimientos frente al modelo determinista [1]. Esta flexibilidad se expresa en términos de tolerancias, las cuales surgen de la incertidumbre inherente en parámetros estructurales, como la resistencia a la compresión ($f'_c$) y a la tracción ($f_t$), el módulo de elasticidad ($E_c$), así como las dimensiones geométricas de vigas y columnas [2]

En el caso colombiano, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 proporciona herramientas tanto para la fase de diseño como para la construcción. Estas herramientas se basan en estudios estadísticos que permiten controlar dichas tolerancias. Por ello, resulta relevante, a partir de un arquetipo que represente las edificaciones colombianas, analizar la respuesta sísmica de estas considerando la influencia de las incertidumbres inherentes a parámetros críticos de diseño.

Es por esto que este trabajo, a partir de un arquetipo colombiano, presenta una caracterización de la sensibilidad del módulo de elasticidad y de los parámetros geométricos de una estructura de pórtico reforzado, tales como la altura y ancho de vigas y columnas. En cuanto a un análisis no lineal, se analizó la influencia de los parámetros deformación al punto de máxima resistencia para concreto no confinado ($\varepsilon_{coi}$), deformación última para concreto no confinado ($\varepsilon_{cui}$), deformación al punto de máxima resistencia para concreto confinado ($\varepsilon_{coc}$), deformación última para concreto confinado ($\varepsilon_{cuc}$), resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días para concreto no confinado ($f'_{ci}$), resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días para concreto confinado ($f'_{cc}$), resistencia al aplastamiento del hormigón para concreto no confinado ($f'_{cui}$) y resistencia al aplastamiento del hormigón para concreto confinado ($f'_{cuc}$).

La influencia evaluada para el análisis sísmico estático lineal, se realiza considerando dos escenarios: el primero consiste en un pórtico donde todos sus elementos presentan variación en los parámetros estudiados para cada iteración y el segundo en un pórtico donde todos sus elementos presentan el mismo valor para cada iteración. De igual forma, se realiza una comparación de las fuerzas internas de los elementos más críticos, considerando incertidumbres con respecto a las demandas del modelo determinista. Después de analizada la influencia se realiza la propagación de incertidumbre a modelos numéricos mediante simulaciones de Montecarlo. El análisis reveló que la incertidumbre en la deriva alcanza un $\pm 10\,\%$ con un intervalo de confianza del $95\,\%$, mientras que la de los periodos fundamentales se limita a $\pm 4\,\%$, indicando que la dinámica global de la estructura es menos sensible a la variabilidad de los parámetros estudiados. En los análisis de pushover, la estructura mostró un rango de falla consistente en derivas del $\pm 4\,\%$, sugiriendo estabilidad en

el comportamiento lineal a pesar de las variaciones en los parámetros.Los resultados destacan la importancia de considerar estas variaciones aleatorias en el diseño estructural, ya que impactan de forma directa en la capacidad de las edificaciones para responder a las demandas sísmicas. Este enfoque permite mejorar la evaluación del riesgo y la predicción de posibles desviaciones en el desempeño esperado, contribuyendo a un diseño más robusto y seguro.

***Palabras clave:*** Incertidumbre, Reglamento NSR-10, deriva, Montecarlo, sensibilidad.

# Índice general

**RESUMEN** **5**

**Índice de figuras** **9**

**Índice de tablas** **14**

**1. INTRODUCCIÓN** **17**

**2. PROBLEMA** **19**

2.1. Antecedentes . . . . . 19

2.2. Planteamiento . . . . . 21

2.3. Objetivos . . . . . 21

2.4. Justificación . . . . . 22

**3. MARCO DE REFERENCIA** **24**

3.1. Bases teóricas . . . . . 24

3.1.1. Definición y tipos de incertidumbre . . . . . 24

3.1.2. Teoría de Mezclas de Probabilidades . . . . . 25

3.1.3. Análisis de sensibilidad . . . . . 26

3.1.4. Propagación de Incertidumbre . . . . . 28

3.1.5. Análisis Sísmico . . . . . 30

3.2. Estado del Arte . . . . . 34

**4. METODOLOGÍA** **51**

4.1. Definición del arquetipo colombiano . . . . . 51

4.2. Caracterización de la variabilidad de los parámetros a estudiar . . . . . 52

4.2.1. Parámetros de Materiales . . . . . 52

4.2.2. Parámetros Geométricos . . . . . 53

4.2.3. Parámetros para el análisis no lineal . . . . . 55

4.3. Caracterización de la sensibilidad de los parámetros estructurales usados en el diseño de edificaciones de concreto reforzado en Colombia. . . . . 57

4.3.1. Análisis lineal . . . . . 57

4.3.2. Análisis no lineal . . . . . 59

4.4. Propagación de incertidumbres . . . . . 59

**5. RESULTADOS Y ANÁLISIS** **61**

5.1. Modelo numérico . . . . . 61

5.2. Caracterización de Parámetros . . . . . 62

5.2.1. Parámetros Geométricos . . . . . 62

5.2.2. Parámetros de Materiales . . . . . 63

5.3. Diseño Determinista de la estructura . . . . . 64

5.3.1. Fuerza Horizontal Equivalente . . . . . 65

5.3.2. Derivas . . . . . 66

5.3.3. Respuesta dinamica . . . . . 66

5.3.4. Diseño de Elementos Estructurales . . . . . 67

5.4. Análisis de sensibilidad . . . . . 68

5.5. Propagación de Incertidumbre . . . . . 77

5.5.1. Análisis Estático Lineal . . . . . 77

5.5.2. Análisis Dinámico Lineal . . . . . 79

5.5.3. Fuerzas internas . . . . . 80

5.5.4. Caso estático no lineal - Pushover . . . . . 83

**6. CONCLUSIONES** **89**

**REFERENCIAS** **90**

# Índice de figuras

2.1. (a) Ejemplo de curvas de fragilidad de excedencia de deriva para una estructura de 8 pisos, (b) Dispersión debido a la incertidumbre en la modelización como función de la relación de deriva del piso [8] . . . . . 20

2.2. Análisis estadístico y funciones de distribución de probabilidad ajustada para la deformación de entrepiso de un edificio diseñado por análisis modal espectral y para fuerza horizontal equivalente [32]. . . . . 21

3.3. Ilustración del concepto de deriva. [25] . . . . . 31

3.4. Cargas y resistencias máximas para una familia de vigas. [85] . . . . . 33

3.5. Definición de falla. [85] . . . . . 33

3.6. (a) Las curvas IDA del modelo SDOF equivalente, que se definió en función del modelo determinista y (b) las curvas IDA de los modelos SDOF equivalentes determinados en función del conjunto de modelos estructurales. [87] . . . . . 36

3.7. Las curvas de fragilidad para los tres estados límite y para incorporar solo incertidumbres aleatorias o ambas, aleatorias y epistémicas.[87] . . . . . 36

3.8. Histograma que muestra los resultados de 33 análisis de sensibilidad para la aceleración espectral mediana correspondiente a (a) la capacidad de colapso y (c) el estado límite de desplazamiento entre pisos del 1 %. Diagrama de tornado a partir de los resultados del análisis de sensibilidad, para: (b) capacidad de colapso media y (d) estado límite de desplazamiento entre pisos del 1 %.[14] . . . . . 37

3.9. Ilustración de la relación no lineal entre las variables aleatorias del modelo y la respuesta estructural. [14] . . . . . 38

3.10. Fragilidades de respuesta estructural que representan el estado límite de colapso, obtenidas mediante: (a) superficie de respuesta cuadrática (polinómica) y (b) aproximación FOSM, y el estado límite de 1 % de desplazamiento entre pisos (IDR) (c) superficie de respuesta cuadrática y (d) aproximación FOSM/superficie de respuesta lineal.[14] . . . . . 38

3.11. Análisis de franjas para el modelo de marco de tres pisos con valores medianos.[10] . 39

3.12. Análisis de nube y franjas para los modelos de marco con valores medianos.[10] . . . 40

3.13. Fragilidades sísmicas medianas con predicciones y límites de confianza para los modelos de marcos muestreados mediante hipercubo latino.[10] . . . . . 40

3.14. Vista tridimensional del edificio de cuatro pisos y la armadura típica en secciones seleccionadas de vigas y columnas.[18] . . . . . 41

3.15. Las curvas de empuje correspondientes al conjunto de modelos estructurales, la curva de empuje correspondiente al modelo determinístico y la llamada curva de empuje mediana. Los puntos destacados indican los estados límite de daño leve (DL), daño significativo (SD) y colapso cercano (NC).[18] . . . . . 42

3.16. Las curvas de fragilidad para los tres estados límite y para la incorporación solo de incertidumbres aleatorias, o ambas, aleatorias y epistémicas.[18] . . . . . 42

3.17. Diagramas de tornado para el edificio antiguo de tres pisos.[12] . . . . . 44

3.18. Diagramas de tornado para (a) el edificio contemporáneo de tres pisos y (b) el edificio contemporáneo de cuatro pisos.[12] . . . . . 44

3.19. (a) Pushover y (b) las curvas IN2 correspondientes al edificio antiguo de tres pisos, mostrando el estado límite de casi colapso. Los resultados se presentan para el conjunto de modelos estructurales y el modelo estructural determinista para el análisis en la dirección X positiva.[12] . . . . . 45

3.20. Curvas IN2 y pushover, mostrando los puntos del estado límite de casi colapso. Los resultados se presentan para la dirección crítica de (a) el edificio contemporáneo de tres pisos y (b) el edificio contemporáneo de cuatro pisos.[12] . . . . . 45

3.21. Diagramas de tornado para tres Funciones de Estado Límite (LSFs), mostrando la contribución de variables individuales a la capacidad de carga horizontal. . . . . 48

3.22. Función de Densidad de Probabilidad Normalizada de la Variable Aleatoria incorporada en las simulaciones de PC.[13] . . . . . 49

4.23. Superposición de distribuciones de parámetros geométricos. . . . . 54

4.24. Superposición de distribuciones de parámetros geométricos ajustada. . . . . 55

4.25. Distribución normal representativa para los parámetros geométricos. . . . . 55

4.26. Proceso de análisis de sensibilidad para los parámetros geométricos de las vigas bajo un escenario de variabilidad independiente . . . . . 58

4.27. Proceso de análisis de sensibilidad para los parámetros geométricos de las vigas bajo un escenario de variabilidad dependiente . . . . . 58

5.28. Vista en planta del arquetipo colombiano . . . . . 61

5.29. Vista en alzada longitudinal del arquetipo colombiano . . . . . 62

5.30. Vista frontal del arquetipo colombiano . . . . . 62

5.31. Distribuciones de los parámetros geométricos (a.) $B_{\mathrm{c}}$, (b.) $H_{\mathrm{c}}$, (c.) $B_{\mathrm{b}}$ y (d.) $H_{\mathrm{b}}$ . . 63

5.32. Distribuciones de los parámetros materiales (a.) ($E_{\mathrm{cc}}$) y (b.) ($\mathrm{E_{cb}}$) . . . . . 64

5.33. Sistema Estructural del arquetipo Colombiano . . . . . 64

5.34. Derivas en X e Y . . . . . 66

5.35. Espectro de respuesta . . . . . 67

5.36. Sección de viga - 6#6 (1704 $\mathrm{mm}^2$) . . . . . 68

5.37. Sección de columna- 10#6 (2840 $\mathrm{mm}^2$) . . . . . 68

5.38. Análisis de sensibilidad para ambas condiciones de estudio para el piso 1 en el sentido x, (a.) Dimensión de columnas, (b.) Dimensión de vigas (c.) Módulo de elasticidad . 69

5.39. Análisis de sensibilidad para ambas condiciones de estudio para el piso 2 en el sentido x, (a.) Dimensión de columnas, (b.) Dimensión de vigas (c.) Módulo de elasticidad . 69

5.40. Análisis de sensibilidad para ambas condiciones de estudio para el piso 3 en el sentido x, (a.) Dimensión de columnas, (b.) Dimensión de vigas (c.) Módulo de elasticidad . 70

5.41. Análisis de sensibilidad para ambas condiciones de estudio para el piso 1 en el sentido y, (a.) Dimensión de columnas, (b.) Dimensión de vigas (c.) Módulo de elasticidad . 70

5.42. Análisis de sensibilidad para ambas condiciones de estudio para el piso 2 en el sentido y, (a.) Dimensión de columnas, (b.) Dimensión de vigas (c.) Módulo de elasticidad . 70

5.43. Análisis de sensibilidad para ambas condiciones de estudio para el piso 3 en el sentido y, (a.) Dimensión de columnas, (b.) Dimensión de vigas (c.) Módulo de elasticidad . 71

5.44. Sensibilidad de parámetros para variabilidad independiente (a, c y e) y dependiente (b, d y f) con respecto a la respuesta de deriva en X (a y b) Piso 1, (c y d) Piso 2 y (e y f) Piso 3. . . . . 72

5.45. Sensibilidad de parámetros para variabilidad independiente (a, c y e) y dependiente (b, d y f) con respecto a la respuesta de deriva en Y (a y b) Piso 1, (c y d) Piso 2 y (e y f) Piso 3. . . . . 73

5.46. Densidad de probabilidad acumulada de la deriva en el sentido X para el piso 1 . . . 74

5.47. Densidad de probabilidad acumulada de la deriva en el sentido X para el piso 2 . . . 74

5.48. Densidad de probabilidad acumulada de la deriva en el sentido X para el piso 3 . . . 75

5.49. Densidad de probabilidad acumulada de la deriva en el sentido y para el piso 1 . . . 75

5.50. Densidad de probabilidad acumulada de la deriva en el sentido y para el piso 2 . . . 76

5.51. Densidad de probabilidad acumulada de la deriva en el sentido y para el piso 3 . . . 76

5.52. Propagación de incertidumbre en sentido X (a.) Densidad de probabilidad piso 1, (b.) Densidad de probabilidad piso 2, (c.) Densidad de probabilidad piso 3, (d.) Probabilidad acumulada piso 1, (e.) Probabilidad acumulada piso 2, (f.) Probabilidad acumulada piso 3 . . . . . 78

5.53. Propagación de incertidumbre en sentido y (a.) Densidad de probabilidad piso 1, (b.) Densidad de probabilidad piso 2, (c.) Densidad de probabilidad piso 3, (d.) Probabilidad acumulada piso 1, (e.) Probabilidad acumulada piso 2, (f.) Probabilidad acumulada piso 3 . . . . . 78

5.54. Propagación de incertidumbre para los periodos (a.) Periodo Modo 1, (b.) Periodo Modo 2 . . . . . 79

5.55. Modelo 3D del Arquetipo Colombiano - Viga de mayor demanda. . . . . 80

5.56. Modelo 3D del Arquetipo Colombiano - Columna de mayor demanda. . . . . 80

5.57. Propagación de incertidumbre de momentos en la columna de mayor demanda (a) Densidad de probabilidad (b) Probabilidad acumulada . . . . . 81

5.58. Sección de columna- 10#6 (2840 $mm^2$) . . . . . 81

5.59. Propagación de incertidumbre de momentos en la viga de mayor demanda (a) Densidad de probabilidad (b) Probabilidad acumulada . . . . . 82

5.60. Sección de viga - 6#6 (1704 $mm^2$) . . . . . 82

5.61. Planta estructural ajustada . . . . . 83

5.62. Análisis de sensibilidad con respecto a la deformación al punto de máxima resistencia ($\varepsilon_{psc0}$) . . . . . 84

5.63. Histograma de desplazamiento considerando la variación de la deformación al punto de máxima resistencia ($\varepsilon_{psc0}$) . . . . . 84

5.64. Análisis de sensibilidad con respecto a la resistencia al aplastamiento ($f'_{\mathrm{cu}}$) . . . . . 85

5.65. Histograma de desplazamiento considerando la resistencia al aplastamiento ($f'_{\mathrm{cu}}$) . . 85

5.66. Análisis de sensibilidad con respecto a la resistencia a la compresión del concreto ($f'_{\mathrm{c}}$) 86

5.67. Histograma de desplazamiento considerando la resistencia a la compresión del concreto ($f'_{\mathrm{c}}$) . . . . . 86

5.68. Análisis de sensibilidad con respecto a la deformación última ($\epsilon_{psu}$) . . . . . 87

5.69. Análisis de sensibilidad con respecto a la deformación última ($\epsilon_{psu}$) . . . . . 87

5.70. Propagación de incertidumbre considerando la variabilidad de los cuatro parámetros estudiados . . . . . 88

5.71. Histograma de la propagación de incertidumbre . . . . . 88

# Índice de tablas


3.1. Definición de falla. [85] . . . . . 34

3.2. Características estadísticas de las variables aleatorias de entrada [18]. . . . . 42

3.3. Parámetros estimados de la curva de peligro y el riesgo expresado en términos de FMA, el periodo de retorno en años y la frecuencia de superar el estado límite en 50 años. . . . . 43

4.4. Distribuciones de probabilidad para parámetros no lineales en vigas. . . . . 56

4.5. Distribuciones de probabilidad para parámetros no lineales en columnas. . . . . 57

4.6. Parámetros en estudio para cada tipo de análisis. . . . . 60

5.7. Tabla de propiedades de los elementos estructurales. . . . . 62

5.8. Tabla de parámetros geométricos. . . . . 63

5.9. Tabla de parámetros de materiales. . . . . 64

5.10. Datos de generación de masa para análisis lateral de edificios (Unidad: tonf, m) . . 65

5.11. Datos de generación de carga sísmica en dirección X (Unidad: tonf, m) . . . . . 65

5.12. Periodos de la Estructura . . . . . 67

5.13. Participación modal de masas . . . . . 67

5.14. Deriva de los pisos en x e y. . . . . 69

5.15. Variabilidad de la deriva en X cuando se considera variación en la dimensión de columnas, para ambos escenarios. . . . . 71

5.16. Variabilidad de la deriva en X cuando se considera variación en la dimensión de vigas, para ambos escenarios. . . . . 71

5.17. Variabilidad de la deriva en X cuando se considera variación en el módulo de elasticidad, para ambos escenarios. . . . . 72

5.18. Variabilidad de la deriva en Y cuando se considera variación en la dimensión de columnas, para ambos escenarios. . . . . 72

5.19. Variabilidad de la deriva en Y cuando se considera variación en la dimensión de vigas, para ambos escenarios. . . . . 73

5.20. Variabilidad de la deriva en Y cuando se considera variación en el módulo de elasticidad, para ambos escenarios. . . . . 73

5.21. Deriva en sentido X . . . . . 79

5.22. Deriva en sentido Y . . . . . 79

# 1. INTRODUCCIÓN

En el diseño estructural de edificaciones en concreto reforzado se considera que los parámetros de entrada del proceso de cálculo son deterministas [3]. Sin embargo, su comportamiento obedece a distribuciones probabilísticas, así como lo mencionan Vu, C.-C., & Ho, N.-K. (2023) [4] quienes evaluaron las distribuciones normal, log-normal y Weibull para caracterizar la resistencia del concreto, dicha investigación afirma que independientemente de la proporción de mezcla, el tamaño y el tipo de espécimen de concreto, la distribución normal es el modelo que mejor representa el comportamiento de este parámetro. De igual forma Tao, J et al (2020) [5] caracterizaron la dependencia probabilista para la resistencia del concreto, el módulo de elasticidad inicial, la deformación de compresión máxima y el parámetro de forma de compresión.

Dicha aleatoriedad en los datos de entrada en un modelo numérico afecta la respuesta sísmica de la edificación, siendo la deriva un parámetro de control importante en el diseño sísmico para la estabilidad estructural [6]. Mohammad Amin Hariri-Ardebili et al (2024) [7] identificaron que la variabilidad asociada a la estrategia de modelado tiene una mayor influencia sobre la respuesta de la deriva que la generada por la incertidumbre del material. De igual forma, Gokkaya et al (2016) [8] estudiaron el efecto de la incertidumbre en el modelado de estructuras y la variabilidad de los movimientos sísmicos en el riesgo de colapso de edificios y sus derivas, concluyendo que los límites de deriva son poco conservadores en relación con la seguridad ante colapsos.

La incertidumbre que acompaña a los parámetros de entrada no es la misma para todas las estructuras, por lo cual resulta necesario identificar los parámetros que más afectan la respuesta y evitar así el gasto computacional y de tiempo [9]. Una vasta cantidad de investigaciones demuestran que los parámetros asociados al material son de los que mayor influencia tienen en la respuesta sísmica de edificaciones de concreto reforzado. Entre los cuales se encuentran la resistencia del concreto [10] [11] y el módulo de elasticidad [11]. Aunque en algunos casos, investigaciones como la de Celarec & M. Dolek (2013) [12] afirman que aunque la resistencia del concreto es un parámetro que afecta la respuesta estructural, es la capacidad rotacional de las rótulas plásticas en vigas y columnas la que mayor impacto tiene.

La resistencia del concreto y el módulo de elasticidad no son los únicos parámetros que afectan la respuesta. Sosso, B et al (2020) [13], estudió una gran cantidad de parámetros asociados al material, obteniendo que considerar la incertidumbre principalmente de la resistencia de fluencia y la deformación última del concreto y acero, además de la resistencia del concreto y el módulo de elasticidad del concreto, podría llevar al colapso o a la supervivencia de la estructura.

Para identificar el efecto de la incertidumbre de dichos parámetros, el análisis debe contemplar un proceso de propagación de las incertidumbres asociadas. Para ello se han utilizado métodos que permiten determinar de forma discreta los efectos de una o más variables, hasta métodos más especializados de tipo Montecarlo [14], [15]. La simulación Montecarlo es un método de cálculo probabilístico ampliamente aplicado que utiliza muestras aleatorias extraídas de una distribución de entrada para alimentar un modelo y así obtener de manera eficiente la respuesta ante dicha variabilidad [16]. La simulación Montecarlo es aplicable a cualquier distribución, sin embargo, tiene un costo computacional alto [17]-[20], por lo cual muchas investigaciones se han centrado en proponer nuevos métodos que permitan simplicidad y eficiencia en casos muy complejos [21]. A pesar de esto, es un método que aún se utiliza, ya sea como punto de comparación con otros métodos o para la propagación directa de la incertidumbre, dado que tiene un alto alcance[22].

Estas incertidumbres son tratadas a través de códigos de diseño y normas [23], como es el caso del ACI 117.1R-14 [24] en donde se establecen los limites tolerables de dimensiones de elementos como vigas y columnas, las cuales son adoptados por la Norma sismorresistente Colombiana (NSR-10) [25]. Otra forma en que el Reglamento NSR-10 solventa la variabilidad asociada, por ejemplo en cargas, es por medio del formato de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Es por esto que la construcción formal en Colombia no es ajena a la influencia de las incertidumbres asociadas a diferentes fuentes, sin embargo, es necesario que a medida que las investigaciones respecto al comportamiento de los materiales, cargas, y demás parámetros vayan avanzando, se refinen los criterios de aceptación, tolerancia y ecuaciones, con el fin de obtener diseños más eficientes.

El objetivo de este trabajo consiste en cuantificar la incertidumbre asociada al desempeño sísmico de estructuras aporticadas de concreto reforzado en Colombia. En el análisis se identificará la influencia de los parámetros seleccionados a partir de un análisis de sensibilidad, y posteriormente se propagará la incertidumbre en el modelo numérico representativo de la construcción colombiana mediante el método Montecarlo. Para ello se utilizan modelos numéricos en OpenSees de estructuras típicas y representativas de la construcción en el país.

Para lograr este objetivo inicialmente se presenta la descripción y caracterización de los parámetros estudiados, posteriormente se describe la metodología del análisis de sensibilidad, en la cual se detallan los escenarios estudiados, y se describe el método propagación de incertidumbre utilizado para la cuantificación de la incertidumbre de respuesta para los tres métodos de análisis, además se detalla el método y proceso utilizado para el análisis no lineal mediante Opensees. Finalmente se presentan los resultados y discusión asociados al análisis de sensibilidad y respuesta final de la edificación cuando se propaga la incertidumbre.

# 2. PROBLEMA

## 2.1. Antecedentes

El diseño estructural implica una serie de procesos cuyo objetivo es garantizar que una estructura pueda soportar todas las demandas requeridas durante su vida útil. Transmitir y sostener cargas es la función principal de una estructura, pero si está diseñada o construida incorrectamente, o si las cargas superan las especificaciones, puede haber consecuencias graves [26]. La forma en que los sistemas estructurales reaccionan está altamente influenciada por las incertidumbres presentes en los parámetros estructurales, tales como propiedades de los materiales, la geometría de la edificación, la fabricación, las cargas externas y el análisis numérico o analítico utilizado, lo cual afecta directamente al desempeño estructural de una edificación [1] [27].

Varios autores han estudiado la influencia de la variablidad de las propiedades en estructuras. Por ejemplo, Wan et al (2023) [2] señala que en un modelo constitutivo de daño elastoplástico para materiales de hormigón existen 10 parámetros importantes. Estos incluyen medidas como la resistencia a la compresión ($f'_c$) y a la tracción ($f_t$), así como las deformaciones máximas en compresión ($\varepsilon_c$) y tracción ($\varepsilon_t$). Además, involucra elementos de forma para la compresión ($\alpha_c$) y la tracción ($\alpha_t$), el módulo de elasticidad inicial ($E_c$), el coeficiente de Poisson ($\nu$), el factor de fortalecimiento biaxial ($f_{bc}/f_c$) y el factor de fortalecimiento plástico ($\mu$). Los primeros 7 parámetros pueden tener incertidumbres significativas que no deben pasarse por alto.

Debido a que el diseño basado en objetivos determinísticos solo considera las incertidumbres presentes en las metodologías normativas, como los Factores de Seguridad Parciales (PSF) y el Diseño de Factores de Carga y Resistencia (LRFD), hace que no se pueda asegurar un nivel específico de confiabilidad para las funciones de desempeño en el diseño clásico de estructuras [28] [29]. Sin embargo, esta simplificación del diseño usando LFRD pueden conducir a un diseño excesivo con implicaciones de costos adversas, además de que pueden quedar ciertos parámetros sin su adecuada influencia en el análisis [30] [31].

La contemplación de incertidumbres durante el proceso de diseño ha sido ampliamente estudiada bajo diferentes contextos y condiciones. Por ejemplo, Gokkaya et al (2016) [8], evalúa la incorporación de la incertidumbre en los parámetros del modelo estructural mediante análisis dinámicos no lineales, para evaluar de manera probabilística los desplazamientos de los niveles y el

riesgo de colapso de edificios, los cuales se compara con modelos determinísticos.

En la figura 2.1 se observan las curvas de fragilidad por deriva excedida para una estructura de 8 pisos, se muestran las diferencias entre las simulaciones usando un modelo determinista (líneas punteadas) y las que incluyen incertidumbre en el modelado (líneas continuas) para diferentes limites de derivas de entrepiso (sdr). Se observa que la incertidumbre asociada a la modelización de estructuras tiene un impacto relativamente limitado en las demandas de deriva que comúnmente se consideran según los códigos de construcción. Para este caso en particular se consideró la incertidumbre de la resistencia a la flexión, relación entre momento máximo y momento de fluencia, rigidez inicial efectiva, capacidad de rotación plástica, capacidad de rotación post-pico y la capacidad de disipación de energía para deterioro cíclico de rigidez y resistencia.

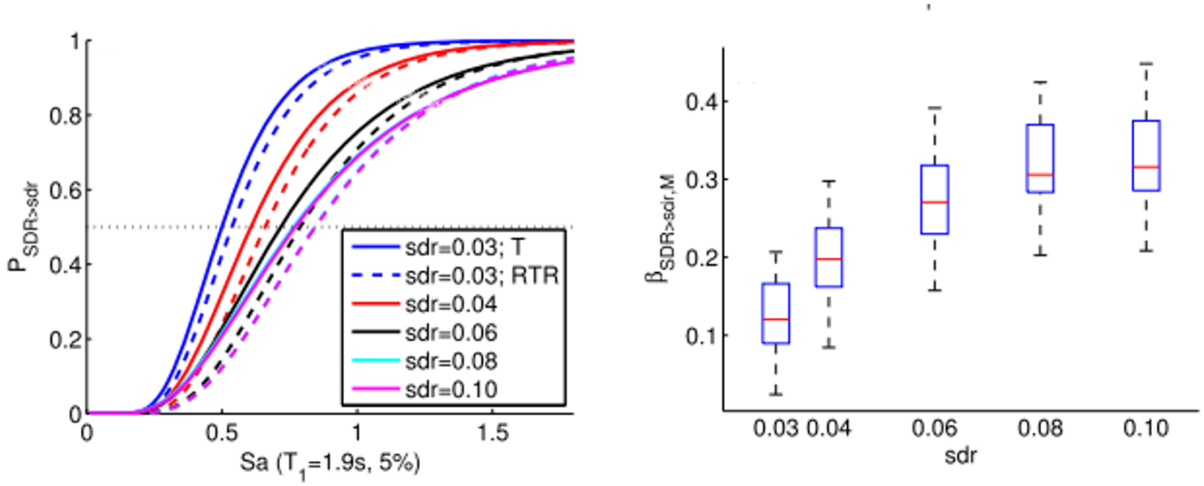


**Figura 2.1:** (a) Ejemplo de curvas de fragilidad de excedencia de deriva para una estructura de 8 pisos, (b) Dispersión debido a la incertidumbre en la modelización como función de la relación de deriva del piso [8]

Sin embargo, a pesar de este efecto menor en las demandas de deriva, resulta notable que la incertidumbre en la modelización incrementa la frecuencia de excedencia de ciertos valores específicos de deriva de piso, especialmente aquellos con un valor de 0.03, en aproximadamente 1.2 veces. Este hallazgo sugiere que, aunque la influencia de la incertidumbre en la modelización no es significativa a niveles estándar de deriva, sí juega un papel medible en la frecuencia con la que se superan umbrales específicos de deriva de piso. Estos resultados resaltan la importancia de considerar cuidadosamente la incertidumbre en la modelización para mejorar la precisión y confiabilidad de las evaluaciones sísmicas y el diseño de estructuras.

De igual forma, Ruiz et al (2013) [32] analiza la respuesta de las derivas en edificaciones de concreto reforzado considerando la incertidumbre del módulo de elasticidad del concreto, con el fin de evaluar la seguridad sísmica. En la figura 2.2 se muestran los resultados del análisis estadístico y función de distribución de probabilidad ajustada para la deformación de entrepiso de un edificio diseñado para análisis modal espectral y para fuerza horizontal equivalente. El análisis revela que

solo el 12 % de las edificaciones cumplirían con una deformación máxima del 1 % (límite máximo permitido por el Reglamento NSR-10).

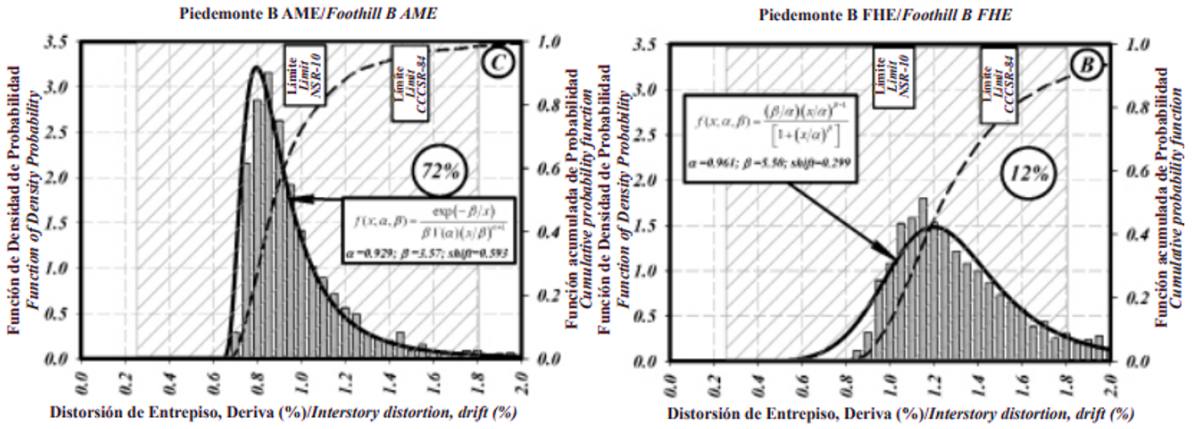


**Figura 2.2:** Análisis estadístico y funciones de distribución de probabilidad ajustada para la deformación de entrepiso de un edificio diseñado por análisis modal espectral y para fuerza horizontal equivalente [32].

Por lo tanto, considerando las normativas planteadas por la legislación colombiana, la tradición en la construcción y los controles de calidad aplicados en las edificaciones, se considera necesario evaluar de qué manera ciertas incertidumbres pueden afectar a las edificaciones típicas colombianas.

## 2.2. Planteamiento

- ¿Cuál es la incertidumbre en el desempeño sísmico de estructuras de concreto reforzado en Colombia?

## 2.3. Objetivos

### Objetivo general

- Cuantificar la incertidumbre asociada al desempeño sísmico de estructuras de concreto en Colombia.

### Objetivos específicos

- Identificar los parámetros que más afectan la respuesta de estructuras de concreto reforzado en Colombia mediante un análisis de sensibilidad.

- Determinar la incertidumbre de los parámetros encontrados en el análisis de sensibilidad.

- Realizar la propagación de incertidumbre en modelos numéricos de estructuras de concreto reforzado de Colombia.

- Definir criterios de diseño basados en el estudio de propagación de incertidumbre.

## 2.4. Justificación

La importancia de comprender y gestionar la incertidumbre radica en su capacidad para incidir directamente en la seguridad, la capacidad de servicio, la durabilidad y la sostenibilidad de las estructuras que configuran nuestro entorno construido [33]. Esta incertidumbre, si no se aborda adecuadamente, puede desencadenar diseños estructurales que oscilan entre el exceso y la insuficiencia incidiendo directamente en la confianza depositada en el proceso de diseño y sus resultados [34].

La consideración de la incertidumbre debe comenzar en la academia, especialmente en la enseñanza de la ciencia. Según Chen (2022) [29], la incertidumbre puede ser tanto un obstáculo como un recurso para la ciencia y su comprensión. Este conocimiento es vital para la expansión del conocimiento y la comprensión de las complejidades inherentes a la construcción. Los resultados de dichas investigaciones proporcionan una base sólida para la evaluación y mitigación de los riesgos asociados con las incertidumbres constructivas y de diseño, contribuyendo a la creación de estructuras más seguras y resilientes. La persistencia de idealizaciones geométricas en los modelos académicos actuales resalta la urgente necesidad de abordar estas incertidumbres de manera más rigurosa [1].

No obstante, el reglamento colombiano actual reconoce la presencia y los impactos de las incertidumbres en el diseño estructural, estableciendo criterios mínimos con el fin de garantizar la seguridad humana. Aunque este objetivo ha sido alcanzado de manera general durante eventos sísmicos recientes en Colombia, como el terremoto de Bogotá ocurrido en agosto de 2023. Es por esto que la construcción formal en Colombia no es ajena a la influencia de las incertidumbres asociadas a diferentes fuentes, sin embargo, es necesario que a medida que las investigaciones respecto al comportamiento de los materiales, cargas, y demás parámetros vayan avanzando, se refinen los criterios de aceptación, tolerancia y ecuaciones, con el fin de obtener diseños más eficientes.

Investigaciones como la llevada a cabo por Ruiz et al (2013) [32] han revelado que, en el caso específico de Bogotá, existe la necesidad de ajustar la fórmula de estimación del módulo de elasticidad de el Reglamento NSR-10. Esto permitiría realizar estimaciones más seguras y confiables de las deformaciones de entrepiso sísmicas, las cuales excedieron los límites permitidos, a pesar de tratarse de estructuras diseñadas bajo el Reglamento NSR-10. Este ejemplo en Bogotá podría extrapolarse a nivel nacional, evidenciando la imperante necesidad de considerar las incertidumbres

en el marco normativo colombiano.

Por otro lado, la necesidad de considerar de manera integral la incertidumbre en el diseño estructural radica en su potencial para influir significativamente en la rentabilidad y eficiencia de las edificaciones [34]. En un mundo donde la optimización de recursos y la eficiencia económica son imperativos, las estructuras que se diseñan y construyen deben ser tanto seguras como económicamente viables [35].

La incorporación adecuada de la incertidumbre permite realizar un análisis más realista de las condiciones y factores variables que afectan el rendimiento estructural. Esto, a su vez, puede llevar a un diseño más preciso que no solo cumple con los requisitos de seguridad, sino que también minimiza los costos innecesarios asociados a un diseño excesivamente conservador [36]. Al abordar la incertidumbre de manera estratégica, los ingenieros pueden lograr estructuras que sean eficaces tanto desde el punto de vista de la seguridad como de la inversión financiera, promoviendo así un equilibrio óptimo entre la seguridad y la rentabilidad en la construcción y asegurando que los recursos se utilicen de manera eficiente en el desarrollo de infraestructuras resilientes y sostenibles [37].

# 3. MARCO DE REFERENCIA

## 3.1. Bases teóricas

### 3.1.1. Definición y tipos de incertidumbre

La incertidumbre es un aspecto inherente en el diseño estructural, influenciado por la variabilidad de los materiales, las cargas aplicadas y las condiciones de diseño. Comprender y cuantificar estas incertidumbres es esencial para garantizar la seguridad y el desempeño adecuado de las edificaciones, especialmente en el contexto colombiano, donde las normativas y prácticas constructivas presentan características particulares. En este contexto, conceptos como el análisis de sensibilidad, los métodos para la propagación de incertidumbre y los tipos de variabilidad se convierten en herramientas fundamentales para evaluar cómo las diferentes variables influyen en la respuesta estructural y cómo estas variaciones pueden ser gestionadas de manera eficiente.

La incertidumbre es definida como la responsabilidad al azar o al accidente, dudosidad o vaguedad, falta de seguridad o confianza y algo que no se conoce o no se puede conocer con certeza [38], otros autores la definen como la falta de seguridad o certidumbre, es decir la implicación de que existe [39], y existe cuando la probabilidad de que ocurra un evento no es cero, y a menudo se resume en términos de sesgo, varianza y medidas basadas en la distribución estadística.

Existen dos tipos diferentes de incertidumbre, denominados epistémicos y aleatorios; en términos generales, estos capturan la parte reducible e irreducible de la incertidumbre total en una predicción, respectivamente [40]. La incertidumbre epistémica, también conocida como incertidumbre del estado de conocimiento, subjetiva, de tipo B o reducible, se refiere a aquella que puede disminuirse mediante una mejor comprensión, investigación o mediante la obtención de datos más relevantes y completos. Este tipo de incertidumbre suele asociarse a valores que se consideran fijos en un análisis, aunque no se conocen con exactitud. Por ejemplo, el módulo de elasticidad de un material específico puede suponerse constante, pero su valor exacto puede ser desconocido [41].

En contraste, la incertidumbre derivada de la aleatoriedad inherente, que no puede mitigarse mediante la recopilación de más datos, se denomina incertidumbre aleatoria. Ejemplos de esta última incluyen fenómenos como el clima o las alturas en una población, los cuales no pueden ser precisados más allá de su variabilidad natural. La incertidumbre aleatoria también se conoce como incertidumbre estocástica, de variabilidad, irreducible o de tipo A, y suele representarse mediante distribuciones de probabilidad. Por otro lado, la incertidumbre epistémica puede o no ser modelada

de forma probabilística [41].

A menudo se suele confundir el término incertidumbre con variabilidad, aunque tienen significados distintos. La incertidumbre, como se ha mencionado anteriormente, está asociada al desconocimiento o falta de certeza sobre algo, mientras que la variabilidad se refiere a la capacidad de una cantidad de tomar diferentes valores en distintos contextos, ya sea en tiempo, espacio o situaciones específicas. La incertidumbre se representa a través de una distribución de probabilidad que describe la probabilidad de ocurrencia de un valor particular para una cantidad incierta. En contraste, la variabilidad se describe mediante una distribución de frecuencias que refleja la diversidad de valores observados en múltiples instancias [42].

Es usual que las normas expresen los límites tolerables o criterios de aceptación por medio de intervalos, que en muchos casos no son simétricos, sin embargo, para considerar dicho intervalo de validación se requiere traducir en distribuciones, para eso se puede hacer uso de la Teoría de mezclas de probabilidades.

### 3.1.2. Teoría de Mezclas de Probabilidades

La teoría de mezclas de probabilidades es una herramienta versátil que puede ser utilizada para modelar distribuciones con intervalos asimétricos, permitiendo representar fenómenos complejos que no se ajustan a una única distribución convencional. Este enfoque se basa en la combinación de varias distribuciones de probabilidad individuales, donde cada una representa un componente o subpoblación que contribuye al comportamiento global de los datos. Gracias a esta capacidad de adaptarse a formas asimétricas, las mezclas de probabilidades son especialmente útiles en situaciones donde los datos muestran sesgos o patrones no simétricos [43].

Una mezcla de probabilidades modela una variable aleatoria como una combinación ponderada de varias distribuciones individuales.

La capacidad de las mezclas para manejar asimetría surge de la flexibilidad al elegir las distribuciones componentes y sus pesos :

*Elección de distribuciones asimétricas*:

Distribuciones como la gamma, beta o log-normal, que son intrínsecamente asimétricas, pueden ser seleccionadas para modelar componentes individuales. Por ejemplo, una distribución gamma puede capturar un sesgo hacia valores bajos dentro de un intervalo definido [44].

*Combinación de distribuciones simétricas*:

Incluso con distribuciones simétricas, como la normal, es posible generar una forma asimétrica ajustando sus medias, varianzas y pesos. Por ejemplo, una mezcla de dos normales, una con una varianza alta y otra con una media desplazada, puede producir una distribución global asimétrica [44].

*Intervalos acotados*:

Para datos restringidos a un intervalo específico, se pueden usar distribuciones truncadas (como normales truncadas) o distribuciones definidas en intervalos finitos, como la beta. Esto permite una representación precisa de los datos observados [44].

### 3.1.3. Análisis de sensibilidad

Una primera instancia para determinar la influencia que tienen ciertos parámetros es por medio de técnicas como el análisis de sensibilidad, el cual se utiliza para evaluar cómo las variaciones en los parámetros de entrada de un modelo afectan las respuestas o resultados de dicho modelo [45]. El análisis de sensibilidad en el diseño estructural se centra en la relación entre las variables de diseño, que están bajo el control del ingeniero, y las variables de respuesta o el comportamiento estructural, el cual está determinado por las leyes de la mecánica.

La influencia de las variables de diseño, tales como el área de la sección transversal de los elementos estructurales, el grosor de las placas y la geometría del componente, sobre las respuestas estructurales como desplazamientos, tensiones, frecuencias naturales y carga de pandeo, se establece mediante las ecuaciones de estado que rigen la mecánica estructural [46].

El análisis de sensibilidad se divide en dos grandes categorías: métodos locales y globales, dependiendo del enfoque y alcance del análisis. Además, existen técnicas de cribado, medidas de importancia y métodos especializados o mixtos que abordan problemas específicos y permiten una evaluación más eficiente en modelos complejos. A continuación, se describen en detalle los principales métodos.

*Técnicas de Cribado*

Las técnicas de cribado están diseñadas para identificar variables no influyentes en modelos con un gran número de entradas. Estas son útiles en etapas iniciales del análisis, ya que permiten reducir la dimensionalidad del problema al eliminar las variables que no contribuyen significativamente a las salidas del modelo. Uno de los métodos más conocidos es el .ºne At a Time"(OAT), en el que se varía cada variable individualmente mientras las demás se mantienen constantes. Este enfoque, aunque simple, puede ser limitado en modelos con interacciones complejas [47].

Por su parte, el método de Morris es una mejora significativa, ya que clasifica las variables en tres grupos: aquellas con efectos insignificantes, las que tienen efectos lineales y las que presentan efectos no lineales o interactivos. Este método utiliza un diseño experimental aleatorio para explorar el espacio de entrada, proporcionando una medida aproximada de la importancia de cada variable de forma eficiente [48], [49], [50].

*Métodos Locales*

Los métodos locales evalúan el impacto de pequeñas perturbaciones en una sola variable de entrada mientras las demás permanecen constantes. Estos son más adecuados para modelos lineales o casos donde se conoce explícitamente la función matemática que describe el sistema [51], [52]. Las derivadas parciales o análisis univariado son un ejemplo típico, donde se calcula la derivada parcial de la función de respuesta respecto a una variable de entrada para medir su sensibilidad.

También se utiliza el análisis de variación porcentual, que implica variar las entradas en un pequeño porcentaje y medir su impacto en las salidas. Por último, el método del coeficiente de sensibilidad mide la relación entre cambios porcentuales en las entradas y las salidas, proporcionando una medida relativa de sensibilidad [53], [54].

*Métodos Globales*

Los métodos globales consideran simultáneamente el efecto de múltiples variables de entrada dentro de un rango definido, permitiendo capturar interacciones no lineales y efectos combinados. El método de Sobol es uno de los más robustos y avanzados, ya que descompone la varianza de las salidas del modelo para cuantificar el impacto individual y combinado de cada variable [55]. También destaca el análisis de Morris, que clasifica las variables en grupos de alta y baja influencia mediante perturbaciones sistemáticas en las entradas. El método FAST (Fourier Amplitude Sensitivity Test) utiliza técnicas de frecuencia para descomponer la respuesta del modelo, siendo computacionalmente eficiente para problemas de alta dimensionalidad [56]. Además, el método Monte Carlo simula el modelo repetidamente con variaciones aleatorias en las entradas, evaluando la distribución de las salidas y proporcionando una visión completa del comportamiento del sistema [57], [58], [56].

*Medidas de Importancia Basadas en Modelos Lineales*

Estos métodos se basan en suposiciones de linealidad para relacionar las variables de entrada y las respuestas del modelo. Los coeficientes de correlación de Pearson y las regresiones estandarizadas son ejemplos comunes. Estas técnicas cuantifican cómo las variaciones en una variable de entrada afectan las salidas del modelo, permitiendo identificar las variables más influyentes en escenarios donde las relaciones entre entrada y salida son predominantemente lineales [59]. Aunque son relativamente sencillas de aplicar e interpretar, su principal limitación es que no capturan adecuadamente efectos no lineales o interacciones entre variables. Sin embargo, pueden proporcionar una visión inicial útil cuando se trabaja con modelos menos complejos [60], [61].

*Técnicas Gráficas y de Suavizado*

Estas técnicas están diseñadas para explorar y visualizar cómo las variables de entrada afectan las salidas del modelo. Utilizando herramientas como gráficos de dispersión y curvas suavizadas, se puede observar el comportamiento de las variables a lo largo de todo su rango de valores [62]. Esto es especialmente útil para identificar relaciones no lineales y detectar posibles interacciones entre variables que no serían evidentes con otros métodos. Aunque estas técnicas no proporcionan medidas cuantitativas precisas, complementan los métodos numéricos al ofrecer una comprensión visual y cualitativa del modelo [63].

*Métodos Basados en Metamodelos*

Los metamodelos, como los modelos de Kriging, ofrecen una forma eficiente de aproximar la relación entre las entradas y salidas en sistemas computacionalmente costosos. Estos modelos actúan como "modelos simplificados"que capturan la esencia del comportamiento del sistema, permitiendo realizar análisis de sensibilidad con menor esfuerzo computacional. Los metamodelos son particularmente útiles en el cálculo de índices de Sobol y otros indicadores de sensibilidad, ya que reducen el número de simulaciones necesarias. Aunque estos métodos requieren un esfuerzo inicial para

construir un modelo de alta precisión, su capacidad para manejar problemas de alta dimensionalidad los convierte en una opción valiosa en escenarios donde los costos computacionales son una limitación importante [64], [52].

La elección del método de análisis de sensibilidad depende de factores como la complejidad del modelo, el número de variables de entrada, la naturaleza lineal o no lineal del sistema y el propósito del análisis, ya sea exploratorio o detallado. Los métodos locales son más adecuados para modelos simples o análisis preliminares, mientras que los métodos globales y especializados son indispensables en modelos complejos con múltiples variables e interacciones significativas.

En conclusión, el análisis de sensibilidad es una herramienta fundamental para identificar y comprender la influencia de las variables de entrada en el comportamiento de un sistema estructural. Al permitir la cuantificación del impacto de estas variables, ya sea de forma individual o combinada, este análisis proporciona información crucial para optimizar diseños y priorizar parámetros clave en modelos complejos. Sin embargo, la incertidumbre presente en las propiedades de los materiales, las condiciones de carga y otros factores intrínsecos requiere un enfoque más amplio que no solo evalúe la sensibilidad, sino que también considere cómo estas incertidumbres se propagan a través del modelo. En este contexto, el estudio de la propagación de incertidumbre se convierte en el siguiente paso lógico, permitiendo analizar cómo la variabilidad e incertidumbre en las entradas afectan la confiabilidad y desempeño global del sistema.

### 3.1.4. Propagación de Incertidumbre

Los métodos de propagación de incertidumbre se utilizan para estimar la distribución de las salidas del modelo resultantes de un conjunto de salidas del modelo inciertas, es decir los efectos que las incertidumbres de las propiedades de otras etapas pueden tener sobre las propiedades de una etapa dada [65], [66].

La propagación de incertidumbre es crucial para comprender la fiabilidad y la variabilidad de las predicciones hechas por los modelos matemáticos y computacionales, especialmente cuando se manejan sistemas complejos. Existen diversos métodos para realizar esta propagación, que se agrupan principalmente en tres categorías: métodos basados en simulación, métodos deterministas y métodos híbridos o especializados. A continuación, se detallan los principales enfoques utilizados en cada categoría.

**Métodos Basados en Simulación**

*Método de Monte Carlo (MCS)*

Uno de los enfoques más utilizados para la propagación de incertidumbre es el Método de Monte Carlo, debido a su flexibilidad y aplicabilidad en una amplia gama de modelos. Este método consiste en generar un gran número de simulaciones del modelo, donde las variables de entrada se distribuyen aleatoriamente según sus distribuciones de probabilidad conocidas. De esta manera, se obtiene una distribución de las salidas del modelo a partir de estas simulaciones, lo que permite calcular medidas estadísticas clave como la media, la varianza y los intervalos de confianza de los resultados [67]. La principal ventaja del MCS es que es robusto y puede aplicarse incluso a

modelos altamente no lineales, ofreciendo una representación completa de las distribuciones de salida. Sin embargo, una de las desventajas más importantes es su alto costo computacional, ya que la precisión del método mejora con el número de simulaciones realizadas, lo que puede ser muy demandante desde el punto de vista computacional [68], [69].

*Muestreo de Hipercubo Latino (LHS)*

El Muestreo de Hipercubo Latino es una técnica de muestreo que optimiza la distribución de puntos en el espacio de entrada del modelo. En lugar de realizar simulaciones aleatorias sin control, el LHS divide el rango de cada variable de entrada en intervalos igualmente probables y selecciona un punto en cada intervalo, lo que permite una mejor cobertura del espacio de entrada [70]. Esta optimización reduce la cantidad de simulaciones necesarias en comparación con el MCS estándar, manteniendo una precisión aceptable. Una de sus principales ventajas es que es más eficiente computacionalmente que el MCS, permitiendo obtener resultados con menos evaluaciones del modelo. Sin embargo, su efectividad disminuye en sistemas con interacciones complejas entre las variables de entrada [71].

*Métodos Deterministas*

Propagación mediante Taylor (Método de Momentos) El método de propagación mediante Taylor es un enfoque determinista que se basa en una expansión en serie de Taylor alrededor de los valores medios de las variables de entrada. Este enfoque permite calcular la media y la varianza de las salidas del modelo de manera eficiente, especialmente en sistemas que no presentan grandes no linealidades [72]. Su principal ventaja es la alta eficiencia computacional, lo que lo hace adecuado para modelos lineales o suavemente no lineales. No obstante, la precisión de este método se ve significativamente afectada cuando el modelo tiene altas no linealidades o presenta grandes variaciones en las variables de entrada, lo que limita su aplicabilidad en ciertos contextos [73], [74].

*Cuadratura Gaussiana*

La Cuadratura Gaussiana es otro método determinista que calcula las integrales de las distribuciones de probabilidad de las salidas del modelo mediante fórmulas de cuadratura. Este enfoque es especialmente útil cuando las relaciones entre las entradas y las salidas son matemáticamente manejables y no presentan grandes complicaciones. Una de sus principales ventajas es que ofrece una mayor precisión que las aproximaciones basadas en la expansión de Taylor y requiere menos evaluaciones del modelo en comparación con el MCS. Sin embargo, su desventaja radica en que no es tan adecuado para sistemas con un gran número de variables de entrada o con interacciones complejas entre ellas [75], [76].

**Métodos Híbridos y Especializados**

*Método Sigma-Point*

Los métodos de puntos sigma, como la Transformada Unscented (UT) y el Filtro de Diferencias Divididas (DDF), son enfoques especializados para la propagación de incertidumbre en modelos no lineales o discontinuos. Estos métodos evalúan la propagación de incertidumbre utilizando un conjunto reducido de puntos seleccionados estratégicamente en el espacio de entrada, denominados "puntos sigma". Estos puntos permiten capturar las estadísticas clave de las salidas, como la media

y la varianza, sin necesidad de calcular derivadas. La principal ventaja de estos métodos es que no dependen de derivadas, lo que los hace útiles en modelos no lineales o discontinuos, y tienen un menor costo computacional en comparación con el MCS. Sin embargo, su precisión puede verse limitada cuando se aplican a distribuciones de salida altamente asimétricas o cuando existen interacciones complejas entre las variables [77], [68].

*Expansión de Caos Polinómico*

La Expansión de Caos Polinómico es un enfoque que utiliza polinomios ortogonales para aproximar las relaciones entre las entradas y las salidas del modelo. Es especialmente útil cuando las distribuciones de entrada son bien conocidas y se requiere un análisis preciso. Una de sus principales ventajas es que es eficiente y preciso en modelos de baja dimensionalidad, proporcionando una descripción detallada de las salidas. Sin embargo, su complejidad crece exponencialmente con el número de variables de entrada, lo que limita su aplicabilidad a sistemas de alta dimensionalidad [78].

La selección del método adecuado para propagar incertidumbre depende de diversos factores, como la naturaleza del modelo, los requisitos de precisión y el costo computacional. En el caso de modelos lineales o suavemente no lineales, los métodos deterministas, como el de Taylor o la Cuadratura Gaussiana, son opciones adecuadas debido a su eficiencia computacional. Por otro lado, en sistemas más complejos o altamente no lineales, los métodos como el MCS o los Sigma-Point Methods suelen ser más apropiados, ya que proporcionan una representación más precisa de las distribuciones de salida. Por esta razón, en este trabajo se opta por el uso del método MCS. Asimismo, cuando el modelo original es costoso desde el punto de vista computacional, los metamodelos ofrecen una valiosa alternativa al reducir significativamente la cantidad de simulaciones necesarias.

Los métodos de propagación de incertidumbre se aplican a una amplia gama de sistemas con el fin de entender cómo las incertidumbres en las variables de entrada impactan los resultados. En el ámbito de la ingeniería estructural, estos métodos son fundamentales para evaluar cómo las incertidumbres afectan los modelos analíticos utilizados en el análisis sísmico. Entre los métodos analíticos que se benefician de la propagación de incertidumbre se encuentran el análisis mediante Fuerza Horizontal Equivalente (FHE), el análisis modal espectral y el análisis estático no lineal (pushover). Estos enfoques permiten una comprensión más precisa de cómo las variaciones en las condiciones de entrada, tales como las cargas sísmicas o las propiedades de los materiales, pueden influir en el comportamiento estructural en diferentes tipos de análisis sísmicos.

### 3.1.5. Análisis Sísmico

A continuación se describen los análisis sísmicos utilizados en el proyecto de grado y sobre los cuales se propagó la incertidumbre y se analizó su respuesta.

**Análisis Estático Lineal - Fuerza horizontal equivalente**

Este análisis permite determinar desplazamientos, deformaciones unitarias, tensiones y fuerzas que se generan bajo el efecto de cargas aplicadas y transmitidas. El método se basa en dos suposiciones fundamentales. La primera es la hipótesis de estática, que considera que todas las

cargas se aplican de manera lenta y gradual hasta alcanzar sus magnitudes completas, eliminando así la consideración de fuerzas inerciales y de amortiguación asociadas a pequeñas aceleraciones y velocidades. La segunda suposición es la de linealidad, que implica que la relación entre las cargas aplicadas y las respuestas inducidas es lineal (Figura 3.3) [79]. Este tipo de análisis es aplicable a edificaciones tanto regulares como irregulares ubicadas en zonas de amenaza sísmica baja, así como a edificaciones pertenecientes al grupo de uso I en zonas de amenaza sísmica intermedia. También se emplea en edificaciones regulares de hasta 20 niveles en cualquier zona de amenaza sísmica [80].

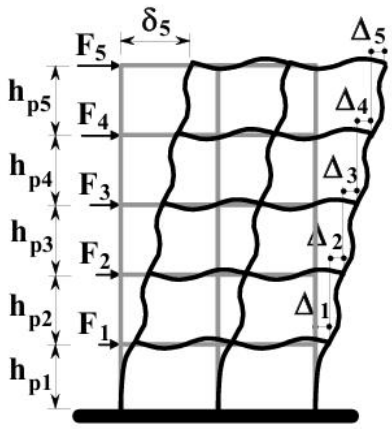


**Figura 3.3:** Ilustración del concepto de deriva. [25]

Uno de los principales objetivos de este método es determinar los desplazamientos que experimenta la edificación. En este contexto, la deriva se convierte en un parámetro crucial para los procesos de propagación de incertidumbre y la definición de un indicador de control. Este dato es esencial para evaluar el comportamiento final del arquetipo cuando se somete a un escenario que considera las incertidumbres asociadas a ciertos parámetros específicos, proporcionando así una visión más completa del desempeño estructural bajo estas condiciones.

**Análisis Modal Espectral**

El análisis modal espectral es una técnica clave para el estudio dinámico de estructuras sometidas a cargas sísmicas. Este enfoque se basa en descomponer las ecuaciones de equilibrio dinámico en sistemas independientes de un solo grado de libertad, permitiendo calcular la respuesta máxima de cada uno utilizando un espectro de respuesta o diseño. Posteriormente, las ecuaciones se vuelven a integrar para obtener las respuestas modales máximas de la estructura. Finalmente, los parámetros dinámicos individuales se combinan mediante métodos específicos de superposición modal, proporcionando una visión global del comportamiento estructural bajo carga sísmica [81].

Este método de análisis dinámico elástico resulta obligatorio para edificaciones que no cumplen con los criterios del método de Fuerza Horizontal Equivalente (FHE), incluyendo:

Edificaciones con más de 20 niveles o 60 metros de altura, exceptuando aquellas consideradas bajo el método FHE. Construcciones con irregularidades verticales. Edificaciones de más de 5 niveles o 20 metros de altura ubicadas en zonas de alta amenaza sísmica, que no mantengan el mismo sistema estructural en toda su altura. Estructuras, regulares o irregulares, situadas en

suelos con perfil D, E o F y que tengan un periodo significativo, en cuyo caso es necesario incluir los efectos de interacción suelo-estructura en el análisis [82].

Este enfoque garantiza un análisis detallado y ajustado a las particularidades de cada estructura, considerando las condiciones específicas del entorno sísmico y las características del diseño estructural.

Uno de los principales objetivos de este análisis es determinar los periodos naturales de vibración, ya que estos dictan cómo responde la estructura ante distintas frecuencias de excitación. Por ello, analizar las incertidumbres en las condiciones de entrada, como las propiedades de los materiales o las características geométricas, permite evaluar cómo dichas variaciones influyen en los periodos. Esto proporciona una comprensión más completa y precisa del desempeño dinámico de la estructura bajo escenarios de incertidumbre.

**Análisis Estático no lineal - Pushover**

Para evaluar el riesgo sísmico de las estructuras, se han desarrollado diversas metodologías basadas en el análisis estático no lineal incremental, conocido como "pushover", y en el análisis dinámico no lineal. Una de estas metodologías es el enfoque de capacidad por demanda, que combina la capacidad estructural obtenida mediante el análisis "pushoverçon la demanda derivada del espectro de respuesta lineal [83].

Este método utiliza un "patrón de carga lateral", ya sea predeterminado o adaptativo, aplicando de manera estática una carga creciente hasta alcanzar el "desplazamiento objetivo". La carga lateral puede definirse en términos de "fuerza.º "desplazamientoz se aplica de forma monótona, considerando los efectos del comportamiento cíclico, las inversiones de carga y las aproximaciones de amortiguamiento. A medida que se incrementa la magnitud de la carga, el análisis permite identificar puntos débiles y modos de falla en la estructura, proporcionando información crucial sobre su comportamiento frente a eventos sísmicos [84].

Al integrar los conceptos de incertidumbre, análisis de sensibilidad y propagación de incertidumbre en el diseño estructural, se obtiene una herramienta clave para mejorar la confiabilidad estructural. La comprensión y gestión adecuada de la incertidumbre, tanto epistémica como aleatoria, es fundamental para prever el comportamiento de las estructuras bajo diversas condiciones, especialmente cuando los modelos predictivos pueden ser influenciados por múltiples variables inciertas.

**Confiabilidad Estructural**

La confiabilidad estructural se refiere a la capacidad de un sistema para cumplir con una función requerida bajo condiciones específicas durante un período determinado. Un ejemplo de aplicación de esta base teórica en el ámbito de la confiabilidad estructural es el trabajo de Mirza y MacGregor (1982).

Mirza y MacGregor (1982) [85] documentaron un análisis de la resistencia de elementos de hormigón armado utilizando métodos probabilísticos. El objetivo consistió en derivar factores de resistencia para el diseño que sean compatibles con los factores de carga del Código Nacional de Construcción de Canadá. Inicialmente se revisaron los datos disponibles sobre la variabilidad de

las propiedades del hormigón y el acero, así como las dimensiones de los miembros. Esto permitió estimar estadísticamente la variabilidad en la resistencia de vigas, columnas y otros elementos de hormigón armado. Se representó una calidad de construcción promedio versus excelente. La Figura 3.4 muestra cómo varía la resistencia (R) de los miembros, y algunos tienen una resistencia mayor que el valor nominal (Rn).

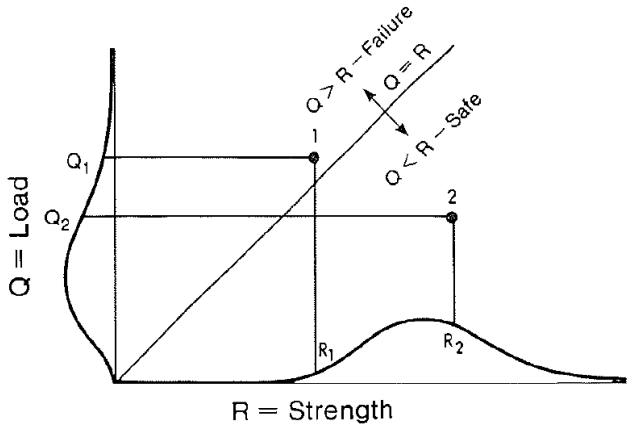


**Figura 3.4:** Cargas y resistencias máximas para una familia de vigas. [85]

Las cargas también se describieron estadísticamente con base en encuestas. Se utilizaron modelos para calcular las fuerzas y resistencias nominales según ecuaciones de código. Una técnica de simulación Monte Carlo determinó distribuciones de probabilidad de las resistencias de los miembros. También se estimó el error del modelo entre las fortalezas previstas y reales (Figura 3.5).

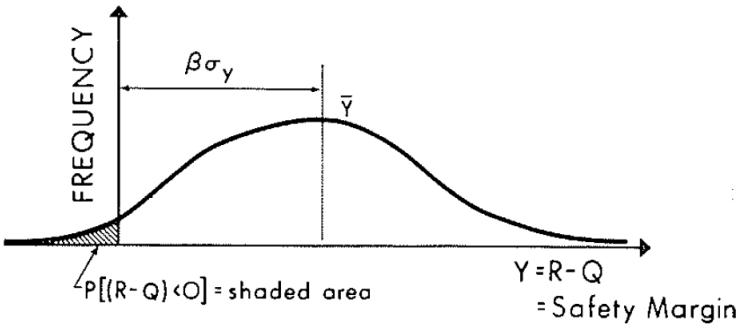


**Figura 3.5:** Definición de falla. [85]

Luego se calcularon los índices de seguridad (P) utilizando un programa de análisis de riesgos. P representa la probabilidad de falla en función del margen entre carga (Q) y resistencia (R). Una P más alta significa una menor probabilidad de falla. Los valores objetivo de P se eligieron en función de la ductilidad de falla.

Los factores de resistencia se derivaron de forma iterativa para lograr P=3,0-3,5 para diferentes estados límite, considerando variables como la relación de refuerzo. La Tabla 3.1 muestra las

estadísticas de fuerza resultantes. Los factores generalmente variaron de 0,6 a 1,0 dependiendo del modo de falla.

**Tabla 3.1:** Definición de falla. [85]

| **Property** | **Average (cast-in-place)** | | | **Excellent (factory precast)** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **Mean** | **Std. Dev.** | **Coef. Var.** | **Mean** | **Std. Dev.** | **Coef. Var.** |
| Concrete in structure loaded to failure in 1 h | | | | | | |
| Compressive strength (psi) | | | | | | |
| $f'_c = 3000$ psi | 2768 | 487 | 0.175 | 2768 | 375 | 0.135 |
| $f'_c = 4000$ psi | 3388 | 596 | 0.175 | 3388 | 460 | 0.135 |
| $f'_c = 5000$ psi | 4013 | 705 | 0.175 | 4013 | 544 | 0.135 |
| Modulus of rupture (psi) | | | | | | |
| $f'_c = 3000$ psi | 402 | 88 | 0.220 | 402 | 85 | 0.210 |
| $f'_c = 4000$ psi | 445 | 97 | 0.220 | 445 | 94 | 0.210 |
| $f'_c = 5000$ psi | 485 | 106 | 0.220 | 485 | 102 | 0.210 |
| Splitting strength (psi) | | | | | | |
| $f'_c = 3000$ psi | 306 | 54 | 0.175 | 306 | 52 | 0.170 |
| $f'_c = 4000$ psi | 339 | 60 | 0.175 | 339 | 58 | 0.170 |
| $f'_c = 5000$ psi | 369 | 65 | 0.175 | 369 | 63 | 0.170 |
| Modulus of elasticity (ksi) | | | | | | |
| $f'_c = 3000$ psi | 2956 | 351 | 0.120 | 2956 | 310 | 0.105 |
| $f'_c = 4000$ psi | 3260 | 387 | 0.120 | 3260 | 342 | 0.105 |
| $f'_c = 5000$ psi | 3537 | 420 | 0.120 | 3537 | 371 | 0.105 |
| Reinforcement | | | | | | |
| Static yield strength (ksi) | | | | | | |
| Grade 60 | 66.8 | 6.2 | 0.093 | 66.8 | 6.2 | 0.093 |
| Grade 40 | 44.8 | 4.8 | 0.107 | 44.8 | 4.8 | 0.107 |
| Modulus of elasticity (ksi) | 29 000 | 957 | 0.033 | 29 000 | 957 | 0.033 |
| Effect of discrete bar sizes, $A_s/A_c$ | 1.01 | 0.04 | 0.040 | 1.01 | 0.04 | 0.040 |

En conclusión, Mirza y MacGregor desarrollaron un marco para derivar probabilísticamente factores de resistencia compatibles con los factores de carga canadienses. Su trabajo proporciona datos estadísticos sobre las fortalezas de los miembros y una base para la calibración de las disposiciones del código de diseño estructural.

## 3.2. Estado del Arte

Considerar la incertidumbre se ha vuelto cada vez más importante en el análisis estructural y la evaluación del rendimiento. Tanto las incertidumbres aleatorias relacionadas con la variabilidad inherente como las incertidumbres epistémicas derivadas de suposiciones de modelado y falta de conocimiento deben tenerse en cuenta adecuadamente. Una considerable cantidad de estudios han investigado diferentes fuentes de incertidumbre y sus efectos en la respuesta estructural y la

evaluación del riesgo.

Varios estudios han examinado diversas fuentes de incertidumbre que deben considerarse. Haindl (2020) [86] en su tesis de maestría cuantificó los efectos de la incertidumbre en la modelación sobre la evaluación del desempeño sísmico de una estructura de marco con relleno de albañilería de concreto no dúctil. La incertidumbre en la modelación se refiere a las incertidumbres inherentes en los modelos constitutivos y los parámetros utilizados para representar el comportamiento estructural.

En el estudio se consideró un modelo equivalente de tirante para representar el comportamiento inelástico de los muros de relleno de albañilería. El modelo tiene 6 parámetros que definen la curva de resistencia del tirante de relleno (rigidez inicial Ke, resistencia a la fisuración Fc, resistencia de cedencia Fy, resistencia residual Fres, deformación en la fisuración dc, relación de rigidez post-fisuración/inicial Kpc/Ke). Estos parámetros se tratan como variables aleatorias para tener en cuenta la incertidumbre en la modelación.

Para caracterizar la incertidumbre en la modelación, el estudio analizó datos de 113 pruebas experimentales en muros de relleno de albañilería. Se desarrollaron distribuciones de probabilidad para las relaciones entre los parámetros del modelo deducidos de las pruebas y aquellos predichos por ecuaciones.

Se definieron distribuciones correlacionadas y no correlacionadas para muestrear realizaciones paramétricas mediante muestreo de hipercubo latino. Estas realizaciones se utilizaron en análisis no lineales de respuesta con movimientos sísmicos.

Los efectos de la incertidumbre en la modelación se cuantificaron comparando los resultados que la incluyen frente a la incertidumbre solo de registro a registro. Los hallazgos clave fueron que la incertidumbre en la modelación aumentó significativamente las dispersiones en las demandas de respuesta y en las curvas de fragilidad de excedencia de desplazamiento. También aumentó las probabilidades de excedencia, siendo la rigidez inicial Ke la que tuvo más impacto.

El estudio demostró que la incertidumbre en la modelación es una consideración importante para una evaluación sísmica de desempeño sólida. Sus efectos pueden propagarse mediante la caracterización refinada de las variabilidades de los parámetros y las estrategias de modelación. Esto ayuda a proporcionar una cuantificación más confiable de la respuesta estructural y del riesgo de colapso.

Dolsek (2009) [87] presentó un método simplificado para evaluar el riesgo sísmico que tiene en cuenta tanto la incertidumbre aleatoria como la incertidumbre epistémica.

El método implica definir un conjunto de modelos estructurales que capturan la incertidumbre epistémica. Esto se hace utilizando muestreo de hipercubo latino. Luego, se realiza un análisis estático no lineal en cada modelo. Se extraen sistemas equivalentes de un grado de libertad (SDOF) de las curvas de empuje según procedimientos establecidos.

Se realiza un análisis dinámico no lineal (IDA) para cada sistema SDOF utilizando un conjunto de movimientos telúricos registrados para tener en cuenta la incertidumbre aleatoria. Esto resulta en una base de datos de medidas de intensidad (como la aceleración máxima del suelo)

que corresponden a estados límite definidos (niveles de daño) para cada combinación de modelo y registro.

La Figura 3.6 muestra curvas IDA de muestra obtenidas tanto para el modelo determinista (Figura 3.6 a) como para un conjunto de modelos estructurales (Figura 3.6 b). Las curvas indican la intensidad en la que se alcanzan diferentes estados límite.

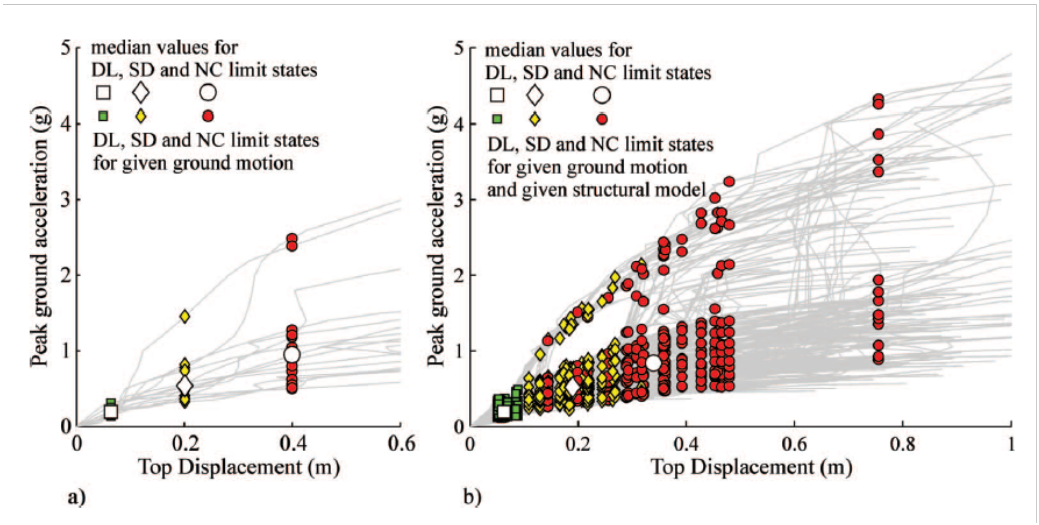


**Figura 3.6:** (a) Las curvas IDA del modelo SDOF equivalente, que se definió en función del modelo determinista y (b) las curvas IDA de los modelos SDOF equivalentes determinados en función del conjunto de modelos estructurales. [87]

Los parámetros de fragilidad se estiman a partir de los resultados de IDA. Los parámetros incluyen la intensidad mediana y la desviación estándar logarítmica para cada estado límite. Estos caracterizan la probabilidad de superar un estado límite en función de la intensidad.

La Figura 3.7 muestra curvas de fragilidad estimadas considerando solo la incertidumbre aleatoria frente a considerar ambas incertidumbres. Contabilizar la incertidumbre epistémica desplaza significativamente las curvas, especialmente para estados límite más severos como el colapso cercano.

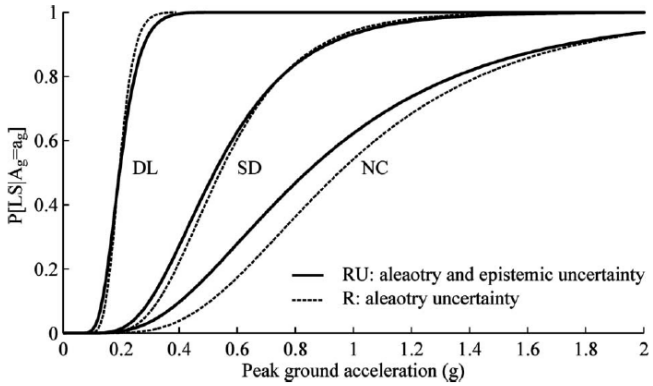


**Figura 3.7:** Las curvas de fragilidad para los tres estados límite y para incorporar solo incertidumbres aleatorias o ambas, aleatorias y epistémicas.[87]

Considerar ambas incertidumbres conduce a un riesgo sísmico estimado mucho mayor en comparación con solo la incertidumbre aleatoria. Para el estado límite de colapso cercano, la frecuencia anual de superación más que se duplica cuando se incluyen ambas fuentes de incertidumbre. Esto demuestra la importancia de capturar adecuadamente la incertidumbre epistémica en la evaluación del riesgo sísmico.

Liel et al (2009) [14] presentaron una metodología para incorporar las incertidumbres asociadas con los parámetros de modelado estructural en la evaluación probabilística del riesgo de colapso de edificios. Se centró en las incertidumbres en propiedades como la resistencia, rigidez y ductilidad de los elementos estructurales. Para examinar el impacto de estas incertidumbres de modelado, los investigadores llevaron a cabo un análisis de sensibilidad donde variaron los parámetros de modelado individuales y observaron el efecto en las cantidades de respuesta, como la capacidad de colapso. La Figura 3.8 muestra los resultados de tales análisis de sensibilidad para un marco de hormigón armado de 4 pisos. Indica que la resistencia de la columna tiene la mayor influencia en la capacidad de colapso media, seguida por la ductilidad de la columna, la resistencia de la viga y la ductilidad de la viga (Figura 3.8 b). Las sensibilidades son mayores para la capacidad de colapso en comparación con el desplazamiento entre pisos del 1 % (Figuras 3.8 a y 3.8 c).

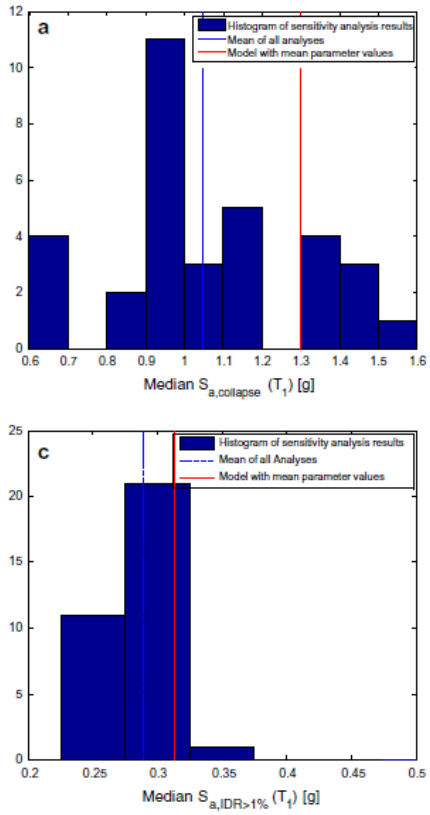


**Figura 3.8:** Histograma que muestra los resultados de 33 análisis de sensibilidad para la aceleración espectral mediana correspondiente a (a) la capacidad de colapso y (c) el estado límite de desplazamiento entre pisos del 1 %. Diagrama de tornado a partir de los resultados del análisis de sensibilidad, para: (b) capacidad de colapso media y (d) estado límite de desplazamiento entre pisos del 1 %.[14]

Se propone el uso de superficies de respuesta y simulación de Monte Carlo para analizar efi-

cientemente el efecto combinado de las incertidumbres de modelado. Una superficie de respuesta representa la relación entre los parámetros de modelado y la respuesta basada en los resultados del análisis de sensibilidad, como se muestra conceptualmente en la Figura 3.9. La simulación de Monte Carlo muestrea diferentes combinaciones de parámetros de modelado y utiliza la superficie de respuesta para predecir la respuesta para cada muestra. Esto proporciona una distribución de respuestas que incorpora tanto las incertidumbres de modelado como las de movimiento del suelo.

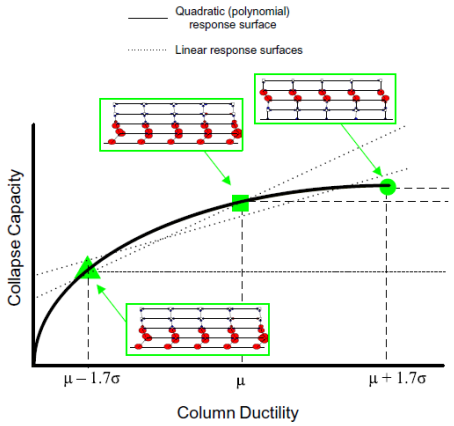


**Figura 3.9:** Ilustración de la relación no lineal entre las variables aleatorias del modelo y la respuesta estructural. [14]

La Figura 3.10 compara las curvas de fragilidad producidas con el enfoque de superficie de respuesta versus el método más simple de segundo momento de primer orden (FOSM). El enfoque de superficie de respuesta captura mejor los efectos no lineales, como un cambio en la capacidad media. La investigación muestra impactos más significativos de las incertidumbres de modelado, como una disminución del 19 % en la capacidad de colapso media para un marco de 4 pisos.

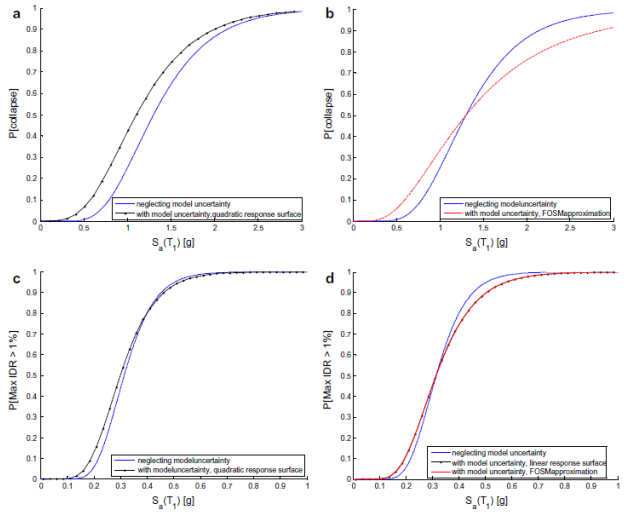


**Figura 3.10:** Fragilidades de respuesta estructural que representan el estado límite de colapso, obtenidas mediante: (a) superficie de respuesta cuadrática (polinómica) y (b) aproximación FOSM, y el estado límite de 1 % de desplazamiento entre pisos (IDR) (c) superficie de respuesta cuadrática y (d) aproximación FOSM/superficie de respuesta lineal.[14]

El artículo también propuso un método de aproximación más simple (ASOSM) que combina

aspectos de la superficie de respuesta y FOSM para predecir de manera eficiente los cambios medios y aumentos de dispersión debido a las incertidumbres de modelado.

Este trabajo enfatiza la importancia de caracterizar y propagar adecuadamente las incertidumbres de modelado en la evaluación del rendimiento. Los métodos simplificados pueden afectar significativamente las estimaciones de riesgo si los resultados afectan las decisiones. El enfoque propuesto de superficie de respuesta proporciona una manera práctica de incluir estas incertidumbres.

Celik y Ellingwood (2010) [10], evaluaron el papel de las incertidumbres en el desarrollo de curvas de fragilidad sísmica para marcos de hormigón armado no dúctiles diseñados únicamente para cargas gravitacionales. Las curvas de fragilidad sísmica describen la probabilidad de alcanzar diferentes estados de daño (niveles de rendimiento) en función de la intensidad del movimiento telúrico.

Se modelaron tres tipos de marcos de hormigón armado que representan edificios de baja, mediana y gran altura, con 3, 6 y 9 pisos respectivamente. Varios parámetros de los modelos de marcos se trataron como variables aleatorias, incluyendo propiedades de materiales como la resistencia del hormigón y la resistencia del acero, amortiguamiento estructural y parámetros del modelo de unión viga-columna.

Se realizaron diferentes análisis para desarrollar modelos de demanda y curvas de fragilidad sísmica. Estos incluyeron .ªnálisis de franjas"donde se variaba cada parámetro uno a la vez mientras se mantenía fijos los demás, como se muestra en la Figura 3.15 para el marco de 3 pisos. Esta figura muestra cómo la máxima relación de desplazamiento entre pisos varía con la aceleración espectral para diferentes niveles de peligro.

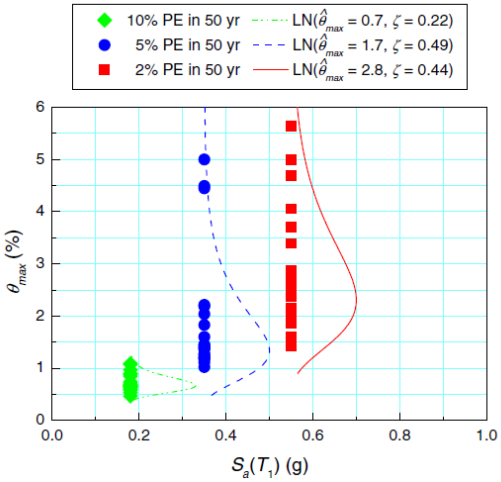


**Figura 3.11:** Análisis de franjas para el modelo de marco de tres pisos con valores medianos.[10]

También se utilizó un análisis de nube, como se observa en la Figura 3.12, donde se generaron múltiples modelos muestreando aleatoriamente todos los parámetros. Esto permitió desarrollar curvas de fragilidad que capturan diversas incertidumbres.

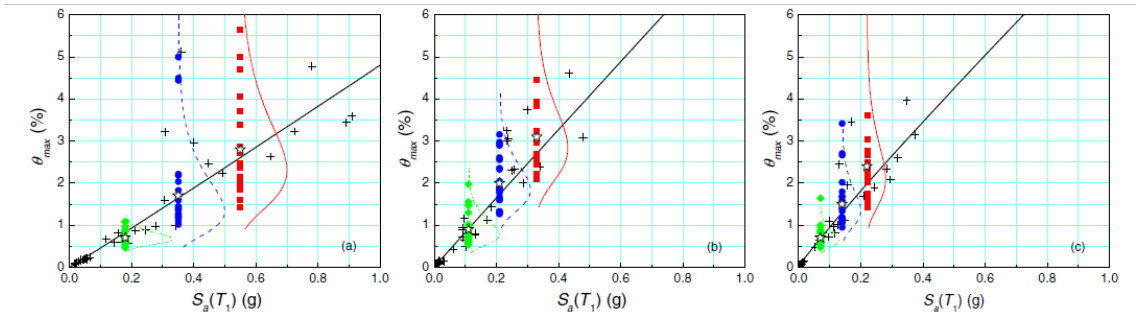


**Figura 3.12:** Análisis de nube y franjas para los modelos de marco con valores medianos.[10]

Con los diagramas de tornado presentados en la investigación se evidencian qué parámetros tuvieron la mayor influencia en la respuesta, incluyendo el amortiguamiento estructural, la resistencia del hormigón y las propiedades de la unión. Sin embargo, la variabilidad del movimiento telúrico dominó la incertidumbre general.

Las curvas de fragilidad con intervalos de predicción que capturan la incertidumbre del modelado se presentan en la Figura 3.13. Mientras que las incertidumbres de los parámetros influyeron ligeramente en las fragilidades, las curvas medianas de los modelos variables se mantuvieron dentro de los límites de predicción.

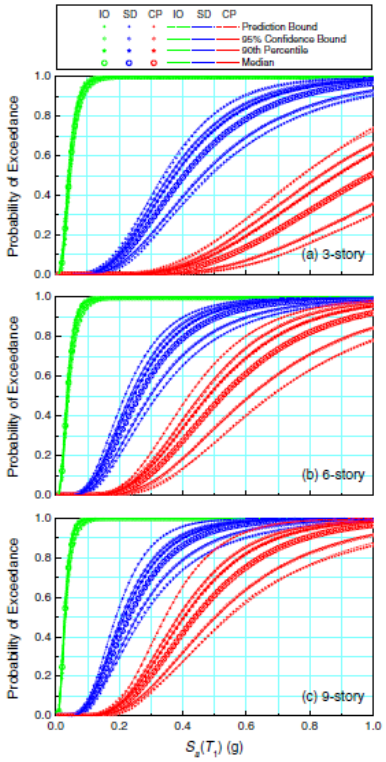


**Figura 3.13:** Fragilidades sísmicas medianas con predicciones y límites de confianza para los modelos de marcos muestreados mediante hipercubo latino.[10]

Con esto se evidencia que las incertidumbres en las propiedades estructurales tienen una contribución relativamente pequeña en comparación con la variabilidad del movimiento telúrico. Las fragilidades que asumen valores medianos de parámetros son suficientes para las estimaciones de pérdidas en regiones sísmicas moderadas.

Dolek (2012) [18] propone una metodología simplificada para la evaluación del riesgo sísmico de edificaciones, considerando tanto incertidumbres aleatorias como epistémicas. La incertidumbre aleatoria se refiere a la variabilidad natural en los movimientos del suelo, mientras que la incertidumbre epistémica proviene de la falta de conocimiento sobre el modelo estructural.

Para tener en cuenta la incertidumbre epistémica, se generó un conjunto de modelos estructurales utilizando el muestreo de hipercubo latino de parámetros inciertos como resistencias de materiales y dimensiones. Cada modelo se analizó mediante análisis estático no lineal pushover para determinar desplazamientos de estados límite. También se derivaron modelos equivalentes de un grado de libertad (SDOF) a partir de cada curva pushover.

Luego, se realizó un análisis dinámico incremental en los modelos SDOF utilizando un conjunto de registros de movimiento del suelo para capturar la incertidumbre aleatoria. Esto proporciona intensidades (aceleraciones máximas del suelo) correspondientes a estados límite para cada par modelo-registro.

Se estimaron parámetros de fragilidad, como la intensidad mediana y la desviación estándar logarítmica, a partir de los datos de intensidad. Esto considera ambas fuentes de incertidumbre. La metodología se aplicó a un edificio de hormigón armado de 4 pisos como ejemplo (Figura 3.14).

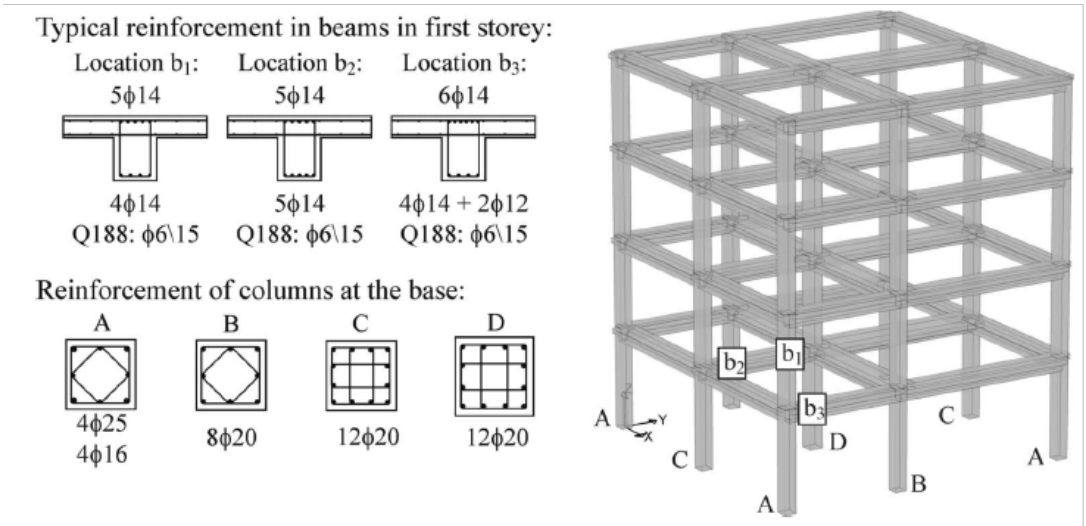


**Figura 3.14:** Vista tridimensional del edificio de cuatro pisos y la armadura típica en secciones seleccionadas de vigas y columnas.[18]

Se definieron parámetros inciertos y sus estadísticas para el edificio. Se generó un conjunto de 20 modelos estructurales. Las curvas pushover y los desplazamientos de estados límite varían entre modelos debido a la incertidumbre epistémica (Tabla 3.2).

**Tabla 3.2:** Características estadísticas de las variables aleatorias de entrada [18].

| Name | Symbol | Mean or median | COV | Distribution | References |
|---|---|---|---|---|---|
| Mass – first storey | $m_1$ | 46 t | 0.1 | Normal | Ellingwood et al. (1980), Haselton (2006) |
| Mass – second storey | $m_2$ | 46 t | 0.1 | Normal | Ellingwood et al. (1980), Haselton (2006) |
| Mass – third storey | $m_3$ | 46 t | 0.1 | Normal | Ellingwood et al. (1980), Haselton (2006) |
| Mass – fourth storey | $m_4$ | 40 t | 0.1 | Normal | Ellingwood et al. (1980), Haselton (2006) |
| Concrete strength | $f_{cm}$ | 16 MPa | 0.2 | Normal | Melchers (1999) |
| Steel strength | $f_y$ | 343.6 MPa | 0.05 | Lognormal | Melchers (1999), JCSS (2001) |
| Effective slab width | $b_{eff}$ | 75 or 125 cm | 0.2 | Normal | Ellingwood et al. (1980), Haselton (2006) |
| Damping | $\xi$ | 2 % | 0.4 | Normal | Porter et al. (2002) |
| Initial stiffness of the columns | $\Theta_{c,c}$ | 1-computed | 0.36 | Lognormal | Panagiotakos and Fardis (2001) |
| Initial stiffness of the beams | $\Theta_{b,b}$ | 1-computed | 0.36 | Lognormal | Panagiotakos and Fardis (2001) |
| Ultimate rotation of the columns | $\Theta_{u,c}$ | 1-computed | 0.4 | Lognormal | Panagiotakos and Fardis (2001) |
| Ultimate rotation of the beams | $\Theta_{u,b}$ | 1-computed | 0.6 | Lognormal | Panagiotakos and Fardis (2001) |

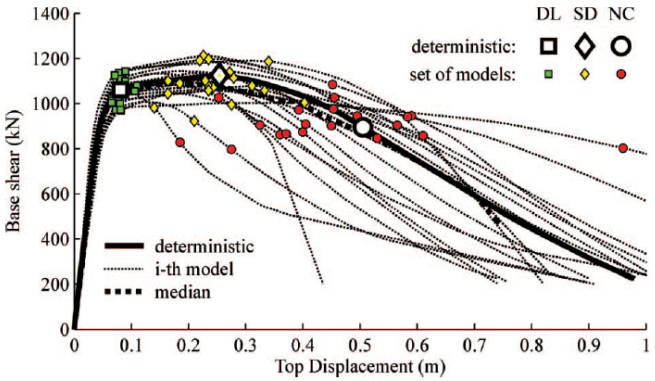


**Figura 3.15:** Las curvas de empuje correspondientes al conjunto de modelos estructurales, la curva de empuje correspondiente al modelo determinístico y la llamada curva de empuje mediana. Los puntos destacados indican los estados límite de daño leve (DL), daño significativo (SD) y colapso cercano (NC).[18]

Se estimaron parámetros de fragilidad considerando solo la incertidumbre aleatoria (R), solo la incertidumbre epistémica (U) o ambas (RU). Incluir ambas fuentes de incertidumbre aumenta significativamente la dispersión y desplaza las curvas de fragilidad, especialmente para estados límite cercanos al colapso (Figura 3.16).

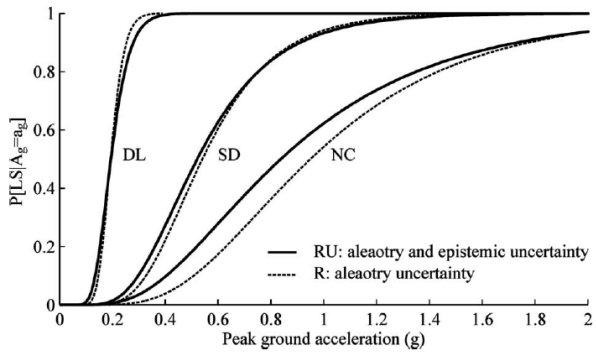


**Figura 3.16:** Las curvas de fragilidad para los tres estados límite y para la incorporación solo de incertidumbres aleatorias, o ambas, aleatorias y epistémicas.[18]

Finalmente, se estimó el riesgo sísmico expresado como la frecuencia media anual de superar estados límite. Considerar la incertidumbre epistémica más que duplica el riesgo para estados límite cercanos al colapso en comparación con considerar solo la incertidumbre aleatoria (Tabla 3.3).

**Tabla 3.3:** Parámetros estimados de la curva de peligro y el riesgo expresado en términos de FMA, el periodo de retorno en años y la frecuencia de superar el estado límite en 50 años.

| **Parameter** | **Uncertainty** | **DL** | **SD** | **NC** |
|---|---|---|---|---|
| $k$ | R | 1.88 | 2.71 | 3.38 |
| | RU | 1.89 | 2.68 | 3.18 |
| $\lambda_{LS}$ | R | $1.49 \times 10^{-2}$ | $1.46 \times 10^{-3}$ | $4.11 \times 10^{-4}$ |
| | RU | $1.57 \times 10^{-2}$ | $1.85 \times 10^{-3}$ | $9.01 \times 10^{-4}$ |
| $T_{LS}$ (years) | R | 67 | 685 | 2431 |
| $\lambda_{LS}^{50}$ (%) | R | 53 | 7.0 | 2.0 |
| | RU | 55 | 8.8 | 4.4 |
| $\lambda_{RU,LS}/\lambda_{R,LS}$ (%) | | 105 | 126 | 219 |

Note: All of the quantities are presented for the three limit states and for the cases when only the aleatory source (R) or both sources of uncertainty (RU) are considered in the risk estimation.

La metodología simplificada puede incluir eficazmente tanto incertidumbres aleatorias como epistémicas en la evaluación del riesgo sísmico. Se demostró que pasar por alto la incertidumbre epistémica puede llevar a una subestimación significativa del riesgo sísmico, especialmente para estados límites severos.

Celarec y Dolek (2013) [12] se centran en el impacto de las incertidumbres en el modelado en la evaluación del desempeño sísmico de edificios de concreto armado. Se consideraron tres edificios de ejemplo: un edificio antiguo de 3 pisos y dos edificios más nuevos de 3 y 4 pisos diseñados según estándares modernos.

Se utilizaron modelos no lineales simplificados para representar las estructuras, que consideraban el comportamiento de flexión en las uniones viga-columna pero no otras no linealidades como la cortante. Se consideraron 8 parámetros de entrada como inciertos, incluyendo resistencias y propiedades de los materiales, masa y capacidades de rotación que definen la respuesta estructural.

Se realizó un análisis de sensibilidad variando los parámetros uno por uno para determinar cuáles afectan más la respuesta sísmica, mostrados con diagramas de tornado en las Figuras 3.17 y 3.18. Para el edificio antiguo, la rotación última de la columna tuvo el mayor impacto, mientras que para los edificios más nuevos, la rotación última de la viga controló la respuesta.

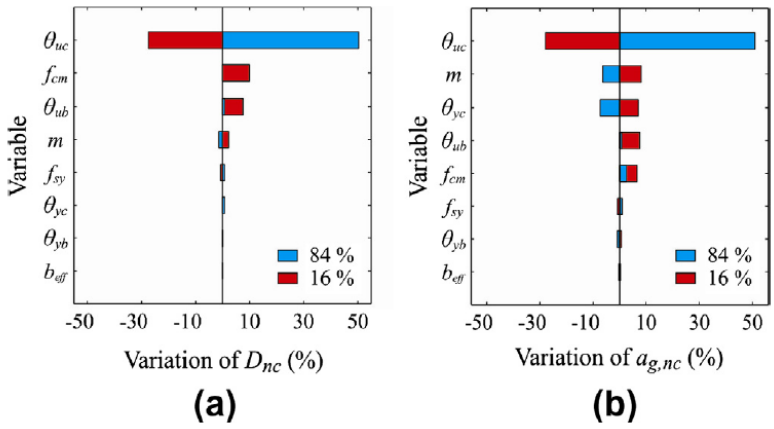


**Figura 3.17:** Diagramas de tornado para el edificio antiguo de tres pisos.[12]

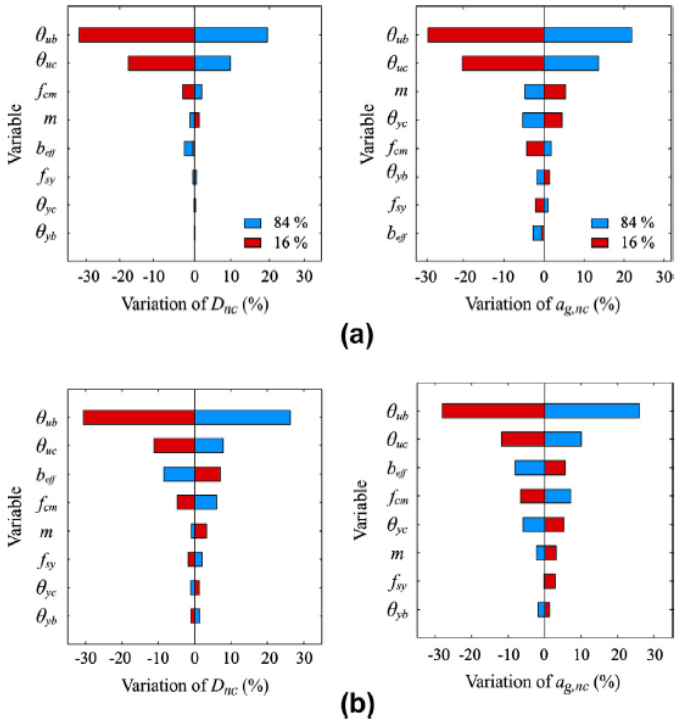


**Figura 3.18:** Diagramas de tornado para (a) el edificio contemporáneo de tres pisos y (b) el edificio contemporáneo de cuatro pisos.[12]

Luego, se realizó un análisis de incertidumbre utilizando un enfoque de Primer Orden Segundo Momento (FOSM), calculando la varianza de la respuesta. También se realizó con Muestreo Latino de Hipercubo (LHS) para generar múltiples modelos estructurales. La respuesta de estos métodos fue similar.

Gráficamente, las figuras 3.19 y 3.20 muestran la respuesta de empuje y aceleración-desplazamiento para los percentiles 16 %, 50 % y 84 % de LHS para el edificio antiguo. Se observa una dispersión significativa cerca del límite de colapso.

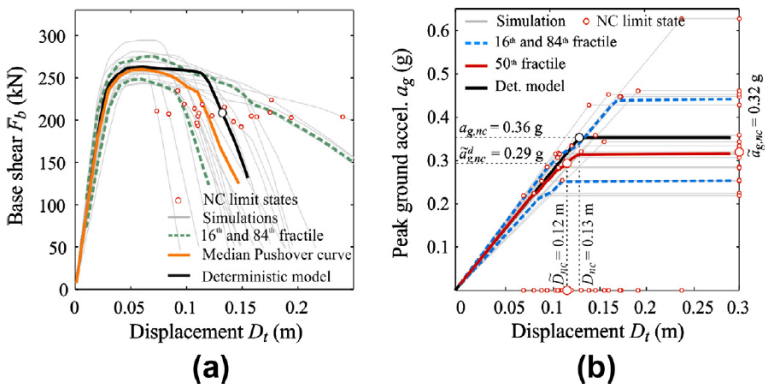


**Figura 3.19:** (a) Pushover y (b) las curvas IN2 correspondientes al edificio antiguo de tres pisos, mostrando el estado límite de casi colapso. Los resultados se presentan para el conjunto de modelos estructurales y el modelo estructural determinista para el análisis en la dirección X positiva.[12]

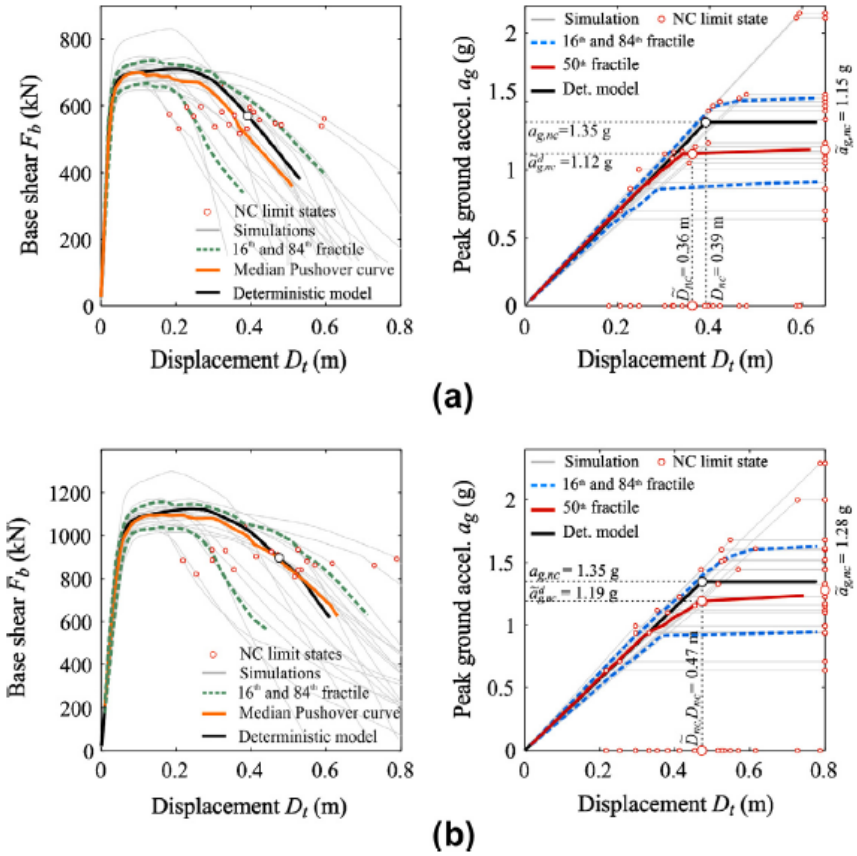


**Figura 3.20:** Curvas IN2 y pushover, mostrando los puntos del estado límite de casi colapso. Los resultados se presentan para la dirección crítica de (a) el edificio contemporáneo de tres pisos y (b) el edificio contemporáneo de cuatro pisos.[12]

Los resultados obtenidos mostraron que las incertidumbres en el modelado afectan no solo la dispersión de la respuesta, sino que también pueden reducir las estimaciones de capacidad mediana, observándose reducciones del 8 al 15 % para diferentes edificios. Además, se observó que los patrones de daño y los mecanismos de falla cambiaron al variar los parámetros del modelo.

Por lo tanto, tener en cuenta explícitamente la incertidumbre en el modelado a través de métodos como los presentados proporciona una evaluación sísmica y una evaluación de riesgos más precisas al representar mejor las incertidumbres en la respuesta de las estructuras.

Gokkaya et al (2016) [8], cuantificaron los impactos de las incertidumbres de modelado en el análisis sísmico de edificios. Las incertidumbres de modelado se refieren a las incertidumbres en cómo se modelan los componentes estructurales, como vigas y columnas, en el análisis.

Se analizaron 33 arquetipos de edificios teniendo en cuenta las incertidumbres de modelado. Se realizaron simulaciones de Monte Carlo para propagar las incertidumbres en el análisis. Los resultados muestran que incluir incertidumbres de modelado aumenta la frecuencia anual promedio de colapso en alrededor de 1.8 veces en comparación con no incluirlas. También aumenta las dispersiones en las capacidades de desplazamiento.

En cuanto a las demandas de desplazamiento, las incertidumbres de modelado aumentan ligeramente las demandas medianas pero tienen un efecto negligente en las dispersiones. Sin embargo, aumentan significativamente las dispersiones en las capacidades de desplazamiento.

Se presenta un nuevo enfoque para desarrollar distribuciones conjuntas de la demanda de desplazamiento en el terremoto máximo considerado y la capacidad de desplazamiento. Esto ayuda a relacionar los límites de desplazamiento con los objetivos de seguridad de colapso en los códigos.

El estudio proporciona una metodología rigurosa para considerar las incertidumbres de modelado. Se encuentra que los límites actuales de desplazamiento en los códigos pueden no cumplir completamente con los objetivos previstos de riesgo de colapso cuando se incluyen las incertidumbres.

Yu et al (2017) [20], investigaron los efectos de la incertidumbre en el rendimiento de estructuras de marcos de hormigón armado (RC) cuando se eliminaba una de las columnas. Se utilizó un método llamado análisis de empuje descendente para simular la eliminación de una columna e incrementar progresivamente las cargas para determinar la capacidad residual de la estructura. Se consideraron 17 parámetros relacionados con cargas, propiedades de materiales y geometría como variables inciertas.

Se utilizaron dos estructuras de marcos de RC con longitudes de luz diferentes como estudios de caso. Su comportamiento se simuló utilizando una técnica llamada macromodelado, que se validó con datos experimentales de pruebas en secciones pequeñas de marcos. Se realizó un análisis de incertidumbre generando 135 modelos estructurales donde las 17 variables se variaron al azar según sus distribuciones estadísticas. Se ejecutó un análisis de empuje descendente en cada modelo para generar curvas de empuje descendente aleatorias. Estas se analizaron estadísticamente para determinar la variabilidad en las respuestas.

Se definieron dos criterios de daño (DC) - DC-I para el cedimiento inicial y DC-II para la capacidad máxima. La dispersión de respuestas aumentó significativamente con el aumento del desplazamiento. Las desviaciones estándar de los factores de carga en DC-I y DC-II fueron alrededor de 0.2 y 0.4 respectivamente, mostrando que la respuesta era altamente variable.

Los diagramas de tornado derivados del análisis de sensibilidad mostraron que la carga muerta,

la resistencia de cedencia, la resistencia última y el área de refuerzo tenían más influencia en los DC. Aumentar el refuerzo de estribos también aumentó significativamente la capacidad de deformación máxima.

Las distribuciones probabilísticas ajustadas a los factores de carga en DC-II dieron probabilidades de falla por debajo del 5 % en la mayoría de los casos, mostrando que es probable que los marcos sobrevivan a la eliminación de columnas. Sin embargo, considerar la incertidumbre podría proporcionar una evaluación más realista del riesgo de colapso en comparación con los métodos deterministas.

El estudio demostró que las incertidumbres estructurales tenían efectos significativos en el comportamiento y la capacidad de los marcos de RC en escenarios de pérdida de columna. Se necesitan métodos probabilísticos para una evaluación sólida del riesgo de colapso progresvio.

Además, Feliciano et al 2023 [88], propusieron un marco para evaluar el rendimiento sísmico de estructuras de marcos de concreto armado con relleno de albañilería no diseñadas, teniendo en cuenta la variabilidad en los materiales de construcción.

Se estudiaron estadísticamente las propiedades de materiales de construcción comunes como concreto, acero y unidades de albañilería, basándose en literatura y pruebas. Esto proporciona valores medios y coeficientes de variación para modelar la aleatoriedad.

Crearon un modelo no lineal de elementos finitos de un diseño de edificio típico utilizando técnicas de modelado que pueden capturar el comportamiento de los elementos de concreto armado y los muros de albañilería bajo cargas sísmicas.

Llevaron a cabo simulaciones de Monte Carlo variando aleatoriamente las propiedades de los materiales dentro de sus rangos estadísticos para cada análisis. Se realizaron más de 300 simulaciones para el edificio de estudio.

Finalmente, obtuvieron distribuciones de probabilidad de parámetros de demanda de ingeniería, como la deriva, a partir de los resultados de la simulación. También se desarrollaron curvas de fragilidad que expresan la probabilidad de exceder los límites de daño bajo diferentes intensidades sísmicas.

Los resultados indican que tener en cuenta la variabilidad de los materiales tiene una influencia importante en el rendimiento sísmico estimado de los edificios no diseñados. Los valores medios por sí solos no capturan todo el rango de incertidumbre. El marco permite expresar la fragilidad de manera probabilística en lugar de determinística. Las conclusiones señalan que el enfoque es útil para la evaluación del riesgo sísmico de este tipo de edificaciones vulnerables.

Varios estudios han comparado enfoques para propagar incertidumbres, tales como Nasrollahzadeh et al. (2022) [89], Haindl (2020) [86] y Grubiit̂c et al 2019 [90], los cuales presentaron un análisis de confiabilidad de un modelo de marco de hormigón armado utilizando métodos de elementos finitos. Los investigadores llevaron a cabo pruebas experimentales en un marco de RC a escala reducida para obtener su respuesta a cargas cíclicas. Luego desarrollaron dos modelos numéricos del marco en OpenSees, uno utilizando muelles de plasticidad concentrada y otro utilizando secciones de fibra de plasticidad distribuida.

Se calibraron los modelos numéricos para que coincidieran con la curva de histéresis experimental y la curva de esfuerzo-desplazamiento. Esto aseguró que los modelos pudieran simular con precisión el comportamiento no lineal del marco. Luego definieron variables aleatorias (RV) que representaban la incertidumbre en aspectos como las resistencias de los materiales y la geometría.

Se realizaron análisis de confiabilidad utilizando métodos como MVFOSM, FORM, SORM y Simulación de Monte Carlo (MCS). Se utilizaron diferentes funciones de estado límite (LSFs) basadas en límites de desplazamiento. Se encontró que MVFOSM sobreestimaba la confiabilidad en comparación con los otros métodos.

Se crearon diagramas de tornado, como se muestra en la figura 3.21, para ver cómo afectaban las variables aleatorias individuales a la capacidad de carga del marco. Los resultados clave mostraron que los parámetros de geometría de la sección transversal se volvieron más influyentes que las propiedades de los materiales en el rango no lineal. Las incertidumbres también afectaron significativamente las respuestas.

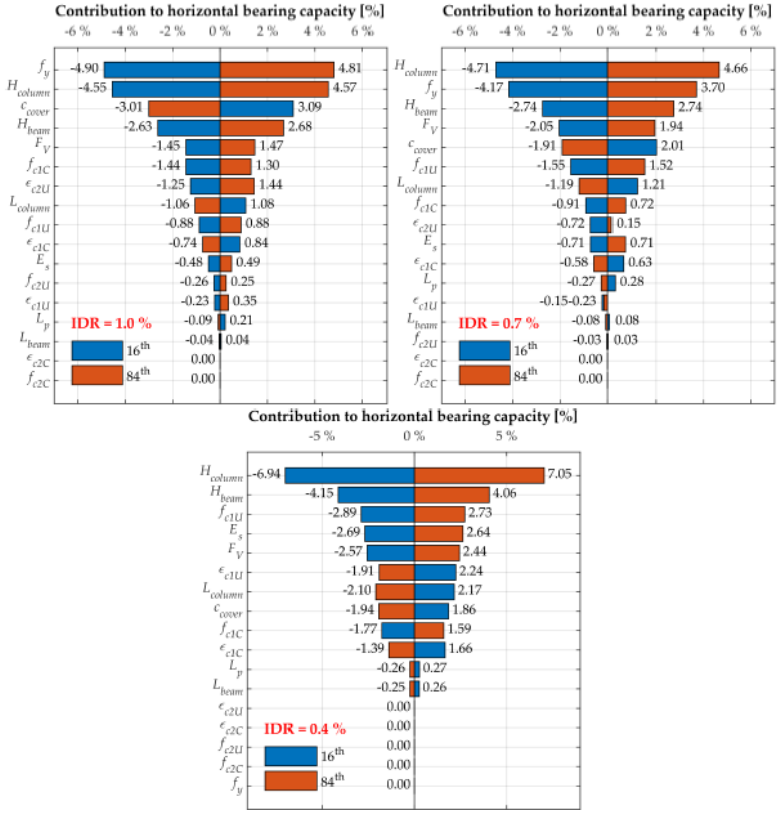


**Figura 3.21:** Diagramas de tornado para tres Funciones de Estado Límite (LSFs), mostrando la contribución de variables individuales a la capacidad de carga horizontal.

El método de muestreo MCS proporcionó los resultados de confiabilidad más precisos cuando se utilizó un número suficiente de simulaciones. FORM también proporcionó predicciones razonablemente precisas de las probabilidades de falla en comparación con MCS. El enfoque del modelo de elementos finitos permitió la consideración directa de las no linealidades e incertidumbres en el análisis de confiabilidad.

También se ha estudiado la sensibilidad a diferentes parámetros de incertidumbre. Varios es-

tudios realizaron análisis de sensibilidad para identificar parámetros inciertos críticos. Sosso et al 2020 [13], investigaron cómo la variabilidad en las propiedades del material de los marcos de hormigón armado (HA) afecta su capacidad para resistir el colapso progresivo cuando se elimina repentinamente un pilar. Desarrollaron un modelo computacional que representa el marco mediante elementos finitos de viga en capas. Modelaron seis propiedades del material como variables aleatorias (VA) - el módulo elástico, la resistencia a la cedencia y la deformación última tanto del hormigón como del acero.

Se realizaron simulaciones numéricas con diferentes combinaciones de estas VAs para estudiar sus efectos. La Figura 3.22 muestra las distribuciones de probabilidad utilizadas para las VAs. Se realizaron estudios de sensibilidad variando cada VA por separado para evaluar su influencia.

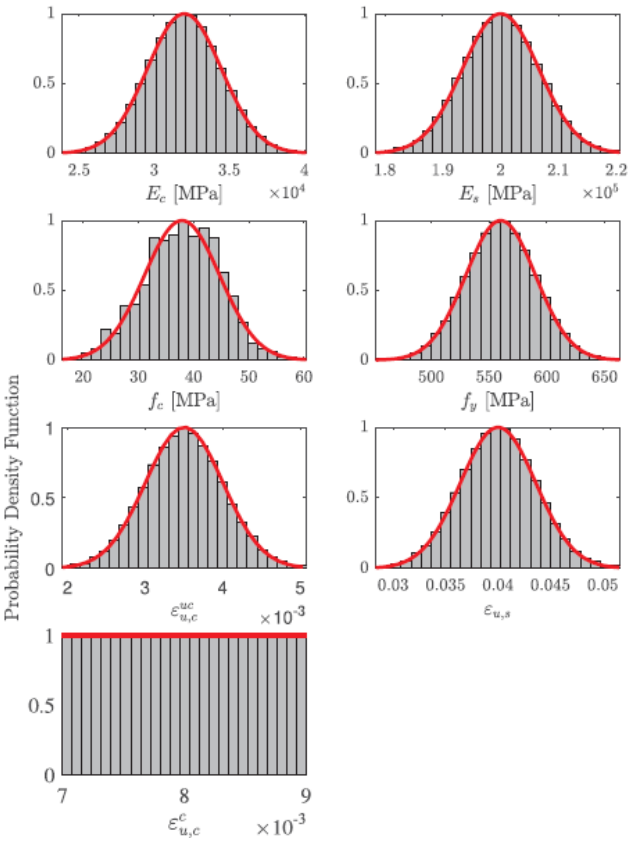


**Figura 3.22:** Función de Densidad de Probabilidad Normalizada de la Variable Aleatoria incorporada en las simulaciones de PC.[13]

Se identificaron dos resultados importantes que surgieron del análisis de sensibilidad. En primer lugar, el hormigón confinado (con una mayor deformación última) es significativamente más resistente al colapso que el hormigón sin unificar. La deformación última del hormigón es, por lo tanto, muy importante. En segundo lugar, la resistencia a la cedencia del acero tiene la mayor influencia en el desplazamiento residual de los marcos que sobreviven al colapso.

Cuando todas las VAs se varían simultáneamente los resultados confirman que el hormigón sin unificar tiene una mayor probabilidad de falla que el hormigón confinado.
En general, el estudio concluye que tener en cuenta la variabilidad del material es importante para la evaluación de la robustez. La ductilidad del hormigón tiene un gran efecto, al igual que la

resistencia a la cedencia y la deformación última del acero. El caso de hormigón confinado tiene un mejor rendimiento ya que experimenta menos aplastamiento del hormigón. Se identifica también un diseño cuidadoso de la armadura cerca de las juntas como crítico para resistir el colapso progresivo.

# 4. METODOLOGÍA

Este capítulo presenta la metodología empleada en esta investigación, la cual tiene como objeto cuantificar la incertidumbre asociada al desempeño sísmico de estructuras de concreto en Colombia. Esta cuantificación consistió en seleccionar y caracterizar los parámetros cuya incertidumbre se consideran más influyentes en la respuesta de la estructura, realizar un análisis de sensibilidad bajo diversos escenarios para determinar el impacto de dichos parámetros en el modelo numérico. Finalmente, realizar la propagación de incertidumbres mediante el método Montecarlo para el análisis estático lineal, dinámico lineal y el no lineal.

En esta investigación, se optó por dividir la metodología en cuatro fases:

## 4.1. Definición del arquetipo colombiano

Se definió el arquetipo de estudio de acuerdo con el trabajo de Arteta et al, 2016 [91], quienes analizaron y caracterizaron detalles, atributos constructivos, propiedades mecánicas de los materiales, tipo de cimentaciones, sistemas de entrepiso y cubierta, a partir de un análisis estadístico analítico, empírico y contando con la opinión de expertos, curadurías urbanas, planos arquitectónicos y estructurales compartidos por ingenieros calculistas, y revisión de la literatura de estudios colombianos.

Este trabajo es un análisis detallado que sirvió como una de las bases para la formulación del Modelo Nacional de Riesgo Sísmico (MNRS) en Colombia. Este estudio se centró en evaluar el desempeño de estructuras aporticadas y combinadas bajo efectos sísmicos, teniendo como objetivo principal proporcionar información clave para entender y mitigar el riesgo sísmico en el país.

El análisis incluyó una revisión de las propiedades estructurales y mecánicas de edificios representativos de diversas tipologías, específicamente sistemas aporticados y combinados. Se desarrollaron modelos computacionales detallados utilizando herramientas avanzadas para simular el comportamiento dinámico de estas estructuras bajo diferentes escenarios sísmicos.

Además, evaluaron criterios de diseño y construcción, considerando normativas locales e internacionales, para identificar debilidades estructurales y factores que contribuyen al colapso. El equipo empleó técnicas de simulación numérica, análisis no lineales, y evaluaciones probabilísticas para determinar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras. Se usaron registros históricos de sismos ocurridos en Colombia para calibrar y validar los modelos, asegurando la representatividad de las condiciones locales.

La metodología que emplearon incluyó modelado estructural detallado con características específicas de materiales y geometrías, análisis dinámicos para evaluar el desempeño bajo diferentes niveles de demanda sísmica y comparación entre los resultados obtenidos y los límites establecidos por normativas.

Los resultados del estudio identificaron factores críticos que afectan el comportamiento sísmico de estructuras aporticadas y combinadas. Entre los hallazgos más relevantes están:

- Desempeño estructural insuficiente en ciertos niveles de demanda sísmica: Las estructuras combinadas mostraron mejor desempeño general frente a cargas sísmicas extremas en comparación con las aporticadas, pero también presentan vulnerabilidades específicas.
- Necesidad de mejoras normativas: Se evidenció la importancia de actualizar y reforzar las normativas de diseño estructural para mejorar la resiliencia frente a terremotos.

Finalmente, este estudio concluyó que para reducir significativamente el riesgo sísmico en el país, es fundamental fortalecer la normativa técnica para incluir requisitos más rigurosos en la construcción y evaluación estructural, realizar evaluaciones periódicas y priorizar intervenciones en edificaciones más vulnerables, e invertir en la capacitación de profesionales en ingeniería sísmica y diseño resistente a terremotos.

## 4.2. Caracterización de la variabilidad de los parámetros a estudiar

En este estudio se consideraron parámetros geométricos y propios del material, tales como, el ancho de las columnas ($b_{\mathrm{c}}$), altura de las columnas ($h_{\mathrm{c}}$), el ancho de las vigas ($b_{\mathrm{b}}$), altura de las vigas ($h_{\mathrm{b}}$), módulo de elasticidad de vigas ($E_{\mathrm{cb}}$) y módulo de elasticidad de columnas ($E_{\mathrm{cc}}$).

### 4.2.1. Parámetros de Materiales

Para el Módulo de Elasticidad se utilizó la caracterización probabilística propuesta por Guerrero et al 2022 [92], cuyos valores se obtuvieron de las ecuaciones 4.1 y 4.2

$$E_{c2} \sim N(E_c, \sigma)$$

Donde:

- $E_{c2}$: corresponde al valor de módulo de elasticidad.
- $E_c$: el valor esperado (promedio) del módulo de elasticidad.
- $\sigma$: desviación estándar de 5.636 MPa.

$$E_c = K_1 \cdot \sqrt{f'_c} \tag{4.1}$$

Donde:

- $K_1$: corresponde con la ecuación.
- $f'_c$: resistencia a compresión del concreto.

$$K_1 \sim N(4400, 23.5) \tag{4.2}$$

### 4.2.2. Parámetros Geométricos

Se contemplaron las variaciones de dimensión permitidas por ACI 117R-10 [24], la cual establece un rango tolerable de -10 mm a +13 mm tanto para vigas como columnas. En el caso del arquetipo seleccionado se determinaron las secciones a utilizar de acuerdo con un dimensionamiento típico con cumplimiento de derivas, encontrado, vigas de 30x45 cm en concreto de 28 MPa, y columnas de 45x55 cm en concreto de 35 MPa.

El intervalo proporcionado por la norma se sometió a un proceso estadístico para transformarlo en una distribución. Dado que este intervalo es asimétrico, fue necesario considerar dos distribuciones distintas:

1. **Distribución 1**, que representa una variación de ±10 mm.
2. **Distribución 2**, que representa una variación de ±13 mm.

Debido a las diferencias en las variaciones, se utilizó la teoría de mezclas de distribuciones para combinar los datos y generar una distribución compuesta con una tendencia específica.

En este caso, se partió de una media (valor esperado de la sección transversal) y de un intervalo de confianza del 99.7 % para cada extremo de la distribución. En una distribución normal, un intervalo de confianza del 99.7 % corresponde a valores comprendidos dentro de $3\sigma$ (desviaciones estándar). Sin embargo, al tener intervalos diferentes para cada extremo, no fue posible emplear una única distribución normal simétrica.

En su lugar, al igual que ocurre con las ondas, se superpusieron y combinaron las distribuciones para formar una distribución más compleja. Para este caso, se utilizaron dos distribuciones normales con la misma media, pero con diferentes desviaciones estándar, determinadas por los intervalos de confianza:

- $\sigma_1 = \frac{\text{intervalo_izquierda}}{3}$
- $\sigma_2 = \frac{\text{intervalo_derecha}}{3}$

Se realizó una superposición de los datos siguiendo este criterio:

- Para los valores menores a la media, se conservaron los resultados de la Distribución 1

- Para los valores mayores a la media, se emplearon los resultados de la Distribución 2.

Es importante destacar que no se construyó una distribución mediante una función matemática, sino que se generó un arreglo de datos (10,000 valores en este caso) cuyo comportamiento reflejó la combinación de estas dos distribuciones, resultando en una distribución asimétrica.

El proceso inició con la superposición de las dos distribuciones, como se ilustró en la figura 4.23.

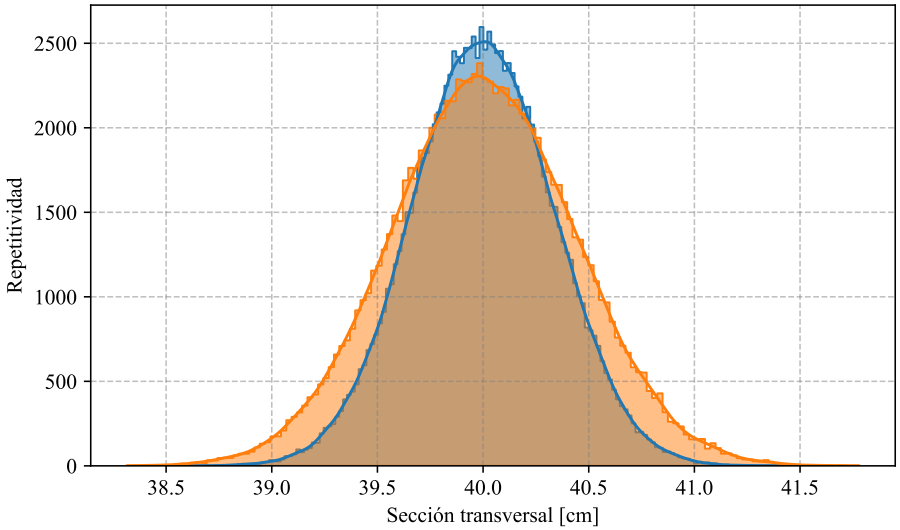


**Figura 4.23:** Superposición de distribuciones de parámetros geométricos.

Aquí se identifica un problema inherente a las distribuciones: debido a la diferencia en las desviaciones estándar y la necesidad de mantener la misma cantidad de datos generados (10,000), las distribuciones presentan diferentes densidades, lo que se traduce en picos desiguales en el eje y. Esto impide superponerlas adecuadamente en nuestro caso.

Para igualar las densidades, se puede aplicar un ajuste en la cantidad de datos generados para la distribución con menor sigma (Distribución 1).

**Distribución 1**: El cálculo para la cantidad de datos en la Distribución 1 es:

$$\text{Datos Distribución 1} = 10,000 \times \frac{1}{1.3} = 7,692 \text{ datos.}$$

**Distribución 2**: se mantienen los 10000 datos originales sin modificaciones.

Con este ajuste, los picos de densidad se equilibran (Figura 4.24). Una vez ajustadas las distribuciones, se puede construir un único arreglo que refleje los datos con el sesgo necesario. Como se observa en la figura 4.24, los datos en el lado izquierdo alcanzan un intervalo de confianza de -1 cm, mientras que los del lado derecho llegan a un intervalo de confianza de +1.3 cm.

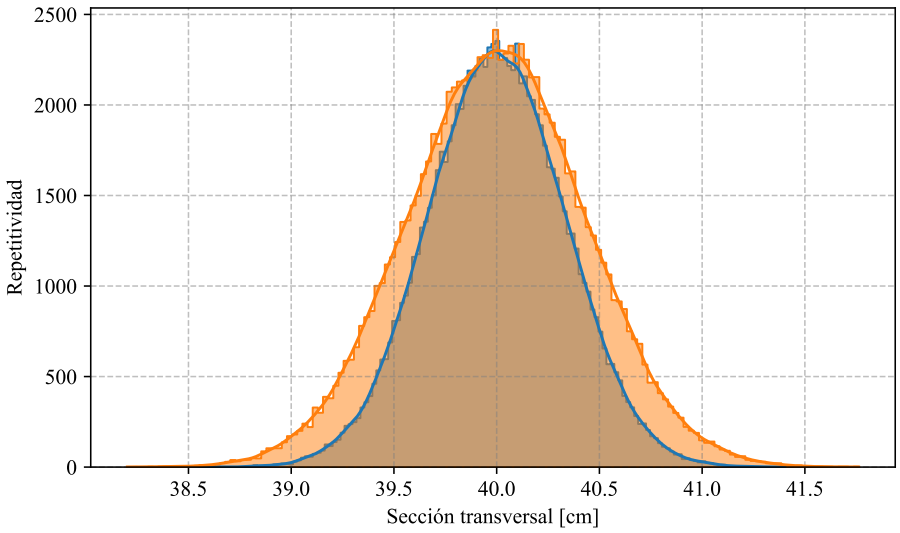


**Figura 4.24:** Superposición de distribuciones de parámetros geométricos ajustada.

En la figura 4.25 se observa la distribución final que considera los límites permitidos por ACI 117R-10 [24] que representa los valores permitidos en la construcción colombiana.

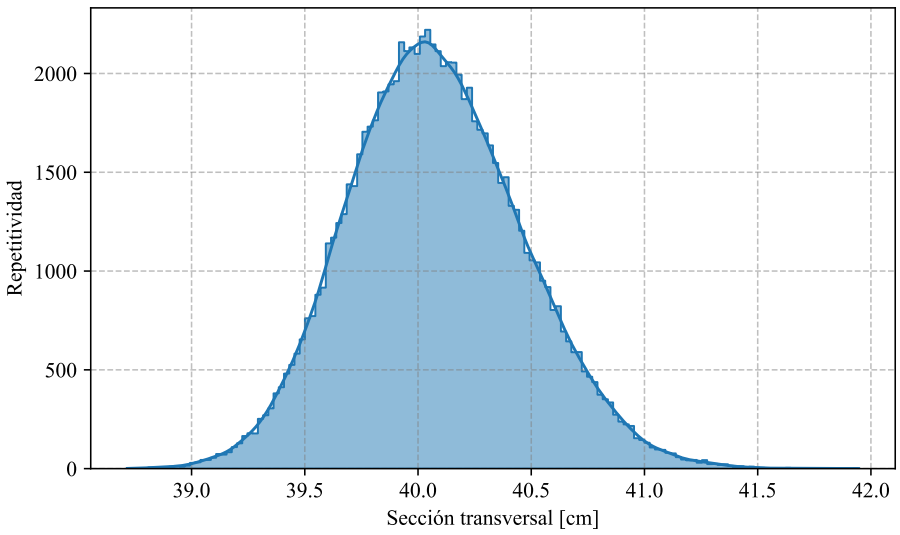


**Figura 4.25:** Distribución normal representativa para los parámetros geométricos.

### 4.2.3. Parámetros para el análisis no lineal

Para el análisis no lineal se utilizaron las distribuciones probabilísticas propuestas por [93], quienes obtuvieron los valores promedios y covarianza (30 %) de los parámetros de concreto confinado y no confinado para el caso de un pórtico de tres pisos. En las tablas 4.4 y 4.5 se presentan

las distribuciones de los parámetros seleccionados para vigas y columnas, respectivamente.

Para las modelaciones correspondientes en este trabajo, se emplea el material Concrete01 del software OpenSees, utilizado para definir un modelo uniaxial de material de hormigón Kent-Scott-Park con rigidez de descarga/recarga lineal degradada, según lo propuesto por Karsan y Jirsa, y sin resistencia a la tracción.

**Tabla 4.4:** Distribuciones de probabilidad para parámetros no lineales en vigas.

| **Parámetro** | **Distribución** | **Promedio** | **COV (%)** |
|---|---|---|---|
| Deformación al punto de máxima resistencia para concreto no confinado ($\varepsilon_{coi}$) | Normal | 0.002 | 30 |
| Deformación última para concreto no confinado ($\varepsilon_{cui}$) | Normal | 0.0033 | 30 |
| Deformación al punto de máxima resistencia para concreto confinado ($\varepsilon_{coc}$) | Normal | 0.005 | 30 |
| Deformación última para concreto confinado ($\varepsilon_{cuc}$) | Normal | 0.01 | 30 |
| Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días para concreto no confinado (f'$_{ci}$) | Normal | 28 MPa | 30 |
| Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días para concreto confinado (f'$_{cc}$) | Normal | 28 MPa | 30 |
| Resistencia al aplastamiento del hormigón para concreto no confinado (f'$_{cui}$) | Normal | 0.1 MPa | 30 |
| Resistencia al aplastamiento del hormigón para concreto confinado (f'$_{cuc}$) | Normal | 10 MPa | 30 |

**Tabla 4.5:** Distribuciones de probabilidad para parámetros no lineales en columnas.

| Parámetro | Distribución | Promedio | COV (%) |
|---|---|---|---|
| Deformación al punto de máxima resistencia para concreto no confinado ($\varepsilon_{coi}$) | Normal | 0.002 | 30 |
| Deformación última para concreto no confinado ($\varepsilon_{cui}$) | Normal | 0.0033 | 30 |
| Deformación al punto de máxima resistencia para concreto confinado ($\varepsilon_{coc}$) | Normal | 0.002 | 30 |
| Deformación última para concreto confinado ($\varepsilon_{cuc}$) | Normal | 0.01 | 30 |
| Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días para concreto no confinado (f'$_{ci}$) | Normal | 35 MPa | 30 |
| Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días para concreto confinado (f'$_{cc}$) | Normal | 35 MPa | 30 |
| Resistencia al aplastamiento del hormigón para concreto no confinado (f'$_{cui}$) | Normal | 0.1 MPa | 30 |
| Resistencia al aplastamiento del hormigón para concreto confinado (f'$_{cuc}$) | Normal | 10 MPa | 30 |

## 4.3. Caracterización de la sensibilidad de los parámetros estructurales usados en el diseño de edificaciones de concreto reforzado en Colombia.

### 4.3.1. Análisis lineal

La sensibilidad de los parámetros utilizados se determinó mediante un análisis manual, en el que se aplicaron variables aisladas a un modelo determinista para calcular las derivas, las cuales se utilizaron como parámetros de control para evaluar la influencia de cada variable en la respuesta estructural. El análisis de sensibilidad se lleva a cabo bajo dos escenarios:

- **Variabilidad Independiente:**

  Cada elemento se modela usando propiedades aleatorias independientes para el rango definido en la sección 4.2. Para este escenario será un evento atípico que dos elementos compartan el mismo valor para la misma propiedad, considerando los demás parámetros que no se están evaluando

como deterministas. La Figura 4.26 ilustra, a modo de ejemplo, el proceso de análisis de dos iteraciones aplicado a los parámetros geométricos de vigas en este escenario.

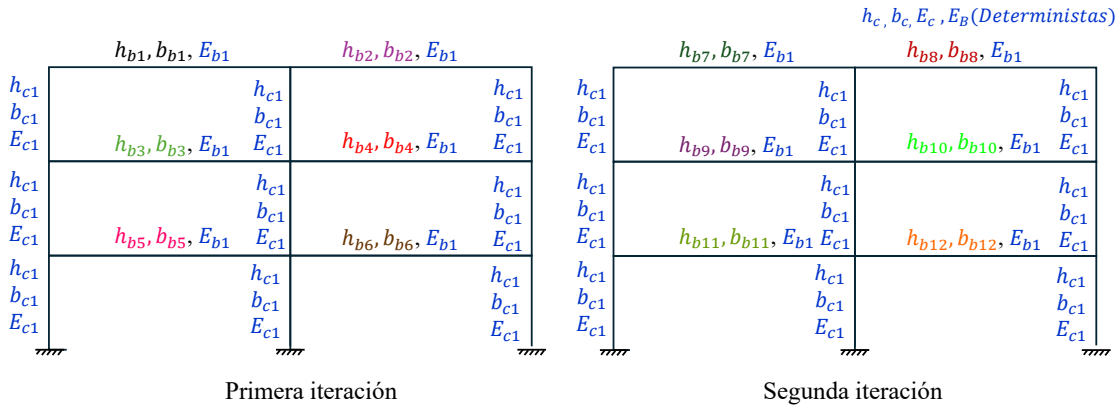


**Figura 4.26:** Proceso de análisis de sensibilidad para los parámetros geométricos de las vigas bajo un escenario de variabilidad independiente

- **Variabilidad dependiente:**

Dado que los modelos deterministas suponen que todos los elementos tienen el mismo valor para cada propiedad, en este modelo se asume que todos los elementos comparten el mismo valor aleatorio para la variable analizada. Es decir, si se asigna un valor al módulo de elasticidad, todos los elementos tendrán el mismo valor, y cualquier variación se aplicará de manera uniforme a todos ellos, mientras que los demás parámetros se consideran deterministas. Este modelo es el que más se asemeja a una práctica común en el diseño. Por ejemplo, el análisis de sensibilidad de los parámetros geométricos de las vigas para dos iteraciones se muestra en la figura 4.27.

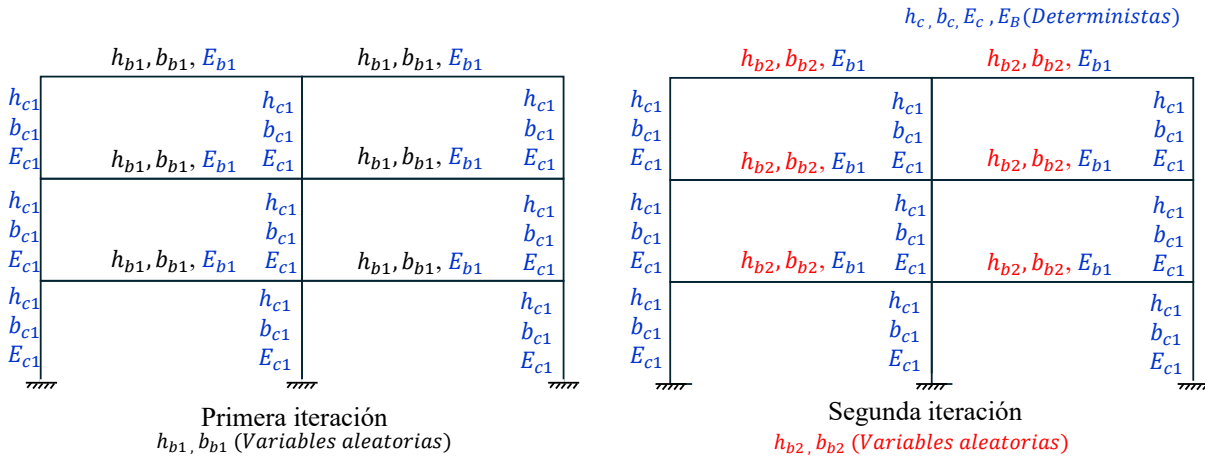


**Figura 4.27:** Proceso de análisis de sensibilidad para los parámetros geométricos de las vigas bajo un escenario de variabilidad dependiente

### 4.3.2. Análisis no lineal

Previamente, se lleva a cabo el diseño estructural de la edificación según la configuración geométrica y las cargas descritas en la sección 5.1, utilizando el software Midas Gen v2023. Este software, propiedad de la empresa MIDAS Information Technology, es un programa especializado en el análisis de elementos finitos de propósito general, que incluye herramientas para el diseño rápido y eficiente de estructuras de edificación de cualquier tipo. Entre sus diversos códigos de diseño, se encuentran el ACI318 y el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)

Este diseño se lleva a cabo cumpliendo con todos los requisitos del sistema de disipación especial de energía establecidos por el Reglamento NSR-10. Para ello, se realizaron los ajustes necesarios en las dimensiones de los elementos y se dio cumplimiento a aspectos como las derivas, el diseño de nudos, el diseño estructural, la columna fuerte-viga débil, entre otros.

La información obtenida de este diseño (dimensiones y acero de refuerzo) se utilizó para crear un modelo en el software OpenSees, que sirvió como punto de partida para realizar las variaciones y propagaciones de incertidumbre en cada material.

La modelación en OpenSees se realizó utilizando secciones transversales de tipo fibra, asignando las propiedades de los elementos mediante los materiales Concrete01 y Steel02. Concrete01 se utiliza para construir un modelo de material de hormigón Kent-Scott-Park uniaxial, con rigidez de descarga/recarga lineal degradada según el trabajo de Karsan y Jirsa, y sin resistencia a la tracción. Por otro lado, Steel02 se emplea para modelar el material de acero Giuffre-Menegotto-Pinto uniaxial con endurecimiento por deformación isótropa.

De manera similar al modelo lineal, se realizó un análisis de sensibilidad en el que se aisló cada variable del material Concrete01, y se determinó su gráfica de capacidad para identificar cómo las variaciones de cada parámetro afectan dicha gráfica. En este caso, se utilizó exclusivamente la metodología de variable dependiente.

Asimismo, se llevó a cabo la propagación de la incertidumbre al variar aleatoriamente todos los parámetros en general.

## 4.4. Propagación de incertidumbres

La metodología escogida para propagar la incertidumbre de todas las variables seleccionadas, es el método Montecarlo, en el cual se extraen muestras de la distribución asociada a cada variable de entrada del modelo. El valor de la variable toma la forma aleatoria dentro de los límites de incertidumbre o distribución de probabilidad, generando así una distribución de salida resultante cuya dispersión describe la incertidumbre del parámetro de respuesta [94].

Se buscó, mediante la propagación de la incertidumbre, que todas las posibles fuentes de error

en las variables consideradas impacten en el cálculo de la deriva de la estructura. De este modo, tras miles de simulaciones realizadas, se obtuvieron suficientes resultados para cuantificar el error asociado al cálculo de la deriva.

Este procedimiento se llevó a cabo únicamente bajo el supuesto de variabilidad independiente de los parámetros, es decir, cada parámetro de los elementos estructurales fue variado aleatoriamente siguiendo las distribuciones previamente descritas. Este enfoque es el más representativo de la realidad. El análisis se realizó considerando tres tipos de análisis:

- Análisis estático lineal, tomando la deriva como parámetro de control.
- Análisis modal espectral, empleando los períodos de los modos 1 y 2 como parámetros de control.
- Análisis estático no lineal (Pushover), utilizando el gráfico de capacidad como parámetro de control.

Para garantizar la precisión de los resultados estadísticos, se efectuaron al menos 10,000 iteraciones por análisis, asegurando una densidad de datos suficiente para evitar sesgos significativos. En la tabla 4.6 se observan los parámetros en estudio para cada tipo de análisis

**Tabla 4.6:** Parámetros en estudio para cada tipo de análisis.

| **Análisis** | **Parámetros** |
|---|---|
| Análisis Estático Lineal | $b_{\mathrm{c}}$, $h_{\mathrm{c}}$, $b_{\mathrm{b}}$, $h_{\mathrm{b}}$, $E_{\mathrm{cb}}$ y $E_{\mathrm{cc}}$ |
| Análisis Modal Espectral | $b_{\mathrm{c}}$, $h_{\mathrm{c}}$, $b_{\mathrm{b}}$, $h_{\mathrm{b}}$, $E_{\mathrm{cb}}$ y $E_{\mathrm{cc}}$ |
| Análisis Estático No Lineal | $\varepsilon_{coi}$, $\varepsilon_{cui}$, $\varepsilon_{coc}$, $\varepsilon_{cuc}$, $f'_{ci}$, $f'_{cc}$, $f'_{cui}$ y $f'_{cuc}$ |

# 5. RESULTADOS Y ANÁLISIS

## 5.1. Modelo numérico

El arquetipo consta de un pórtico de 3 niveles con 4 y 2 vanos en cada dirección (x, y respectivamente). El entrepiso típico está conformado por una losa nervada en una dirección con carga de 530 kgf/m$^2$ y 170 kgf/m$^2$ (acabados), y cuentan con una altura de 3 m. Para todos los niveles se encuentran asignadas las mismas cargas (Viva: 180 kgf/m$^2$, Muertas: 700 kgf/m$^2$ (acabados, losa)). El material utilizado en el modelo corresponde a un concreto con un módulo de elasticidad de 23.282 MPa para vigas y 26.030 MPa para columnas [91].
En las figuras 5.28, 5.29 y 5.30 se presenta el esquema en planta, alzada longitudinal y frontal de la estructura analizada, adicionalmente en la tabla 5.7 se presenta el resumen de los materiales y geometría.

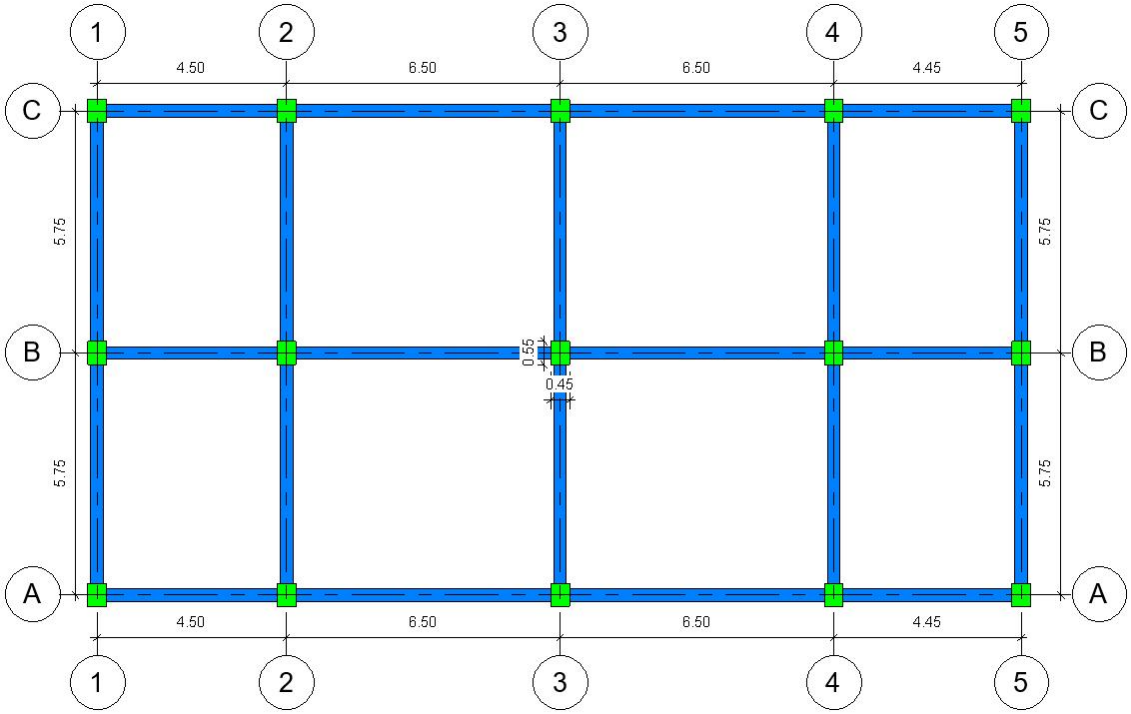


**Figura 5.28:** Vista en planta del arquetipo colombiano

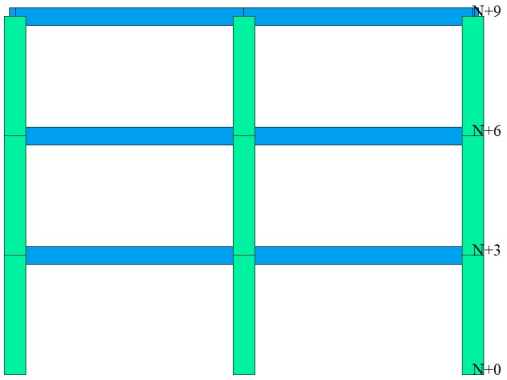


**Figura 5.29:** Vista en alzada longitudinal del arquetipo colombiano

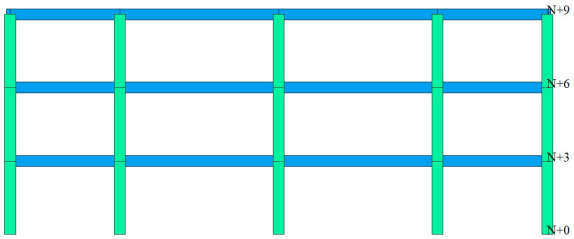


**Figura 5.30:** Vista frontal del arquetipo colombiano

**Tabla 5.7:** Tabla de propiedades de los elementos estructurales.

| Elemento | Material | Geometría | Ancho (cm) | Altura (cm) |
|---|---|---|---|---|
| Columna | Concreto 35 MPa | Rectangular | 55 | 45 |
| Viga | Concreto 28 MPa | Rectangular | 30 | 45 |

## 5.2. Caracterización de Parámetros

### 5.2.1. Parámetros Geométricos

Se seleccionaron cuatro parámetros geométricos ($H_c$,$H_b$, $B_c$ y $B_b$) utilizando los límites establecidos en la normativa *ACI 117R-10* [24]. Estos límites influyen directamente en los rangos especificados por la normativa colombiana **NSR-10** [25]. Por lo tanto, cualquier elemento estructural que exceda estos límites no será aceptado.

De acuerdo con las prácticas de construcción en Colombia, las interventorías o supervisiones técnicas tienen la responsabilidad de garantizar la demolición y reconstrucción de dichos elementos hasta que cumplan con los parámetros establecidos.

En la tabla 5.8 se presentan los límites utilizados en este estudio, mientras que en la figura 5.31 se muestran las distribuciones normales correspondientes que describen este comportamiento.

**Tabla 5.8:** Tabla de parámetros geométricos.

| Parámetro geométrico | Valor determinista (cm) | Valor mínimo (cm) | Valor máximo (cm) | Intervalo de confianza (%) |
|---|---|---|---|---|
| $B_b$ | 30 | 29 | 31.3 | 95 |
| $H_b$ | 45 | 44 | 46.3 | 95 |
| $B_c$ | 55 | 54 | 56.3 | 95 |
| $H_c$ | 45 | 44 | 46.3 | 95 |

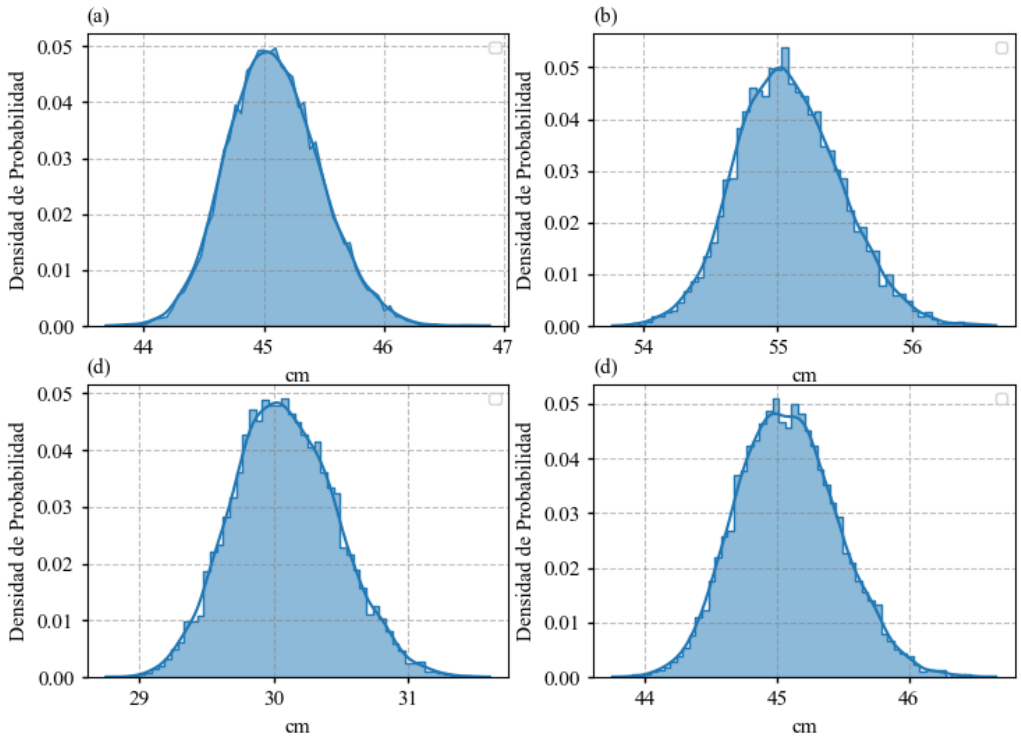


**Figura 5.31:** Distribuciones de los parámetros geométricos (a.) $B_c$, (b.) $H_c$, (c.) $B_b$ y (d.) $H_b$

## 5.2.2. Parámetros de Materiales

En la Tabla 5.9 se detallan los materiales utilizados para el modelo, mientras que la Figura 5.32 muestra las distribuciones normales de los módulos de elasticidad. Estos módulos fueron seleccionados como los parámetros a variar dentro de los elementos numéricos.

**Tabla 5.9:** Tabla de parámetros de materiales.

| Parámetros de material | $f'_c$ (MPa) | Módulo de elasticidad determinista (MPa) | Módulo de elasticidad no determinista (MPa) |
|---|---|---|---|
| $E_{cb}$ | 28 | 23282.61 | $E = K_1 \cdot \sqrt{f'_c}$ , donde |
| $E_{cc}$ | 35 | 26030.75 | $K_1 = 4400 \pm 23.25$ [92] |

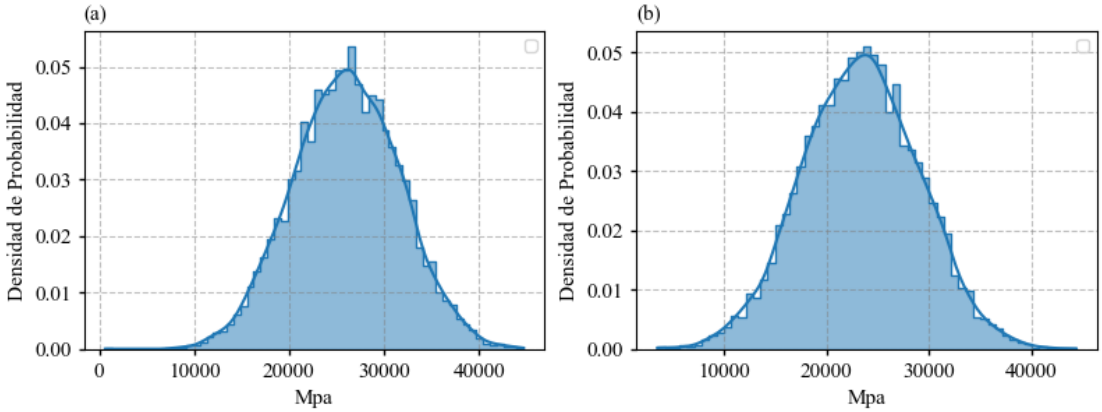


**Figura 5.32:** Distribuciones de los parámetros materiales (a.) ($E_{cc}$) y (b.) ($E_{cb}$)

## 5.3. Diseño Determinista de la estructura

El sistema estructural corresponde a un sistema de pórticos en concreto. De acuerdo con la tabla A.3.2 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), la estructura se clasifica como Pórtico en concreto resistente a momento (DES)

**Tabla A.3-3**
**Sistema estructural de pórtico resistente a momentos** (Nota 1)

| C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS | | Valor $R_0$ (Nota 2) | Valor $\Omega_0$ (Nota 4) | zonas de amenaza sísmica | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Alta | | Intermedia | | baja | |
| Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales) | Sistema resistencia para cargas verticales | | | uso permit | altura máx. | uso permit | altura máx. | uso permit | altura máx. |
| 1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*) | | | | | | | | | |
| a. De concreto (*DES*) | el mismo | 7.0 | 3.0 | si | sin límite | si | sin límite | si | sin límite |
| b. De acero (*DES*) | el mismo | 7.0 (Nota-3) | 3.0 | si | sin límite | si | sin límite | si | sin límite |
| c. Mixtos | Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos | 7.0 | 3.0 | si | sin límite | si | sin límite | si | sin límite |
| d. De acero con cerchas dúctiles (*DES*) | Pórticos de acero resistentes o no a momentos | 6.0 | 3.0 | si | 30 m | si | 45 m | si | sin límite |
| 2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*) | | | | | | | | | |
| a. De concreto (*DMO*) | el mismo | 5.0 | 3.0 | no se permite | | si | sin límite | si | sin límite |
| b. De acero (*DMO*) | el mismo | 5.0 (Nota-3) | 3.0 | no se permite | | si | sin límite | si | sin límite |
| c. Mixtos con conexiones rígidas (*DMO*) | Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos | 5.0 | 3.0 | no se permite | | si | sin límite | si | sin límite |
| 3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*) | | | | | | | | | |
| a. De concreto (*DMI*) | el mismo | 2.5 | 3.0 | no se permite | | no se permite | | si | Sin límite |
| b. De acero (*DMI*) | el mismo | 3.0 | 2.5 | no se permite | | no se permite | | si | Sin límite |
| c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (*DMI*) | Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos | 3.0 | 3.0 | no se permite | | no se permite | | si | Sin límite |
| d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento | Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos | 6.0 | 3.0 | no se permite | | si | 30 m | si | 50 m |
| e. De acero con cerchas no dúctiles | el mismo | 1.5 | 1.5 | no se permite (nota 5) | | no se permite (nota 5) | | si | 12 m |

**Figura 5.33:** Sistema Estructural del arquetipo Colombiano

Del estudio de suelos se tiene que los siguientes parámetros sísmicos:
* $I = 1$
* $R_o = 7$
* Grupo de uso: I
* Tipo de suelo: D
* $A_a = 0.25$
* $A_v = 0.25$
* $F_v = 1.9$
* $F_a = 1.3$
* Zona sísmica: Alta

### 5.3.1. Fuerza Horizontal Equivalente

En la tabla 5.10, se detallan las masas traslacionales y rotacionales asociadas a cada piso, así como las coordenadas del centro de masa, información esencial para evaluar la respuesta sismica frente a fuerzas laterales. Por otro lado la tabla 5.11 resume las cargas sísmicas generadas en dirección X, incluyendo los valores de peso por piso, fuerzas de nivel sísmico, cortantes, momentos de volcamiento y torsiones (accidental e inherente).

**Tabla 5.10:** Datos de generación de masa para análisis lateral de edificios (Unidad: tonf, m)

| **Piso** | **Masa Traslacional (X-DIR)** | **Masa Traslacional (Y-DIR)** | **Masa Rotacional** | **Centro de Masa (COORD X)** | **Centro de Masa (COORD Y)** |
|---|---|---|---|---|---|
| Cubierta | 23.51 | 23.51 | 1550.18 | 11.0 | 5.75 |
| 3P | 24.87 | 24.87 | 1669.36 | 11.0 | 5.75 |
| 2P | 24.87 | 24.87 | 1669.36 | 11.0 | 5.75 |
| 1P | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| **Total** | **73.25** | **73.25** | **4888.90** | – | – |

**Tabla 5.11:** Datos de generación de carga sísmica en dirección X (Unidad: tonf, m)

| **Piso** | **Peso del piso** | **Fuerza sísmica** | **Fuerza de piso** | **Cortante de piso** | **Momento de volcamiento** | **Torsión accidental** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Cubierta | 230.54 | 283.61 | 283.61 | 0.0 | 0.0 | 177.25 |
| 3P | 243.92 | 200.04 | 200.04 | 283.61 | 850.83 | 125.03 |
| 2P | 243.92 | 100.02 | 100.02 | 483.66 | 2301.82 | 62.51 |

### 5.3.2. Derivas

En la figura 5.34 se observan los desplazamientos del arquetipo para los sentidos x e y.

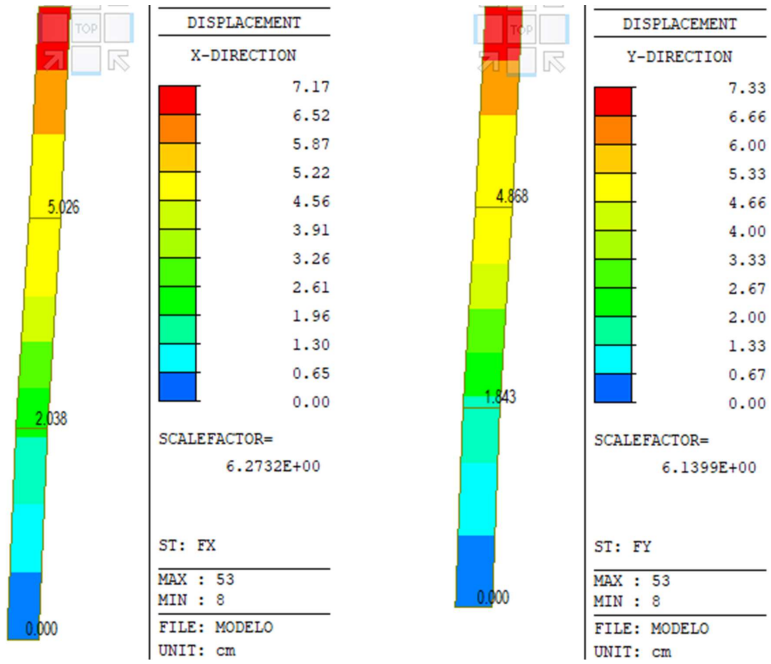


**Figura 5.34:** Derivas en X e Y

### 5.3.3. Respuesta dinamica

- **Espectro de respuesta**

Se presentan los resultados del análisis modal realizado con el software utilizado. En este análisis, se consideraron cinco modos de vibración, asegurándose que más del 90 % de la masa participe en dichos modos. Los resultados incluyen los períodos, la participación de masa, el factor de participación modal y el factor de participación direccional.

En la figura 5.35 se observa el espectro de respuesta utilizado para el estudio de caso.

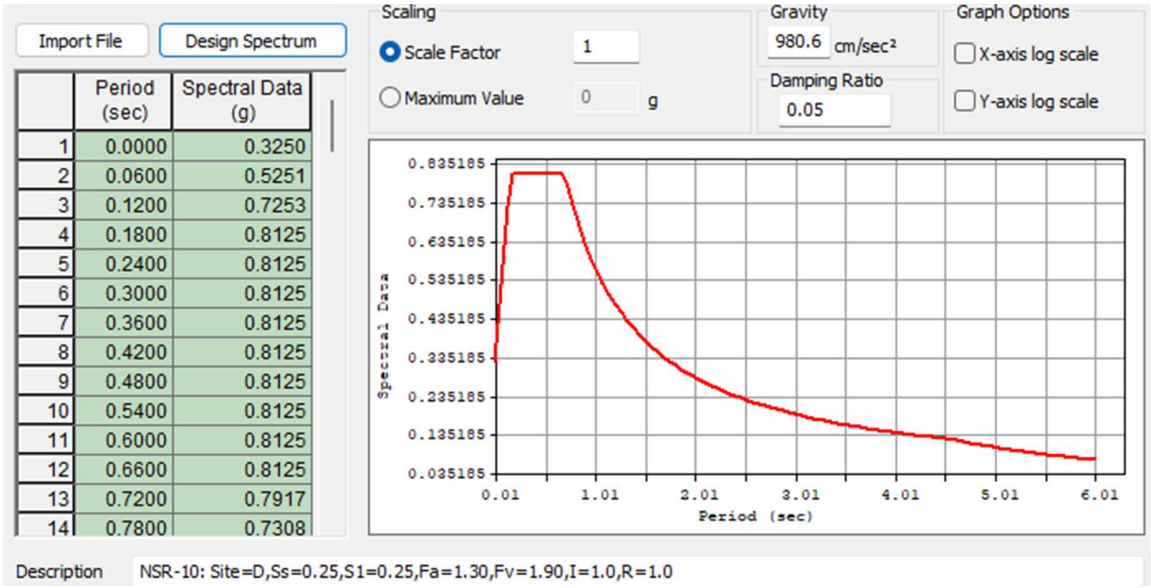


**Figura 5.35:** Espectro de respuesta

**Tabla 5.12:** Periodos de la Estructura

| Número de Modo | Frecuencia (rad/sec) | Periodo (sec) |
|---|---|---|
| 1 | 12.9257 | 0.4861 |
| 2 | 12.9264 | 0.4861 |
| 3 | 15.2087 | 0.4131 |
| 4 | 44.8407 | 0.1401 |
| 5 | 48.4404 | 0.1297 |

**Tabla 5.13:** Participación modal de masas

| Número de Modo | Tran -X Masa (%) | Tran -X Suma (%) | Tran -Y Masa (%) | Tran -Y Suma (%) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 83.2684 | 83.2684 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2 | 0.0000 | 83.2684 | 80.8521 | 80.8521 |
| 3 | 0.0000 | 83.2684 | 0.0000 | 80.8521 |
| 4 | 12.9412 | 96.2096 | 96.2096 | 96.5634 |
| 5 | 0.0000 | 96.2096 | 14.7113 | 95.5634 |

### 5.3.4. Diseño de Elementos Estructurales

En las figuras 5.36 y 5.37 se observa el diseño de los elementos estructurales, vigas y columnas, con el refuerzo estructural más adecuado para un diseño óptimo.

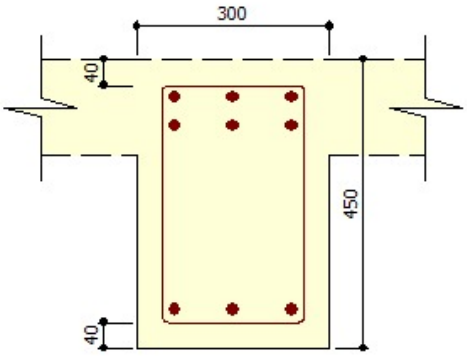


**Figura 5.36:** Sección de viga - 6#6 (1704 mm$^2$)

- **Diseño de Columnas**

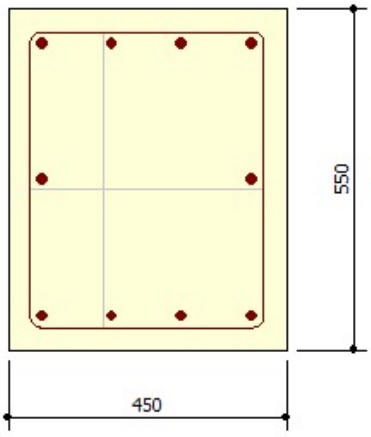


**Figura 5.37:** Sección de columna- 10#6 (2840 mm$^2$)

## 5.4. Análisis de sensibilidad

El análisis se lleva a cabo bajo condiciones lineales (Fuerza Horizontal Equivalente), utilizando la deriva de la estructura como parámetro de control. En la Tabla 5.14 se muestran los valores de las derivas deterministas obtenidas del modelo.

**Tabla 5.14:** Deriva de los pisos en x e y.

| Piso | Deriva en x (%) | Deriva en y (%) |
|---|---|---|
| Piso 1 | 0.67 | 0.58 |
| Piso 2 | 0.96 | 0.97 |
| Piso 3 | 0.69 | 0.81 |

El análisis se realiza aislando cada parámetro en las dos condiciones establecidas: variabilidad dependiente y variabilidad independiente, con el objetivo de observar su influencia en el cambio de la deriva. Los resultados correspondientes para los pisos 1, 2 y 3 en sentido x se presentan en las Figuras 5.38, 5.39 y 5.40, respectivamente; los resultados correspondientes para los pisos 1, 2 y 3 en sentido y se presentan en las Figuras 5.41, 5.42 y 5.43, respectivamente.

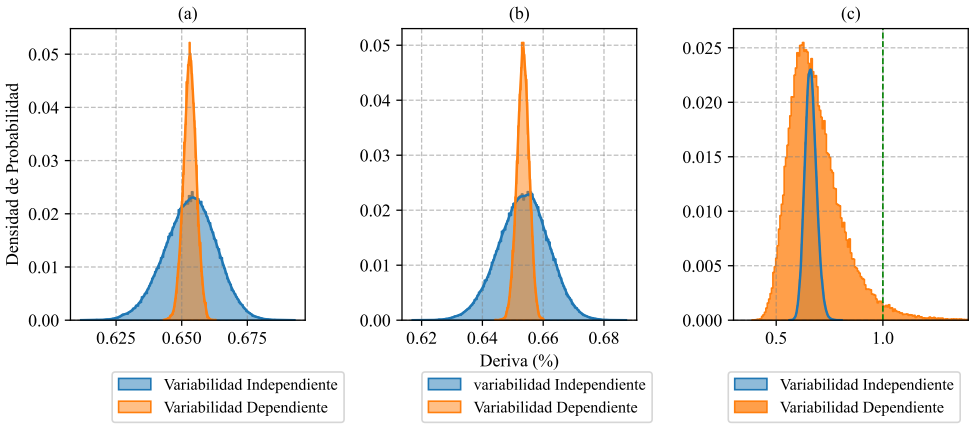


**Figura 5.38:** Análisis de sensibilidad para ambas condiciones de estudio para el piso 1 en el sentido x, (a.) Dimensión de columnas, (b.) Dimensión de vigas (c.) Módulo de elasticidad

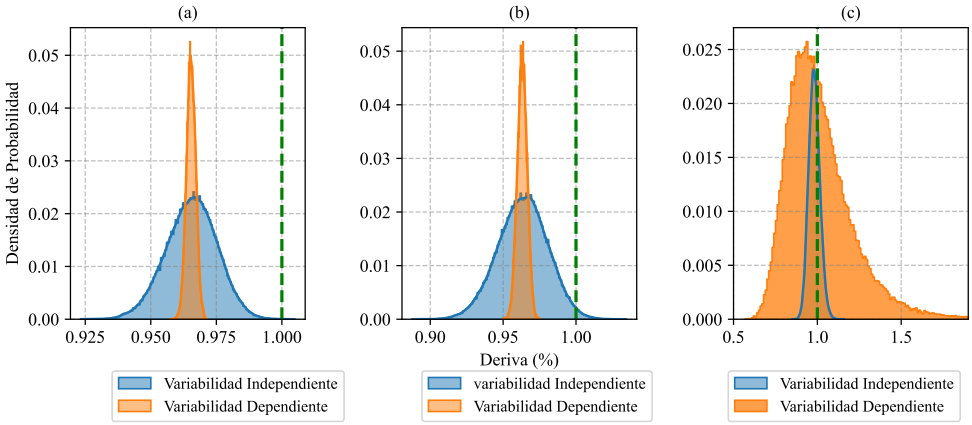


**Figura 5.39:** Análisis de sensibilidad para ambas condiciones de estudio para el piso 2 en el sentido x, (a.) Dimensión de columnas, (b.) Dimensión de vigas (c.) Módulo de elasticidad

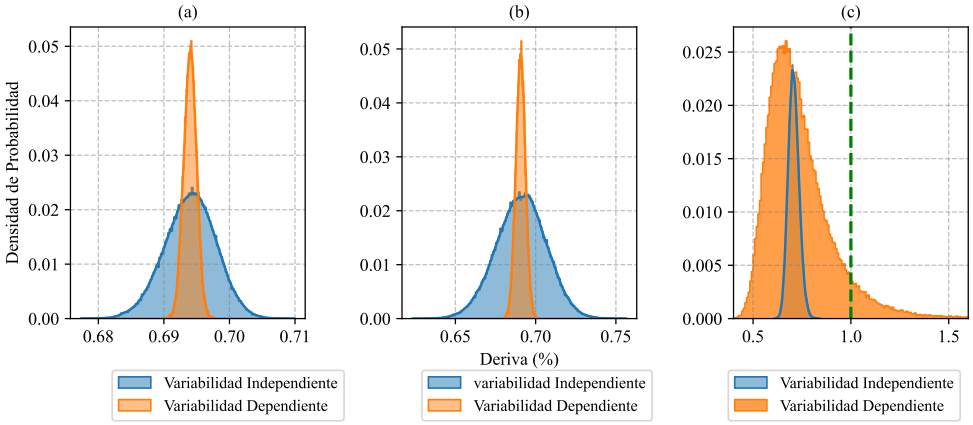


**Figura 5.40:** Análisis de sensibilidad para ambas condiciones de estudio para el piso 3 en el sentido x, (a.) Dimensión de columnas, (b.) Dimensión de vigas (c.) Módulo de elasticidad

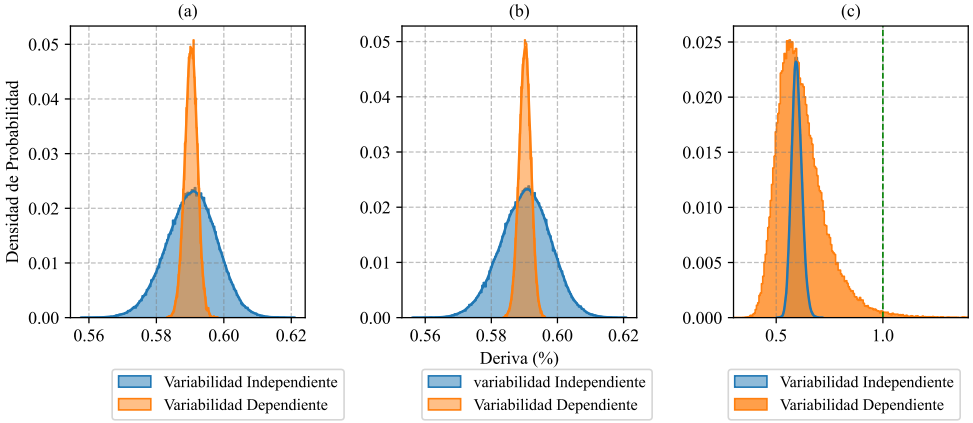


**Figura 5.41:** Análisis de sensibilidad para ambas condiciones de estudio para el piso 1 en el sentido y, (a.) Dimensión de columnas, (b.) Dimensión de vigas (c.) Módulo de elasticidad

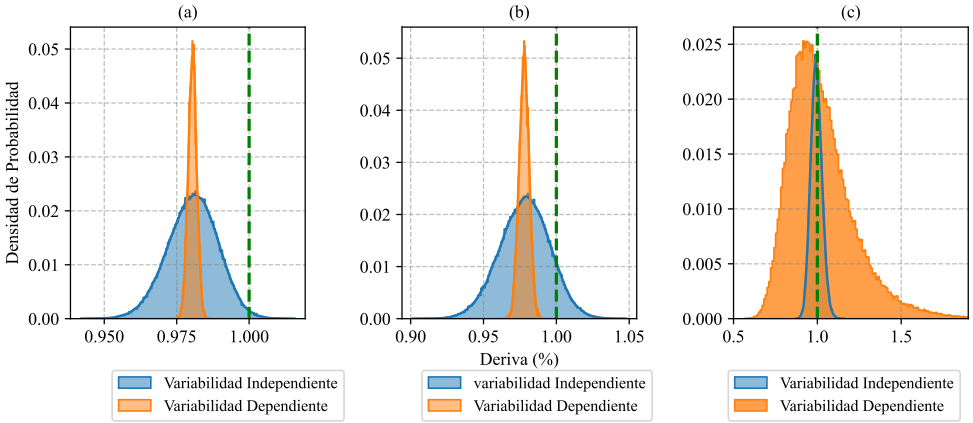


**Figura 5.42:** Análisis de sensibilidad para ambas condiciones de estudio para el piso 2 en el sentido y, (a.) Dimensión de columnas, (b.) Dimensión de vigas (c.) Módulo de elasticidad

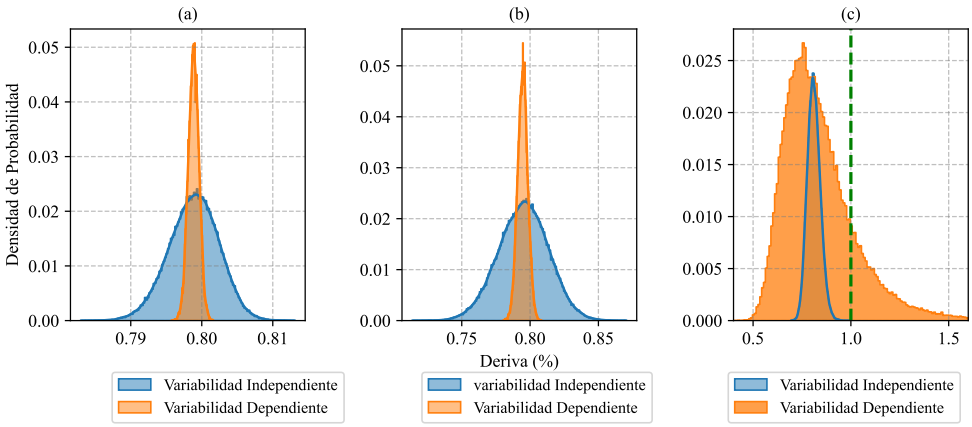


**Figura 5.43:** Análisis de sensibilidad para ambas condiciones de estudio para el piso 3 en el sentido y, (a.) Dimensión de columnas, (b.) Dimensión de vigas (c.) Módulo de elasticidad

Se observa que, para el sentido X, las variaciones en las dimensiones de las columnas se presentan en la Tabla 5.15, para las dimensiones de vigas se presenta la Tabla 5.16; y para el módulo de elasticidad, las variaciones se presentan en la Tabla 5.17. Para el sentido Y, se presenta la misma información en las Tablas 5.18, 5.19 y 5.20.

**Tabla 5.15:** Variabilidad de la deriva en X cuando se considera variación en la dimensión de columnas, para ambos escenarios.

| **Deriva en X - Variabilidad Independiente** | | | | **Deriva en X - Variabilidad Dependiente** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Piso** | **Límite inf (%)** | **Límite sup (%)** | **Variación (%)** | **Límite inf (%)** | **Límite sup (%)** | **Variación (%)** |
| Piso 1 | 0.625 | 0.675 | 0.025 | 0.64 | 0.66 | 0.01 |
| Piso 2 | 0.935 | 0.985 | 0.025 | 0.961 | 0.969 | 0.004 |
| Piso 3 | 0.67 | 0.705 | 0.0175 | 0.691 | 0.696 | 0.0025 |

**Tabla 5.16:** Variabilidad de la deriva en X cuando se considera variación en la dimensión de vigas, para ambos escenarios.

| **Deriva en X - Variabilidad Independiente** | | | | **Deriva en X - Variabilidad Dependiente** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Piso** | **Límite inf (%)** | **Límite sup (%)** | **Variación (%)** | **Límite inf (%)** | **Límite sup (%)** | **Variación (%)** |
| Piso 1 | 0.635 | 0.675 | 0.02 | 0.65 | 0.657 | 0.0035 |
| Piso 2 | 0.91 | 1.01 | 0.05 | 0.95 | 0.97 | 0.0100 |
| Piso 3 | 0.65 | 0.73 | 0.04 | 0.68 | 0.702 | 0.0110 |

**Tabla 5.17:** Variabilidad de la deriva en X cuando se considera variación en el módulo de elasticidad, para ambos escenarios.

| Deriva en X - Variabilidad Independiente | | | | Deriva en X - Variabilidad Dependiente | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Piso** | **Límite inf (%)** | **Límite sup (%)** | **Variación (%)** | **Límite inf (%)** | **Límite sup (%)** | **Variación (%)** |
| Piso 1 | 0.63 | 0.71 | 0.04 | 0.4 | 1.4 | 0.5 |
| Piso 2 | 0.89 | 1.1 | 0.105 | 0.66 | 1.75 | 0.545 |
| Piso 3 | 0.6 | 0.8 | 0.1 | 0.48 | 1.52 | 0.52 |

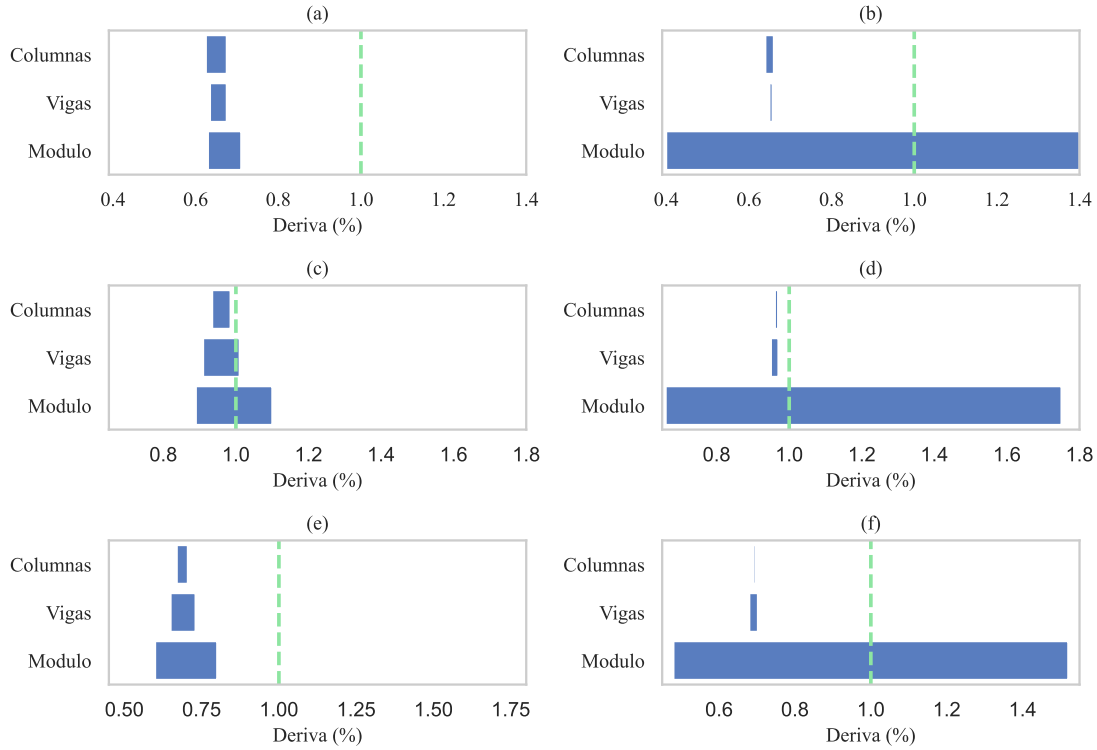


**Figura 5.44:** Sensibilidad de parámetros para variabilidad independiente (a, c y e) y dependiente (b, d y f) con respecto a la respuesta de deriva en X (a y b) Piso 1, (c y d) Piso 2 y (e y f) Piso 3.

**Tabla 5.18:** Variabilidad de la deriva en Y cuando se considera variación en la dimensión de columnas, para ambos escenarios.

| Deriva en Y - Variabilidad Independiente | | | | Deriva en Y - Variabilidad Dependiente | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Piso** | **Límite inf (%)** | **Límite sup (%)** | **Variación (%)** | **Límite inf (%)** | **Límite sup (%)** | **Variación (%)** |
| Piso 1 | 0.565 | 0.615 | 0.025 | 0.582 | 0.598 | 0.008 |
| Piso 2 | 0.95 | 1.01 | 0.03 | 0.975 | 0.982 | 0.0035 |
| Piso 3 | 0.78 | 0.81 | 0.015 | 0.786 | 0.8005 | 0.00725 |

**Tabla 5.19:** Variabilidad de la deriva en Y cuando se considera variación en la dimensión de vigas, para ambos escenarios.

| | Deriva en Y - Variabilidad Independiente | | | Deriva en Y - Variabilidad Dependiente | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Piso** | **Límite inf (%)** | **Límite sup (%)** | **Variación (%)** | **Límite inf (%)** | **Límite sup (%)** | **Variación (%)** |
| Piso 1 | 0.565 | 0.615 | 0.025 | 0.582 | 0.598 | 0.008 |
| Piso 2 | 0.92 | 1.03 | 0.055 | 0.96 | 0.985 | 0.0125 |
| Piso 3 | 0.74 | 0.852 | 0.056 | 0.78 | 0.805 | 0.0125 |

**Tabla 5.20:** Variabilidad de la deriva en Y cuando se considera variación en el módulo de elasticidad, para ambos escenarios.

| | Deriva en Y - Variabilidad Independiente | | | Deriva en Y - Variabilidad Dependiente | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Piso** | **Límite inf (%)** | **Límite sup (%)** | **Variación (%)** | **Límite inf (%)** | **Límite sup (%)** | **Variación (%)** |
| Piso 1 | 0.5 | 0.7 | 0.1 | 0.3 | 1.03 | 0.365 |
| Piso 2 | 0.9 | 1.105 | 0.1025 | 0.6 | 1.8 | 0.6 |
| Piso 3 | 0.75 | 0.95 | 0.1 | 0.5 | 1.6 | 0.55 |

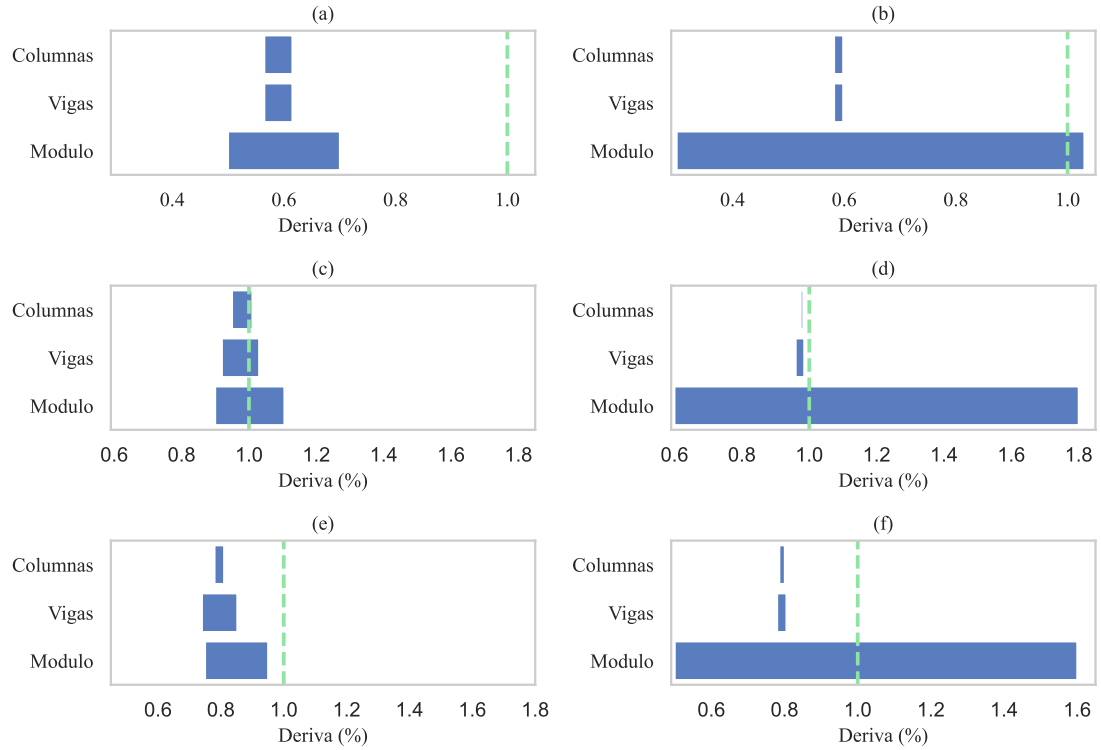


**Figura 5.45:** Sensibilidad de parámetros para variabilidad independiente (a, c y e) y dependiente (b, d y f) con respecto a la respuesta de deriva en Y (a y b) Piso 1, (c y d) Piso 2 y (e y f) Piso 3.

En las Figuras 5.46, 5.47 y 5.48 se presenta la densidad de probabilidad acumulada de la deriva en el sentido X para los pisos 1, 2 y 3, respectivamente. De forma análoga, en las Figuras 5.49, 5.50 y 5.51 se muestra la densidad de probabilidad acumulada de la deriva en el sentido Y para los mismos pisos.

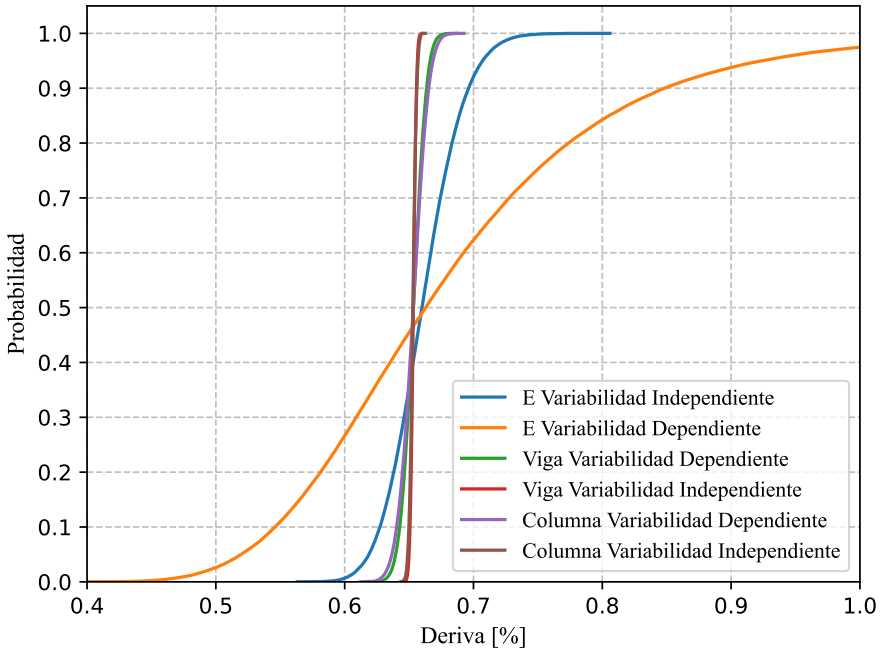


**Figura 5.46:** Densidad de probabilidad acumulada de la deriva en el sentido X para el piso 1

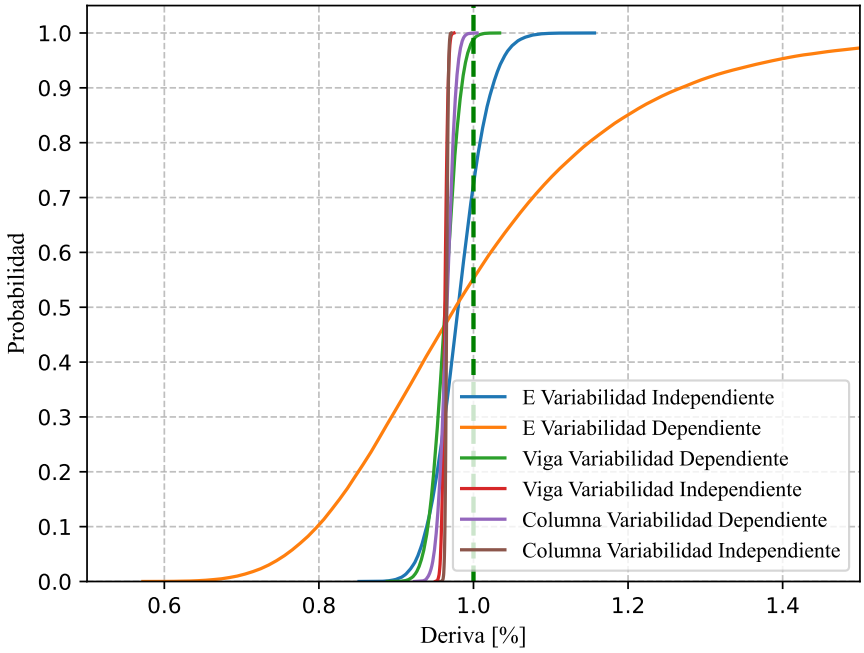


**Figura 5.47:** Densidad de probabilidad acumulada de la deriva en el sentido X para el piso 2

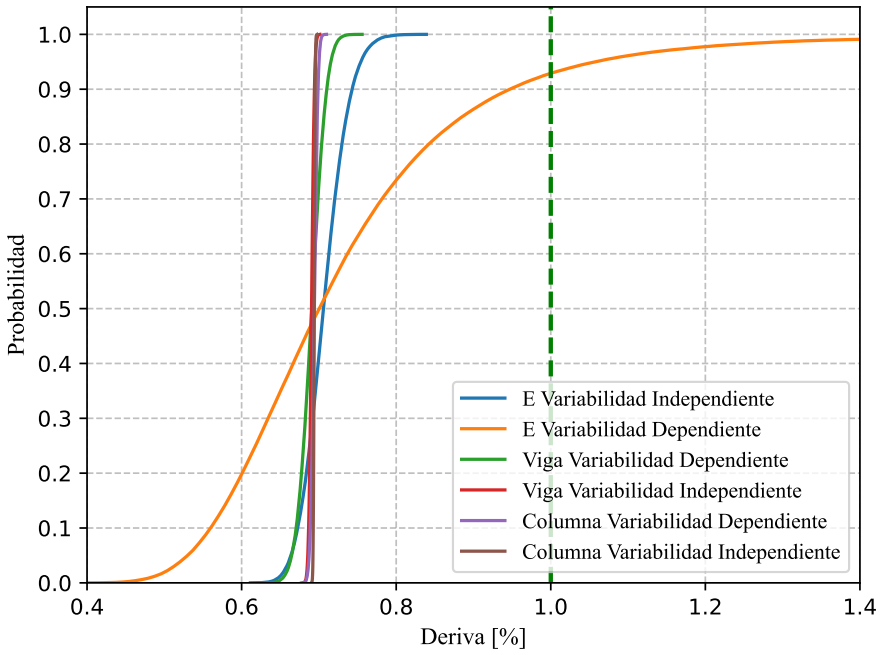


**Figura 5.48:** Densidad de probabilidad acumulada de la deriva en el sentido X para el piso 3

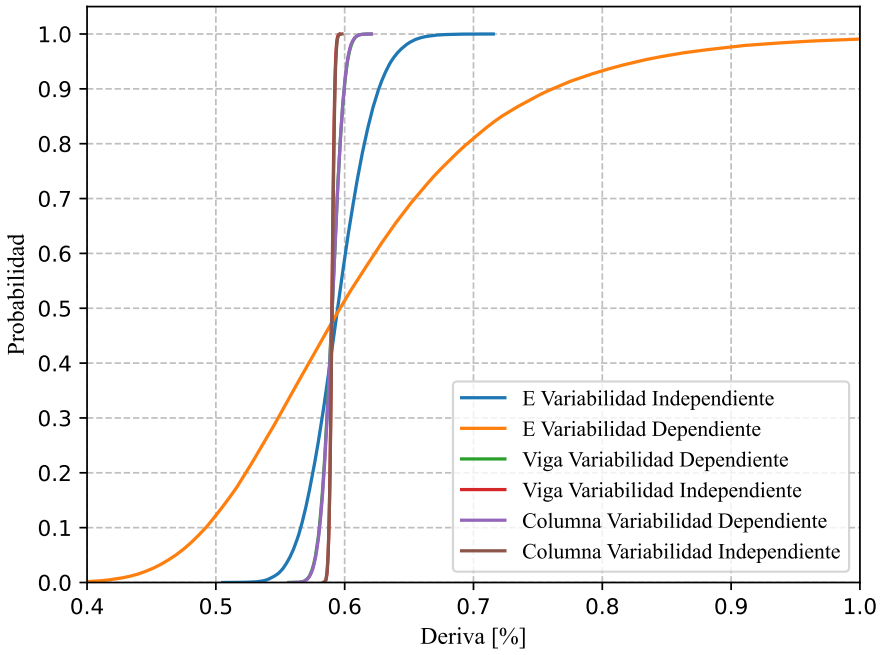


**Figura 5.49:** Densidad de probabilidad acumulada de la deriva en el sentido y para el piso 1

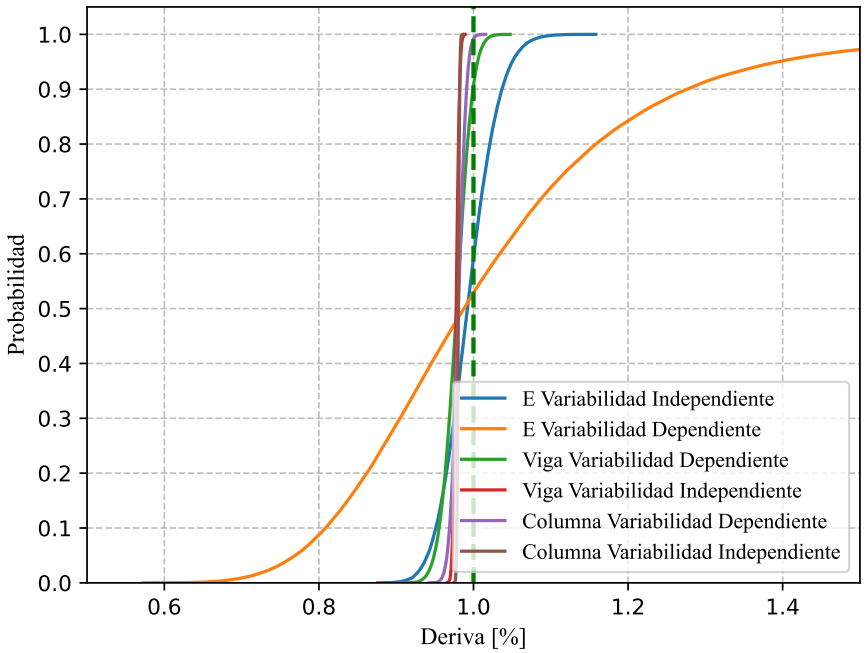


**Figura 5.50:** Densidad de probabilidad acumulada de la deriva en el sentido y para el piso 2

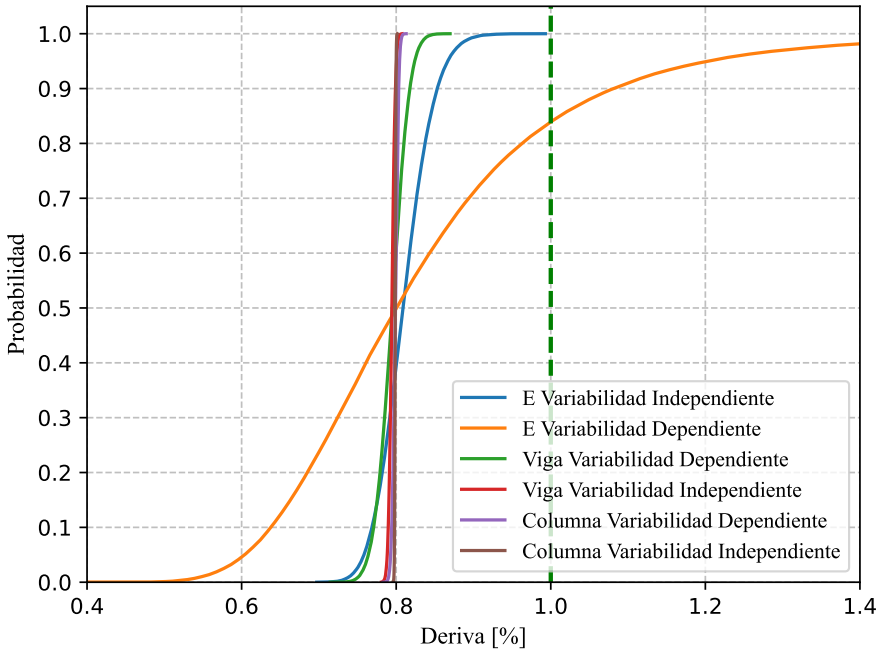


**Figura 5.51:** Densidad de probabilidad acumulada de la deriva en el sentido y para el piso 3

Se destaca que la mayor influencia corresponde al módulo de elasticidad, particularmente en el

caso de variabilidad dependiente. Esto era previsible, dado que al realizar miles de iteraciones, la presencia de un caso atípico como un módulo de elasticidad extremadamente bajo o alto dentro de la distribución puede impactar significativamente el comportamiento estructural. Dicho impacto genera una pérdida o ganancia considerable de rigidez, lo que afecta directamente la deriva.

No obstante, esta condición de variabilidad dependiente no es realista, ya que cada elemento estructural se espera que tenga un valor de módulo de elasticidad propio e independiente, sin estar condicionado por los elementos circundantes. Por esta razón, la metodología más adecuada para representar el comportamiento estructural es la de variabilidad independiente.

Por otro lado, aunque las variaciones observadas en los parámetros geométricos son menores en comparación con las producidas por el módulo de elasticidad, se evidencia que el uso de la metodología de variabilidad independiente genera una mayor dispersión. Esto implica una mayor contribución a la incertidumbre estructural bajo este enfoque.

## 5.5. Propagación de Incertidumbre

### 5.5.1. Análisis Estático Lineal

Los valores de las derivas obtenidos previamente en los modelos deterministas se calcularon bajo una condición de análisis lineal estático (FHE) para cada dirección, utilizando modelos deterministas. Para propagar la incertidumbre, se utilizó el mismo modelo, manteniendo los cortantes de cada nivel, pero introduciendo variaciones en los parámetros de los elementos. En este caso, se consideró exclusivamente la metodología de variabilidad independiente.

Mediante el método de Monte Carlo, se obtuvieron distribuciones que reflejan la incertidumbre asociada a las derivas, como se muestra en llas Figuras 5.52 y 5.53, correspondientes a los pisos 1, 2 y 3, en sentido X y Y, respectivamente.

Se observa que cada nivel presenta una variación distinta, como se detalla en las Tablas 5.21 y 5.22. El principal nivel de análisis fue el piso 2, el cual muestra una deriva cercana al 1 % en el modelo determinista. En este nivel, se encontró que la propagación de la incertidumbre puede superar los valores de deriva establecidos. En particular, para un 30 % de los casos analizados, el límite de deriva normativa es excedido, indicando que el 30 % de los edificios simulados presentan derivas superiores a los valores deterministas y normativos.

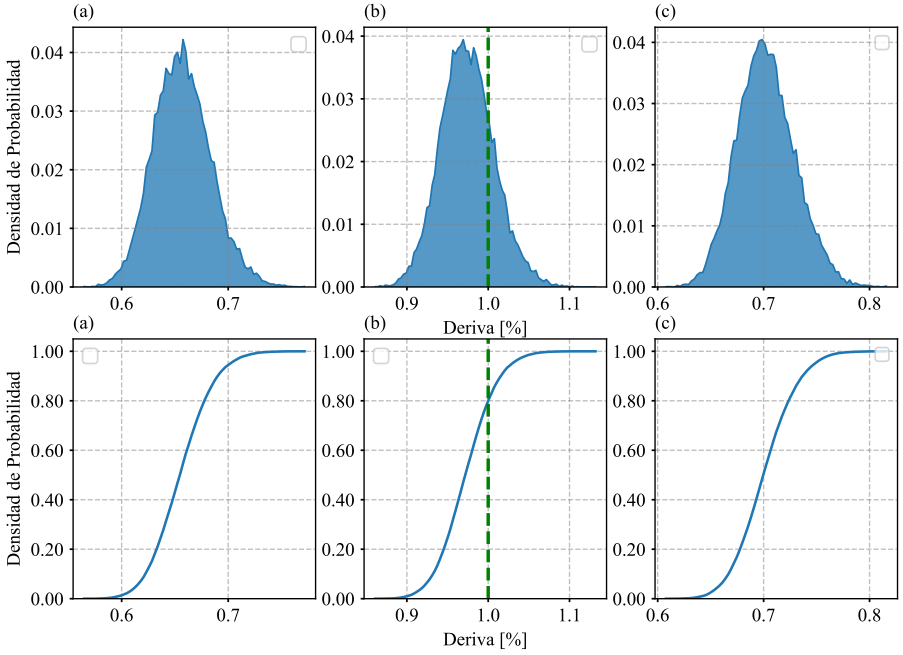


**Figura 5.52:** Propagación de incertidumbre en sentido X (a.) Densidad de probabilidad piso 1, (b.) Densidad de probabilidad piso 2, (c.) Densidad de probabilidad piso 3, (d.) Probabilidad acumulada piso 1, (e.) Probabilidad acumulada piso 2, (f.) Probabilidad acumulada piso 3

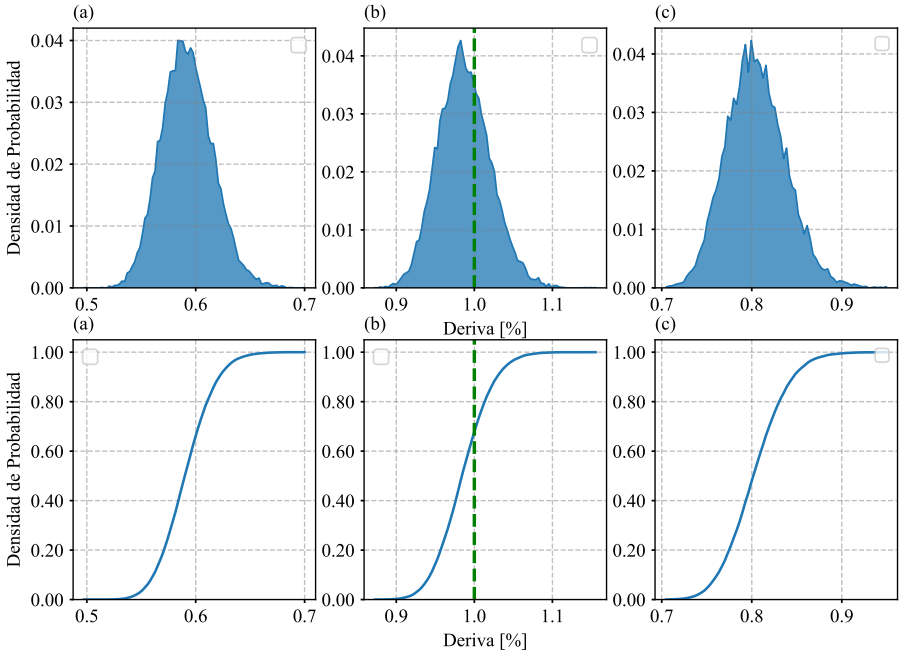


**Figura 5.53:** Propagación de incertidumbre en sentido y (a.) Densidad de probabilidad piso 1, (b.) Densidad de probabilidad piso 2, (c.) Densidad de probabilidad piso 3, (d.) Probabilidad acumulada piso 1, (e.) Probabilidad acumulada piso 2, (f.) Probabilidad acumulada piso 3

**Tabla 5.21:** Deriva en sentido X

| Deriva en sentido X | | | |
|---|---|---|---|
| **Piso** | **Límite inf (%)** | **Límite sup (%)** | **Variación (%)** |
| Piso 1 | 0.59 | 0.727 | 0.0685 |
| Piso 2 | 0.89 | 1.082 | 0.096 |
| Piso 3 | 0.65 | 0.77 | 0.06 |

**Tabla 5.22:** Deriva en sentido Y

| Deriva en sentido Y | | | |
|---|---|---|---|
| **Piso** | **Límite inf (%)** | **Límite sup (%)** | **Variación (%)** |
| Piso 1 | 0.54 | 0.65 | 0.055 |
| Piso 2 | 0.9 | 1.1 | 0.1 |
| Piso 3 | 0.74 | 0.88 | 0.07 |

### 5.5.2. Análisis Dinámico Lineal

Se realizó el cálculo de los períodos fundamentales (Modo 1 y Modo 2) utilizando la metodología de respuesta modal espectral, bajo el mismo modelo numérico y las mismas consideraciones empleadas en el modelo determinista. Para propagar la incertidumbre, se introdujeron variaciones en los parámetros mediante el enfoque de variabilidad independiente, y se llevó a cabo un análisis Monte Carlo. Los períodos obtenidos se presentan en la Figura 5.54, mientras que los períodos deterministas se muestran en la Tabla 5.12.

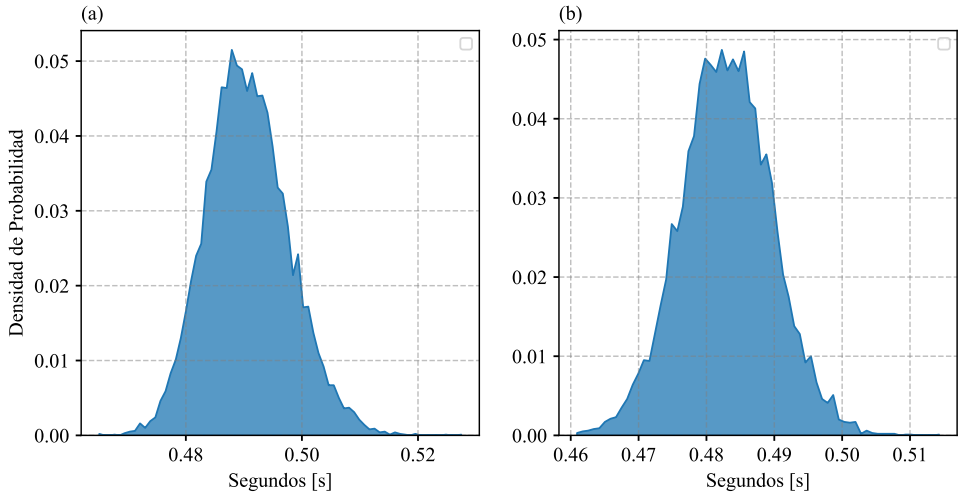


**Figura 5.54:** Propagación de incertidumbre para los periodos (a.) Periodo Modo 1, (b.) Periodo Modo 2

Se observa que la variación correspondiente a los períodos es de ±0.02 s, lo que equivale a un ±4 %. Considerando que estas estructuras son de 3 niveles y que, para el espectro de respuesta utilizado para la ciudad de Cali, todos los valores se encuentran dentro de la meseta, no se esperarían cambios significativos en los cortantes, independientemente de las incertidumbres posibles. De manera similar, para cualquier estructura ubicada dentro de la meseta, las variaciones serían mínimas. Sin embargo, se podría esperar una mayor influencia en los cortantes, especialmente en estructuras de mayor número de niveles, que ya no operen dentro de los rangos de la meseta.

### 5.5.3. Fuerzas internas

De acuerdo con lo observado en el caso lineal, se anticipa que la incertidumbre asociada a los parámetros de este estudio influya en la deriva, lo que a su vez genera una afectación en el momento de los elementos estructurales, como vigas y columnas. Por lo tanto, se lleva a cabo una comparación de las demandas requeridas para estos elementos considerando la incertidumbre, en contraste con los resultados obtenidos mediante un enfoque determinista. En las figuras 5.55 y 5.56 se observa la viga y columna de mayor demanda, respectivamente, en el diseño estructural.

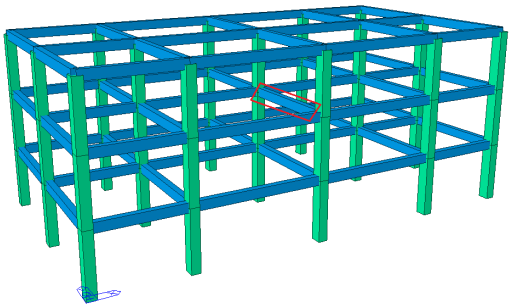

**Figura 5.55:** Modelo 3D del Arquetipo Colombiano - Viga de mayor demanda.

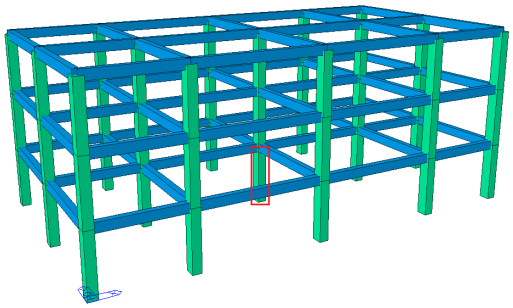

**Figura 5.56:** Modelo 3D del Arquetipo Colombiano - Columna de mayor demanda.

#### 5.5.3.1. Columnas

De acuerdo con lo observado en el caso lineal, se espera que la incertidumbre asociada a los parámetros estudiados afecte la deriva, es decir, el desplazamiento de la estructura. Esto se debe a que los elementos estructurales están diseñados para soportar una demanda de fuerzas internas (momentos, cortantes y fuerzas axiales), las cuales se ven influenciadas por el desplazamiento de la estructura. En otras palabras, una estructura que se desplace más puede generar mayores momentos en sus columnas. Por lo tanto, para el mismo modelo utilizado en el caso lineal, se realiza una comparación de las fuerzas internas (momentos) de una columna entre el modelo determinista y el modelo con propagación de incertidumbre.

En la Figura 5.57 se presentan los resultados y se muestra mediante una línea discontinua el valor del modelo determinista (1068 kN*m).

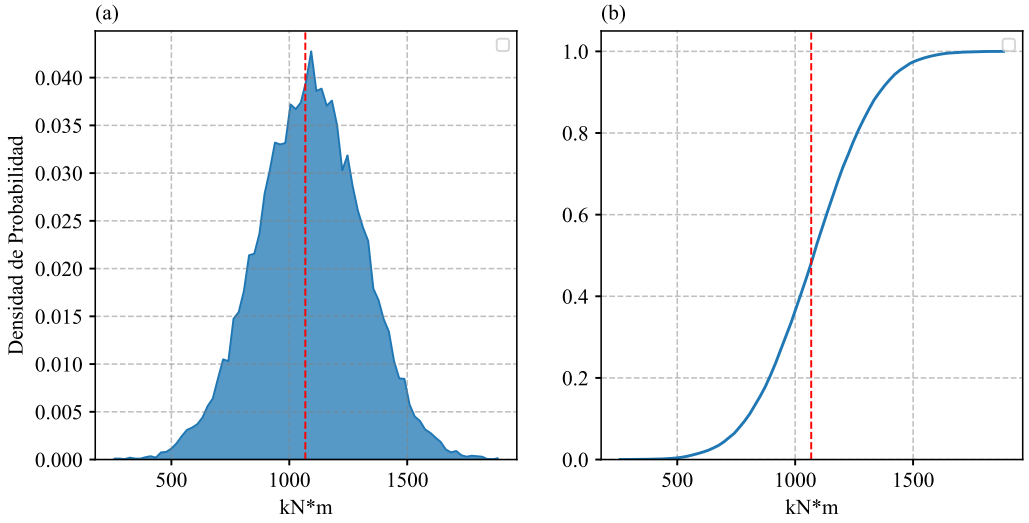


**Figura 5.57:** Propagación de incertidumbre de momentos en la columna de mayor demanda (a) Densidad de probabilidad (b) Probabilidad acumulada

Enfocándose específicamente en los casos en los que, debido a la incertidumbre, las derivas superan las esperadas en los modelos deterministas, se observa que el momento máximo, al considerar estas variaciones, excede al momento determinista en un 50 %. Al calcular el acero de refuerzo para cada uno de estos momentos, aplicando la reducción correspondiente por el coeficiente de disipación de energía y considerando las fuerzas axiales generadas por las cargas gravitacionales, se determina que el elemento está controlado por la cuantía mínima (1.13 %), como se muestra en la sección ilustrada en la Figura 5.58.

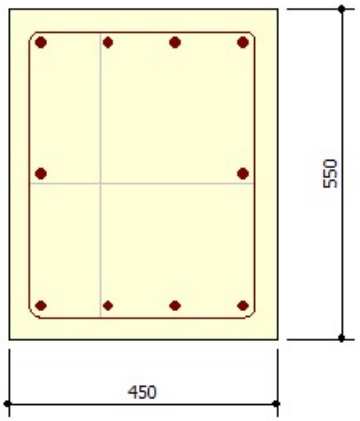


**Figura 5.58:** Sección de columna- 10#6 (2840 $mm^2$)

Se determina que, en este caso particular, un incremento del 50 % en el momento no tendría un impacto significativo. Sin embargo, en estructuras cuyos elementos presenten cuantías superiores a las mínimas, es decir, cuando las solicitaciones exigen más acero que el requerido por la cuantía mínima, un aumento del 50 % en los momentos podría generar la necesidad de mayor refuerzo. Esto, sumado a las incertidumbres inherentes, podría resultar en estructuras con acero de refuerzo insuficiente.

#### 5.5.3.2. Vigas

Al igual que en el caso de los elementos a flexo-compresión, los elementos sometidos a flexión presentarían una incertidumbre en la fuerza sísmica resistida, debido a las variaciones en los parámetros estudiados. En la Figura 5.59 se observa como el valor determinista del momento máximo de la sección corresponde a 456 kN*m y considerando toda la propagación en la deriva, puede llevar a presentar valores de hasta 650 kN*m, lo cual significa un 42.5 % de incremento en la demanda.

De acuerdo con el diseño determinista, el acero solicitado para la sección en su punto de máximo momento correspondería a 6 barras #6 (1.42 % de cuantía). Al considerar la incertidumbre solamente en su rango de elementos con mayor demanda, se puede llegar a presentar una solicitación de cuantía de 1.6 %.

Se determina que para este caso, el incremento asociado a la incertidumbre (42.5 %), en el momento generado por las fuerzas sísmicas, presenta un incremento en la cuantía del 14 %, lo cual indicaría que en algunos casos los aceros obtenidos por métodos deterministas no estaría cumpliendo los procedimientos de diseño, esto no indica un colapso de la estructura, pero si un daño inesperado ante eventos que normalmente son previstos en los diseños modernos.

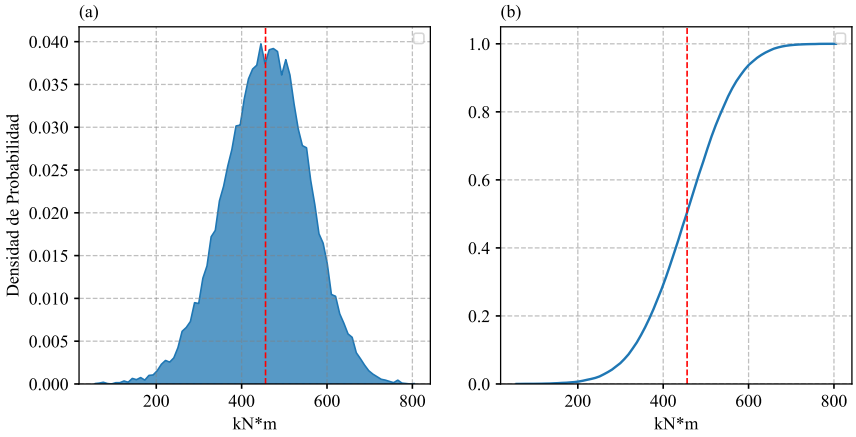


**Figura 5.59:** Propagación de incertidumbre de momentos en la viga de mayor demanda (a) Densidad de probabilidad (b) Probabilidad acumulada

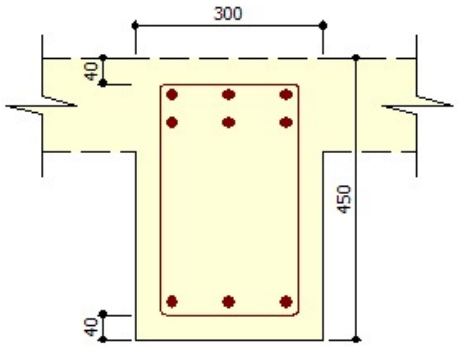


**Figura 5.60:** Sección de viga - 6#6 (1704 mm$^2$)

### 5.5.4. Caso estático no lineal - Pushover

Se ajusta el modelo determinista modificando las secciones de las columnas, según lo mostrado en la Figura 5.61, en la cual se observa que hubo un incremento en sus dimensiones. Este ajuste asegura que, además de cumplir con los criterios de derivas, se satisfagan todos los requisitos de Disipación Especial de Energía (DES), incluyendo el diseño de nudos, diseño de elementos, confinamientos y la condición de columna fuerte-viga débil, entre otros.

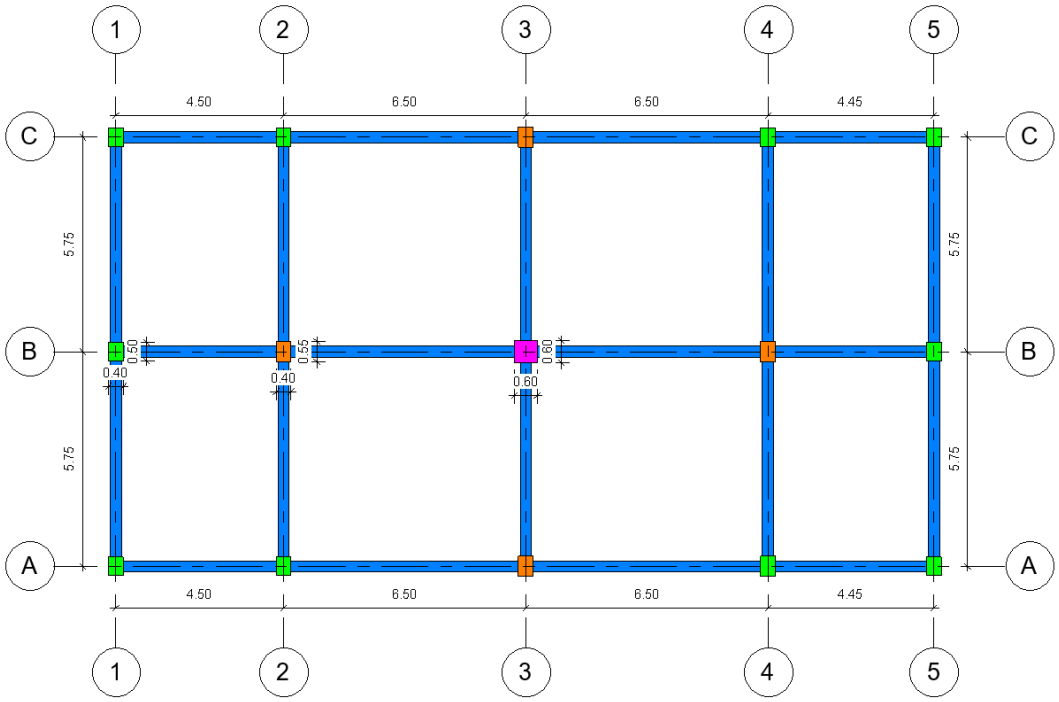


**Figura 5.61:** Planta estructural ajustada

Se realiza un análisis no lineal estático (pushover) utilizando OpenSees, asignando los materiales internos del software, como el concreto Concrete01, que cuenta con cuatro parámetros principales. Sobre estos parámetros, se lleva a cabo un análisis de sensibilidad, cuyos resultados se presentan en las Figuras 5.62, 5.64, 5.66 y 5.68, cuyo desplazamiento es medido desde el centro de masas del tercer nivel de la estructura, cuyo punto coincide con el centro de rigidez y geométrico.

En la Figura 5.62 se presenta la curva esfuerzo-deformación obtenida para una variación en el parámetro ($\varepsilon_{psc0}$). Se observa que la cortante basal se mantiene similar en el primer tramo del rango elástico y en la meseta del rango inelástico. Sin embargo, es evidente una moderada variación en la transición del rango elástico al inelástico, así como en los puntos de falla.

De manera similar, en la Figura 5.63 se muestra el histograma de los puntos de falla de la estructura bajo las mismas condiciones del parámetro analizado. A partir de los desplazamientos, se determinó que la mayoría de las iteraciones fallaron en un rango de deriva entre 4 % y 5 %. En menor medida, se registraron fallas que alcanzaron un rango de deriva entre 7 % y 8 %.

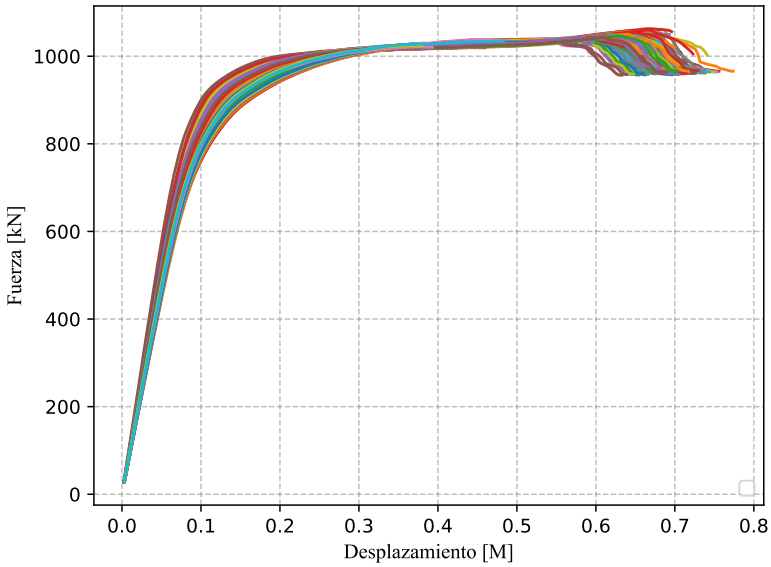


**Figura 5.62:** Análisis de sensibilidad con respecto a la deformación al punto de máxima resistencia ($\varepsilon_{psc0}$)

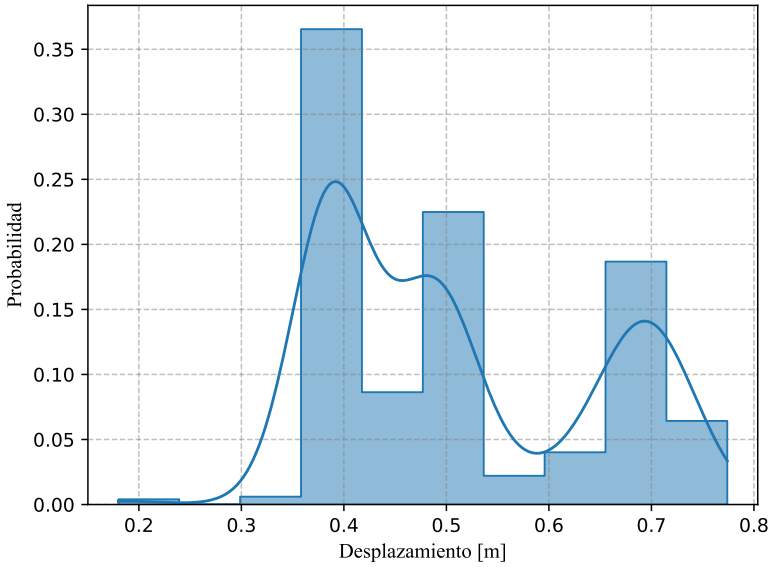


**Figura 5.63:** Histograma de desplazamiento considerando la variación de la deformación al punto de máxima resistencia ($\varepsilon_{psc0}$)

En la Figura 5.64 se presenta la curva esfuerzo-deformación obtenida para una variación en el parámetro ($f'_{\text{cu}}$). Se observa que la cortante basal es prácticamente idéntico en el rango elástico y comienza a mostrar una ligera variación al incursionar en el rango inelástico. Sin embargo, se evidencia una mayor dispersión en los puntos de falla. De manera similar, en la Figura 5.65 se muestra el histograma de los puntos de falla de la estructura bajo las mismas condiciones del parámetro analizado. En este caso, las fallas se concentran principalmente en derivas cercanas al

4 %, con una menor incidencia en derivas alrededor del 7 %.

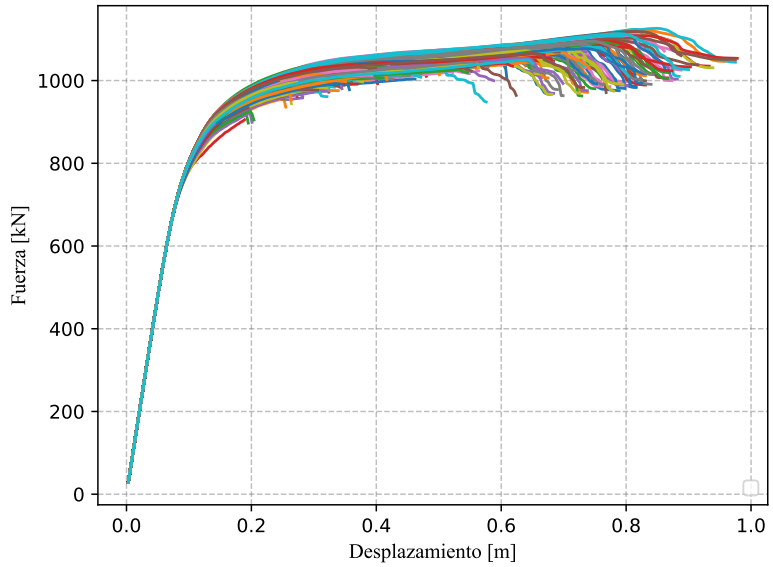


**Figura 5.64:** Análisis de sensibilidad con respecto a la resistencia al aplastamiento ($f'_{cu}$)

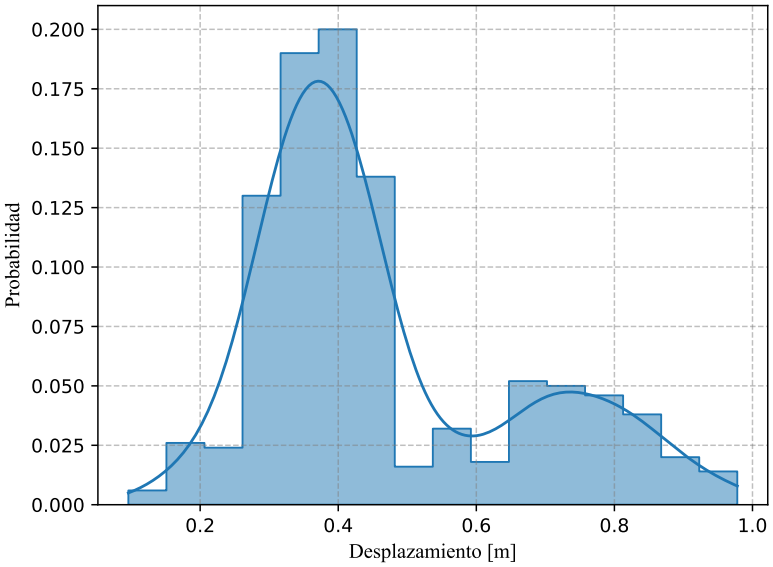


**Figura 5.65:** Histograma de desplazamiento considerando la resistencia al aplastamiento ($f'_{cu}$)

En la Figura 5.66 se presenta la curva esfuerzo-deformación obtenida para una variación en el parámetro ($f'_c$). Se observa que el rango elástico se mantiene constante; sin embargo, se evidencia una considerable dispersión en los puntos de falla de la estructura. Además, se presenta una variación en la cortante basal máximo, identificándose casos con excesos de ductilidad o diferencias significativas en el cortante. Asimismo, en la Figura 5.67 se muestra el histograma de los puntos de falla de la estructura bajo las mismas condiciones del parámetro analizado. La mayoría de las fallas se concentran en derivas entre el 4 % y 5 %, mientras que en menor medida se observan fallas

en el rango del 10 % al 12 %. Además, se identificaron casos atípicos con derivas de hasta el 23 %.

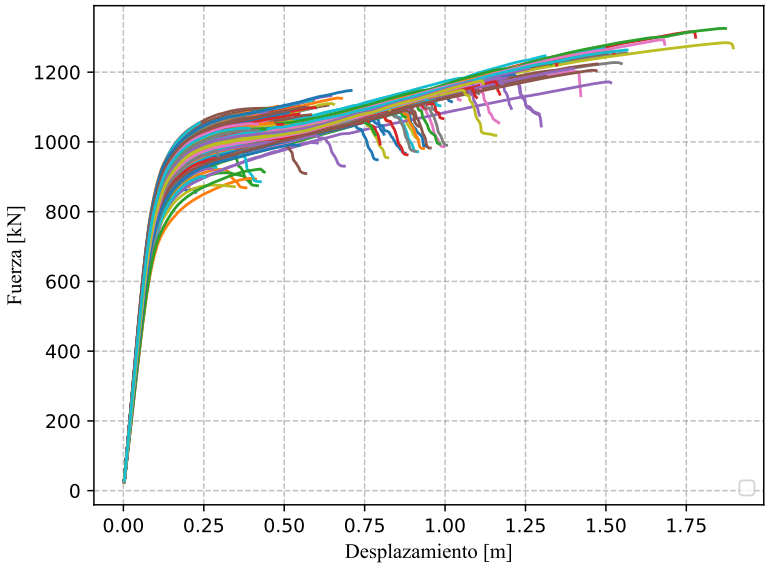


**Figura 5.66:** Análisis de sensibilidad con respecto a la resistencia a la compresión del concreto ($f'_c$)

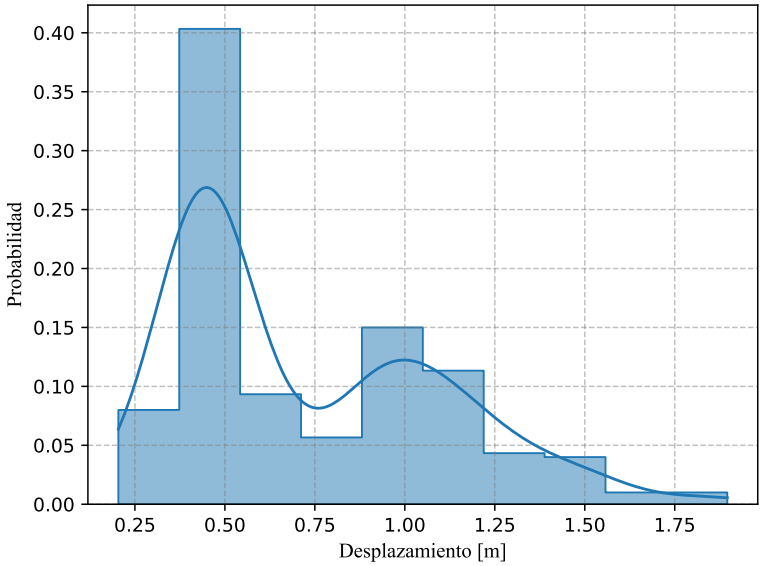


**Figura 5.67:** Histograma de desplazamiento considerando la resistencia a la compresión del concreto ($f'_c$)

En la Figura 5.68 se presenta la curva esfuerzo-deformación obtenida para una variación en el parámetro ($\epsilon_{psu}$). Se observa que el rango elástico se mantiene constante; sin embargo, los puntos de máxima deformación, y por ende la ductilidad, presentan dispersión y diferencias. A pesar de esto, la cortante basal se mantiene muy similar entre todas las iteraciones. Asimismo, en la Figura 5.69 se muestra el histograma de los puntos de falla de la estructura bajo las mismas condiciones

del parámetro analizado. La mayoría de las fallas se concentran en derivas entre el 4 % y 5 %, mientras que en menor medida se observan fallas alrededor del 8 % de deriva.

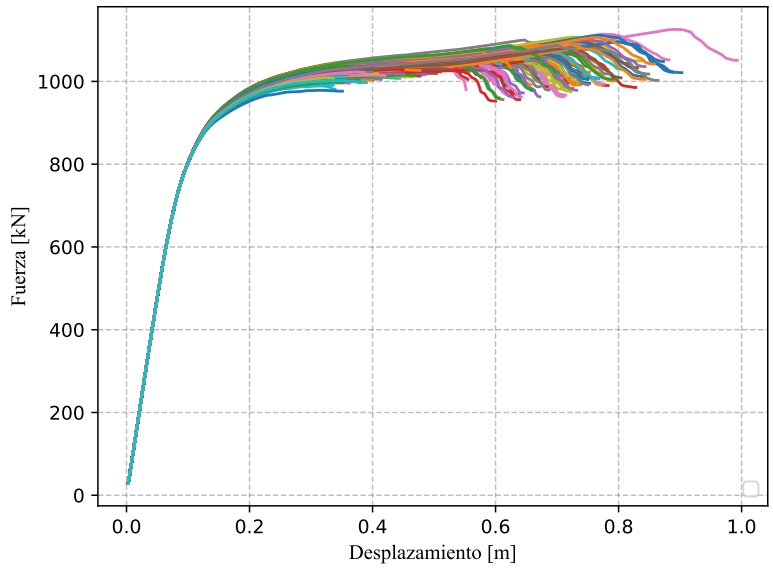


**Figura 5.68:** Análisis de sensibilidad con respecto a la deformación última ($\epsilon_{\text{psu}}$)

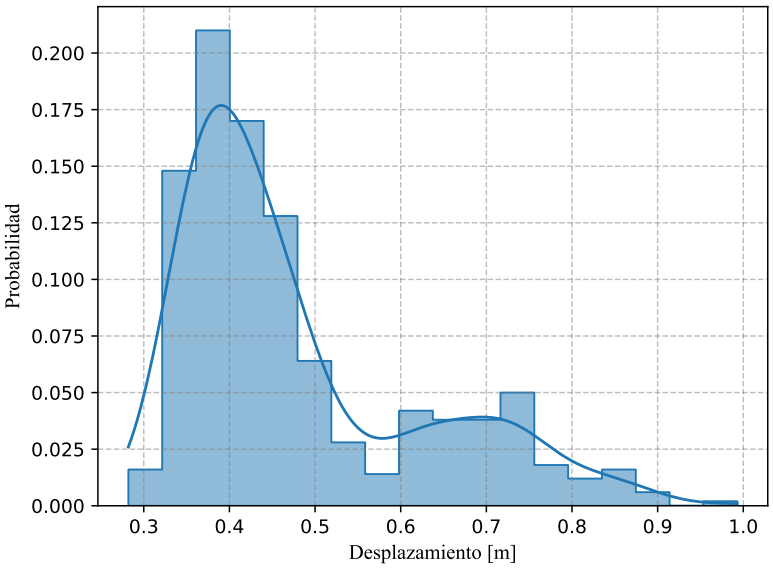


**Figura 5.69:** Análisis de sensibilidad con respecto a la deformación última ($\epsilon_{\text{psu}}$)

Se realiza la propagación de los cuatro parámetros principales del material `Concrete01` de OpenSees en un análisis *pushover*, los resultados se presentan en la Figura 5.70, cuyo desplazamiento es medido desde el centro de masas del tercer nivel de la estructura. Se observa que, si bien el rango elástico no presenta una variación significativa, sí se detecta un pequeño porcentaje de cambio. Sin embargo, es en el rango inelástico donde se evidencia una considerable variación en la cortante basal (entre 900 kN y 1100 kN).

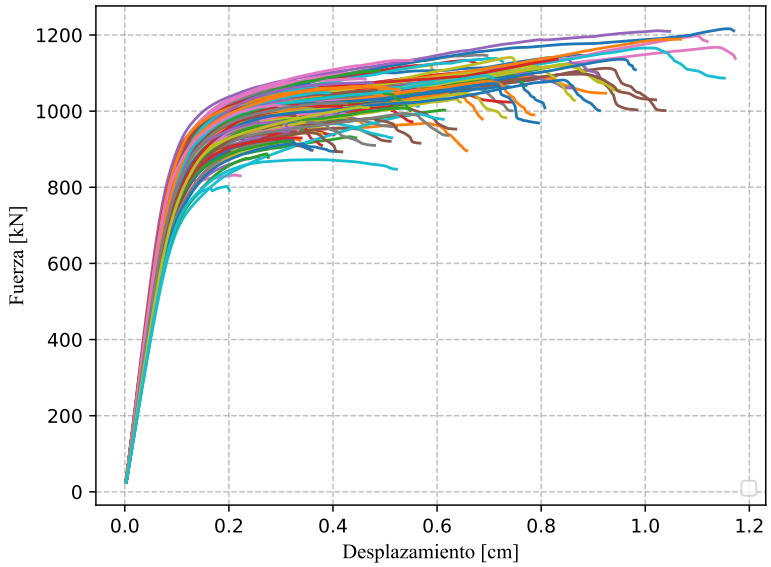


**Figura 5.70:** Propagación de incertidumbre considerando la variabilidad de los cuatro parámetros estudiados

Además, aunque existe una zona mucho más concentrada en los puntos máximos de falla, también se identifican casos atípicos con excesos de ductilidad. Esto se aprecia claramente en el gráfico de dispersión de la Figura 5.71, donde la mayoría de los puntos de falla se concentran en derivas del 4 %, aunque se registran valores que alcanzan hasta el 10 % de deriva.

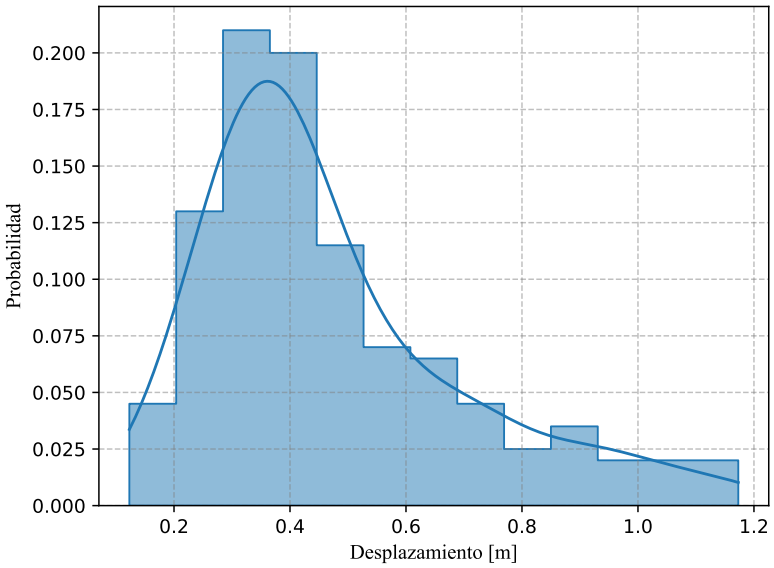


**Figura 5.71:** Histograma de la propagación de incertidumbre

# 6. CONCLUSIONES

Este trabajo analizó la incertidumbre asociada al desempeño sísmico de estructuras conformadas por pórticos de concreto reforzado en Colombia, considerando tres parámetros principales de control: periodos de vibración, derivas y desempeño no lineal estático. En el análisis se realizaron variaciones en las propiedades de los materiales y la geometría. Los parámetros lineales de la estructura que se incluyeron en el análisis son: ($H_{\mathrm{c}}$), ($B_{\mathrm{c}}$), ($H_{\mathrm{b}}$), ($B_{\mathrm{b}}$),($E_{\mathrm{b}}$) y ($E_{\mathrm{c}}$) Los parámetros no lineales asociados al concreto fueron: Resistencia al aplastamiento ($f'_{\mathrm{cu}}$), Deformación al punto de máxima resistencia ($\varepsilon_{psc0}$), Resistencia a la compresión del hormigón ($f'_{\mathrm{c}}$) y Deformación última ($\epsilon_{\mathrm{psu}}$).

El análisis incluyó las tres metodologías de análisis sísmico más empleadas en el país: Análisis Sísmico Estático Lineal, Análisis Sísmico Modal Espectral y Análisis Sísmico Estático No Lineal. La variabilidad de los parámetros se propagó mediante modelos de elementos finitos utilizando simulaciones de Monte Carlo. Para esta propagación se adoptaron dos enfoques metodológicos: el primero, denominado variabilidad dependiente, está relacionado con la simulación de propiedades aleatorias idénticas para cada tipo de elemento; el segundo, denominado variabilidad independiente, asume que las propiedades de cada elemento son independientes, es decir, que cada uno tiene un valor aleatorio único.

De los parámetros evaluados, el módulo de elasticidad es el que aporta mayor incertidumbre, destacándose como un parámetro al que, en las construcciones actuales, rara vez se le realizan ensayos, verificaciones o comprobaciones. Este suele ser supuesto con base a correlaciones establecidas por normativas e investigaciones previas, lo que añade un grado significativo de variabilidad.

Los rangos asimétricos de variación de los parámetros geométricos estipulados por la ACI fueron transformados en distribuciones de probabilidad mediante el uso de una distribución normal. Esta metodología permitió capturar el sesgo en los límites de los valores, considerando un intervalo de confianza del 99.7 %, correspondiente a 3 sigmas en una distribución normal. En este caso, se utilizó una distribución con una media igual al valor nominal de la sección de diseño y una desviación estándar de $\Delta/3$.

Aunque los parámetros geométricos podrían aportar mayor incertidumbre, estos están estrictamente regulados por los códigos de construcción. En caso de exceder las tolerancias permitidas, los elementos afectados son demolidos y reconstruidos, garantizando así el cumplimiento de las especificaciones dimensionales.

Bajo las condiciones analizadas, se estima que la probabilidad de que una estructura supere el límite del 1 % de deriva es del 30 %. Este resultado subraya la importancia de considerar las

variaciones en los parámetros durante el diseño estructural, ya que su impacto puede ser decisivo para garantizar el desempeño adecuado de las edificaciones frente a las demandas sísmicas.

Al considerar variaciones aleatorias en las propiedades de cada elemento estructural de forma individual, se logra representar de manera más realista la aleatoriedad inherente de los materiales y la geometría. Esto permite mejorar la evaluación de riesgos sísmicos, es por esto que se seleccionaron aquellas propiedades que tienen un impacto crítico en la respuesta estructural. Los resultados indican que teniendo en cuenta dichas variaciones existe una incertidumbre en el cálculo de la deriva del $\pm 10\,\%$, con un intervalo de confianza del $95\,\%$.

Para los periodos fundamentales bajo las mismas condiciones, la incertidumbre se reduce al $\pm 4\,\%$ , esto indica que los periodos de la edificación no muestran afectaciones significativas frente a la variación de los cinco parámetros estudiados. Esto sugiere que, para estructuras de periodos cortos en la meseta del espectro de diseño, la cortante basal no depende directamente de la calidad del proceso constructivo.

En los análisis de pushover, se observa que, a pesar de las variaciones en los parámetros, la estructura tiende a fallar en un rango de derivas del $4\,\%$ en la mayoría de los casos. El rango lineal del análisis *pushover* es notablemente estable, sin importar las variaciones en los parámetros. Cada uno de los factores influye de manera distinta en el comportamiento de los rangos inelásticos, los cuales podrían ser cuantificados con una metodología más exhaustiva.

La incertidumbre en la deriva afecta directamente la evaluación de las demandas sísmicas y la capacidad de los elementos para responder de manera adecuada bajo cargas extremas, mientras que la estabilidad de los periodos sugiere un impacto limitado en la dinámica global de la estructura.

Dado los resultados obtenidos con incertidumbres en derivas donde se presenta un coeficiente de variación de 3.17, y donde el $50\,\%$ de los casos supera el límite establecido del $1\,\%$, se considera pertinente estudiar en investigaciones futuras la viabilidad de restringir los limites de derivas con la consideración de la incertidumbre, siendo necesario ajustar los limites de manera que aún con incertidumbres no se supere el limite deseado, en el caso de la estructura en estudio el limite normativo es de $1\,\%$ y el límite de diseño debería corresponder a $0.92\,\%$ para que al considerar la incertidumbre, solo el $5\,\%$ de los casos superara la deriva normativa.

# REFERENCIAS


[1] Y. Tsompanakis, N. D. Lagaros y M. Papadrakakis, *Structural Design Optimization Considering Uncertainties: Structures & Infrastructures Book, Vol. 1, Series, Series Editor: Dan M. Frangopol*. CRC Press, 2008.

[2] Z. Wan, J. Chen y W. Tao, "A two-stage uncertainty quantification framework for reliability and sensitivity analysis of structures using the probability density evolution method integrated with the Fréchet-derivative-based method," *Engineering Structures*, vol. 294, pág. 116 782, 2023.

[3] A. Ibrahim y D. Makhloof, "Stochastic analysis and reliability assessment of critical RC structural components considering material properties uncertainty," *Structural Safety*, vol. 107, pág. 102 412, 2024, ISSN: 0167-4730. DOI: https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2023.102412. dirección: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0167473023000991.

[4] C.-C. Vu y N.-K. Ho, "A comparative study on the probability distribution model for the compressive strength of concrete with consideration of the size effect," *Journal of Engineering Research*, 2023, ISSN: 2307-1877. DOI: https://doi.org/10.1016/j.jer.2023.12.007. dirección: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2307187723003401.

[5] J. Tao, J. Chen y X. Ren, "Copula-Based Quantification of Probabilistic Dependence Configurations of Material Parameters in Damage Constitutive Modeling of Concrete," *Journal of Structural Engineering*, vol. 146, n.º 9, pág. 04 020 194, 2020. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002729.

[6] A. Sil y T. Longmailai, "Drift reliability assessment of a four storey frame residential building under seismic loading considering multiple factors," *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*, vol. 98, págs. 245-256, 2017.

[7] M. A. Hariri-Ardebili, C. L. Segura y S. Sattar, "Probabilistic sensitivity matrices under stressor uncertainty," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 179, pág. 108 551, 2024, ISSN: 0267-7261. DOI: https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2024.108551. dirección: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726124001039.

[8] B. U. Gokkaya, J. W. Baker y G. G. Deierlein, "Quantifying the impacts of modeling uncertainties on the seismic drift demands and collapse risk of buildings with implications on seismic design checks," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 45, n.º 10, págs. 1661-1683, 2016.

[9] J. E. Padgett y R. DesRoches, "Sensitivity of seismic response and fragility to parameter uncertainty," *Journal of Structural Engineering*, vol. 133, n.º 12, págs. 1710-1718, 2007.

[10] O. C. Celik y B. R. Ellingwood, "Seismic fragilities for non-ductile reinforced concrete frames–Role of aleatoric and epistemic uncertainties," *Structural Safety*, vol. 32, n.º 1, págs. 1-12, 2010.

[11] A. H. Arshian y G. Morgenthal, "Three-dimensional progressive collapse analysis of reinforced concrete frame structures subjected to sequential column removal," *Engineering Structures*, vol. 132, págs. 87-97, 2017.

[12] D. Celarec y M. Dolek, "The impact of modelling uncertainties on the seismic performance assessment of reinforced concrete frame buildings," *Engineering Structures*, vol. 52, págs. 340-354, 2013.

[13] B. Sosso, S. da Silva Andrade, L. C. Vieira Jr y P. Z. Berke, "Probabilistic modelling of the robustness of reinforced concrete frames accounting for material property variability using a layered beam finite element approach," *Engineering Failure Analysis*, vol. 118, pág. 104 789, 2020.

[14] A. B. Liel, C. B. Haselton, G. G. Deierlein y J. W. Baker, "Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings," *Structural safety*, vol. 31, n.º 2, págs. 197-211, 2009.

[15] T.-H. Lee y K. M. Mosalam, "Seismic demand sensitivity of reinforced concrete shear-wall building using FOSM method," *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 34, n.º 14, págs. 1719-1736, 2005.

[16] B. Zhang e Y. C. Shin, "An adaptive Gaussian mixture method for nonlinear uncertainty propagation in neural networks," *Neurocomputing*, vol. 458, págs. 170-183, 2021.

[17] Z. Meng, J. Zhao, G. Chen y D. Yang, "Hybrid uncertainty propagation and reliability analysis using direct probability integral method and exponential convex model," *Reliability Engineering & System Safety*, vol. 228, pág. 108 803, 2022.

[18] M. Dolek, "Simplified method for seismic risk assessment of buildings with consideration of aleatory and epistemic uncertainty," *Structure and infrastructure engineering*, vol. 8, n.º 10, págs. 939-953, 2012.

[19] E. Brunesi, R. Nascimbene, F. Parisi y N. Augenti, "Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis," *Engineering Structures*, vol. 104, págs. 65-79, 2015.

[20] X. H. Yu, D. G. Lu, K. Qian y B. Li, "Uncertainty and sensitivity analysis of reinforced concrete frame structures subjected to column loss," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 31, n.º 1, pág. 04 016 069, 2017.

[21] J. Haddad, S. Cattari y S. Lagomarsino, "Use of the model parameter sensitivity analysis for the probabilistic-based seismic assessment of existing buildings," *Bulletin of earthquake engineering*, vol. 17, págs. 1983-2009, 2019.

[22] S. H. Mai, H.-K. Dang, D.-K. Thai et al., "Stochastic nonlinear inelastic analysis for steel frame structure using Monte Carlo sampling," *Ain Shams Engineering Journal*, vol. 14, n.º 11, pág. 102 527, 2023.

[23] W. M. Bulleit, "Uncertainty in structural engineering," *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, vol. 13, n.º 1, págs. 24-30, 2008.

[24] A. C. Institute, "Guide for Tolerance Compatibility in Concrete Construction (ACI 117.1 R-14)," American Concrete Institute Farmington Hills, MI, USA, 2014.

[25] Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio de Colombia, *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 2010.

[26] G. C. Mrema, L. O. Gumbe, H. J. Chepete y J. O. Agullo, "Rural structures in the tropics: design and development," 2012.

[27] K. A. Porter, J. L. Beck y R. V. Shaikhutdinov, "Sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables," *Earthquake Spectra*, vol. 18, n.º 4, págs. 719-743, 2002.

[28] X. Wang, Z. Meng, B. Yang, C. Cheng, K. Long y J. Li, "Reliability-based design optimization of material orientation and structural topology of fiber-reinforced composite structures under load uncertainty," *Composite Structures*, vol. 291, pág. 115 537, 2022.

[29] Y.-C. Chen, *Is Uncertainty a Barrier or Resource to Advance Science? The Role of Uncertainty in Science and Its Implications for Science Teaching and Learning: Kostas Kampourakis, Kevin McCain (2019): Uncertainty: How It Makes Science Advance. Oxford University Press, New York, NY. ISBN: 978-0-19-0871-6, xii+ 252 pages, price:* $29.95(Hardcover), https://doi.org/10.1093/oso/9780190871666.001.0001$, 2022.

[30] M. Ramezani, D.-E. Choe, K. Heydarpour y B. Koo, "Uncertainty models for the structural design of floating offshore wind turbines: A review," *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 185, pág. 113 610, 2023.

[31] S. Okpokparoro y S. Sriramula, "Uncertainty modeling in reliability analysis of floating wind turbine support structures," *Renewable energy*, vol. 165, págs. 88-108, 2021.

[32] D. M. R. Valencia, M. C. B. Chaux, M. P. L. Neira y H. A. V. Gámez, "Estimación de la incertidumbre aleatoria de la distorión sísmica de entrepiso de pórticos de concreto reforzado considerando la variabilidad del módulo elástico del concreto de Bogotá," *Revista Ingeniería de Construcción*, vol. 28, n.º 1, págs. 95-106, 2013.

[33] M. Barbato, Q. Gu y J. Conte, "Response sensitivity and probabilistic response analyses of reinforced concrete frame structures," *Proceedings of the 8th NCEE*, págs. 18-22, 2006.

[34] J. L. Beck, E. Chan, A. Irfanoglu y C. Papadimitriou, "Multi-criteria optimal structural design under uncertainty," *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 28, n.º 7, págs. 741-761, 1999.

[35] E. Acar, G. Bayrak, Y. Jung, I. Lee, P. Ramu y S. S. Ravichandran, "Modeling, analysis, and optimization under uncertainties: a review," *Structural and Multidisciplinary Optimization*, vol. 64, n.º 5, págs. 2909-2945, 2021.

[36] S. G. Reid, "Uncertain reliability of structural design standards," *Structural Safety*, vol. 88, pág. 102 043, 2021.

[37] S. De Wit y G. Augenbroe, "Analysis of uncertainty in building design evaluations and its implications," *Energy and buildings*, vol. 34, n.º 9, págs. 951-958, 2002.

[38] D. P. Thunnissen, "Uncertainty classification for the design and development of complex systems," en *Proceedings of the 3rd Annual Predictive Methods Conference, Veros Software, Santa Ana, CA*, 2003, págs. 1-16.

[39] E. Smith, "Uncertainty analysis," *Encyclopedia of environmetrics*, vol. 4, págs. 2283-2297, 2002.

[40] V.-L. Nguyen, S. Destercke y E. Hüllermeier, *Epistemic Uncertainty Sampling*, ago. de 2019. DOI: 10.48550/arXiv.1909.00218.

[41] L. P. Swiler, T. L. Paez y R. L. Mayes, "Epistemic uncertainty quantification tutorial," en *Proceedings of the 27th International Modal Analysis Conference*, vol. 2, 2009.

[42] S. H. Begg, M. B. Welsh y R. B. Bratvold, "Uncertainty vs. Variability: Whats the Difference and Why is it Important?" En *SPE hydrocarbon economics and evaluation symposium*, SPE, 2014, D011S003R002.

[43] B. Ghojogh, A. Ghojogh, M. Crowley y F. Karray, "Fitting a mixture distribution to data: tutorial," *arXiv preprint arXiv:1901.06708*, 2019.

[44] M. Von Davier y J. Rost, "19 Mixture Distribution Item Response Models," *Handbook of statistics*, vol. 26, págs. 643-661, 2006.

[45] H. M. Adelman y R. T. Haftka, "Sensitivity analysis of discrete structural systems," *AIAA journal*, vol. 24, n.º 5, págs. 823-832, 1986.

[46] V. Komkov, K. Choi y E. Haug, *Design Sensitivity Analysis of Structural Systems* (Mathematics in science and engineering). Academic Press, 1986, ISBN: 9780080960005. dirección: https://books.google.com.co/books?id=Y50p72ucmt4C.

[47] F. Campolongo, J. Cariboni y A. Saltelli, "An effective screening design for sensitivity analysis of large models," *Environmental modelling & software*, vol. 22, n.º 10, págs. 1509-1518, 2007.

[48] G. De Zanet y A. Viquerat, "Screening methods for sensitivity analysis applied to thin composite laminated structures," *Thin-Walled Structures*, vol. 172, pág. 108 870, 2022.

[49] F. Campolongo, A. Saltelli y J. Cariboni, "From screening to quantitative sensitivity analysis. A unified approach," *Computer Physics Communications*, vol. 182, n.º 4, págs. 978-988, 2011, ISSN: 0010-4655. DOI: https://doi.org/10.1016/j.cpc.2010.12.039. dirección: https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0010465510005321.

[50] H. Christopher Frey y S. R. Patil, "Identification and review of sensitivity analysis methods," *Risk analysis*, vol. 22, n.º 3, págs. 553-578, 2002.

[51] A. Saltelli, "Sensitivity analysis: Could better methods be used?" *Journal of Geophysical Research: Atmospheres*, vol. 104, n.º D3, págs. 3789-3793, 1999.

[52] B. Iooss y P. Lematre, "A review on global sensitivity analysis methods," *Uncertainty management in simulation-optimization of complex systems: algorithms and applications*, págs. 101-122, 2015.

[53] P. Gustafson, C. Srinivasan y L. Wasserman, "Local sensitivity analysis," *Bayesian statistics*, vol. 5, págs. 197-210, 1996.

[54] N. H. Kim, "Sensitivity analysis," *System Engineering, Optimization Techniques and Applications*, 2010.

[55] J. Nossent, P. Elsen y W. Bauwens, "Sobolsensitivity analysis of a complex environmental model," *Environmental Modelling & Software*, vol. 26, n.º 12, págs. 1515-1525, 2011.

[56] C. Xu y G. Z. Gertner, "A general first-order global sensitivity analysis method," *Reliability Engineering & System Safety*, vol. 93, n.º 7, págs. 1060-1071, 2008.

[57] A. Saltelli, "Global sensitivity analysis: an introduction," en *Proc. 4th International Conference on Sensitivity Analysis of Model Output (SAMO04)*, Citeseer, vol. 27, 2004, pág. 43.

[58] H. M. Wagner, "Global sensitivity analysis," *Operations research*, vol. 43, n.º 6, págs. 948-969, 1995.

[59] T. Homma y A. Saltelli, "Importance measures in global sensitivity analysis of nonlinear models," *Reliability Engineering & System Safety*, vol. 52, n.º 1, págs. 1-17, 1996.

[60] A. Saltelli, M. Ratto, S. Tarantola, F. Campolongo et al., "Sensitivity analysis practices: Strategies for model-based inference," *Reliability engineering & system safety*, vol. 91, n.º 10-11, págs. 1109-1125, 2006.

[61] E. Borgonovo, "Sensitivity analysis," *Tutorials in operations research: Advancing the frontiers of OR/MS: From methodologies to applications*, págs. 52-81, 2023.

[62] J. C. Helton y C. B. Storlie, "Multiple predictor smoothing methods for sensitivity analysis.," Sandia National Laboratories (SNL), Albuquerque, NM, y Livermore, CA , inf. téc., 2006.

[63] W. Tian, "A review of sensitivity analysis methods in building energy analysis," *Renewable and sustainable energy reviews*, vol. 20, págs. 411-419, 2013.

[64] L. L. Gratiet, S. Marelli y B. Sudret, "Metamodel-based sensitivity analysis: polynomial chaos expansions and Gaussian processes," *arXiv preprint arXiv:1606.04273*, 2016.

[65] R. de Lemos y P. Potena, "Identifying and handling uncertainties in the feedback control loop," en *Managing Trade-Offs in Adaptable Software Architectures*, Elsevier, 2017, págs. 353-367.

[66] S. Mohammadi y S. Cremaschi, "Efficiency of uncertainty propagation methods for estimating output moments," en *Computer Aided Chemical Engineering*, vol. 47, Elsevier, 2019, págs. 487-492.

[67] J. Zhang, "Modern Monte Carlo methods for efficient uncertainty quantification and propagation: A survey," *Wiley Interdisciplinary Reviews: Computational Statistics*, vol. 13, n.º 5, e1539, 2021.

[68] P. Mattia, C. M. Sergio y G. M. Dimitrov, "Comparative analysis of uncertainty propagation methods for robust engineering design," *Guidelines for a Decision Support Method Adapted to NPD Processes*, 2007.

[69] M. Cox, P. Harris y B. R.-L. Siebert, "Evaluation of measurement uncertainty based on the propagation of distributions using Monte Carlo simulation," *Measurement Techniques*, vol. 46, págs. 824-833, 2003.

[70] J. C. Helton y F. J. Davis, "Latin hypercube sampling and the propagation of uncertainty in analyses of complex systems," *Reliability Engineering & System Safety*, vol. 81, n.º 1, págs. 23-69, 2003.

[71] A. A. Khan, L. Lye y T. Husain, "Latin hypercube sampling for uncertainty analysis in multiphase modelling," *Journal of Environmental Engineering and Science*, vol. 7, n.º 6, págs. 617-626, 2008.

[72] S. Mohammadi y S. Cremaschi, "Efficiency of uncertainty propagation methods for moment estimation of uncertain model outputs," *Computers & Chemical Engineering*, vol. 166, pág. 107 954, 2022.

[73] A. M. Rushdi y K. F. Kafrawy, "Uncertainty propagation in fault-tree analyses using an exact method of moments," *Microelectronics Reliability*, vol. 28, n.º 6, págs. 945-965, 1988.

[74] P. S. Jackson, "A second-order moments method for uncertainty analysis," *IEEE Transactions on Reliability*, vol. 31, n.º 4, págs. 382-384, 1982.

[75] G. Terejanu, P. Singla, T. Singh y P. D. Scott, "Uncertainty propagation for nonlinear dynamic systems using Gaussian mixture models," *Journal of guidance, control, and dynamics*, vol. 31, n.º 6, págs. 1623-1633, 2008.

[76] B. Jia, S. Cai, Y. Cheng y M. Xin, "Stochastic collocation method for uncertainty propagation," en *AIAA Guidance, Navigation, and Control Conference*, 2012, pág. 4935.

[77] A. Cuneo, A. Traverso y S. Shahpar, "Comparative analysis of methodologies for uncertainty propagation and quantification," en *Turbo Expo: Power for Land, Sea, and Air*, American Society of Mechanical Engineers, vol. 50800, 2017, V02CT47A005.

[78] S. Yang, F. Xiong y F. Wang, "Polynomial chaos expansion for probabilistic uncertainty propagation," *Uncertainty Quantification and Model Calibration*, vol. 13, 2017.

[79] Y. Cristancho, "Guía para el cálculo de la fuerza horizontal equivalente y derivas según título A4-A6 nsr-10," *Universidad Militar Nueva Granada*, 2015.

[80] P. A. Cabrera Jara, "Análisis estático lineal y no lineal de un edificio de hormigón armado de 3 pisos incorporando la influencia de la mampostería, utilizando el método de diagonales equivalentes, mediante sap2000," B.S. thesis, Universidad del Azuay, 2021.

[81] A. A. Vergara Pinto, "Estudio comparativo del diseño estructural aplicado a una edificación de nueve niveles empleando tres modelos sísmicos: fuerzas estáticas equivalentes, dinámico modal espectral y dinámico lineal tiempo–historia," 2022.

[82] D. R. Tarquino-Hortua y K. V. Villamil-Matallana, "Comparación del método lineal elástico estático y método lineal dinámico en estructuras aporticadas en concreto reforzado," 2018.

[83] M. Seifi, J. Noorzaei, M. Jaafar y E. Y. Panah, "Nonlinear static pushover analysis in earthquake engineering: State of development," en *Proceeding of International Conference on Construction Building Technology, Kuala Lumpur*, 2008.

[84] R. Martino, E. Spacone y G. Kingsley, "Nonlinear pushover analysis of RC structures," en *Advanced technology in structural engineering*, 2000, págs. 1-8.

[85] S. A. Mirza y J. G. MacGregor, "Probabilistic study of strength of reinforced concrete members," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 9, n.º 3, págs. 431-448, 1982.

[86] M. C. H. Carvallo, *Quantifying the effects of modeling uncertainty on the seismic performance assessment of a non-ductile reinforced concrete masonry-infilled frame structure*. University of California, Los Angeles, 2020.

[87] M. Dolsek, "Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 38, n.º 6, págs. 805-825, 2009.

[88] D. Feliciano, O. Arroyo, J. Carrillo, A. B. Liel y P. B. Murray, "Framework to assess the seismic performance of non-engineered masonry infilled RC frame buildings accounting for material uncertainty," en *Structures*, Elsevier, vol. 50, 2023, págs. 1191-1203.

[89] K. Nasrollahzadeh, M. A. Hariri-Ardebili, H. Kiani y G. Mahdavi, "An integrated sensitivity and uncertainty quantification of fragility functions in RC frames," *Sustainability*, vol. 14, n.º 20, pág. 13 082, 2022.

[90] M. Grubii, J. Ivoevi y A. Grubii, "Reliability analysis of reinforced concrete frame by finite element method with implicit limit state functions," *Buildings*, vol. 9, n.º 5, pág. 119, 2019.

[91] C. Arteta, V. Abuchar, T. Hurtado et al., "Funciones de Fragilidad y Vulnerabilidad Sísmica para la Tipología Constructiva de Pórticos de Concreto Reforzado y Sistema Combinado: Reporte MNRS No. V005-2022," Asociación Colombiana de Facultades de Ingeniería (ACOFI), Bogotá, ver. 1.0, ago. de 2022, Preparado para el Servicio Geológico Colombiano (SGC).

[92] F. Guerrero, A. R. Ortiz y J. Carrillo, "Bayesian Uncertainty Assessment for Modulus of Elasticity of Concrete and Mechanical Properties of Steel Reinforcing Bar," en *Dynamics of Civil Structures, Volume 2: Proceedings of the 40th IMAC, A Conference and Exposition on Structural Dynamics 2022*, Springer, 2022, págs. 101-109.

[93] M. Barbato, Q. Gu y J. P. Conte, "Probabilistic push-over analysis of structural and soil-structure systems," *Journal of structural engineering*, vol. 136, n.º 11, págs. 1330-1341, 2010.

[94] D. R. Albert, *Monte Carlo uncertainty propagation with the NIST uncertainty machine*, 2020.