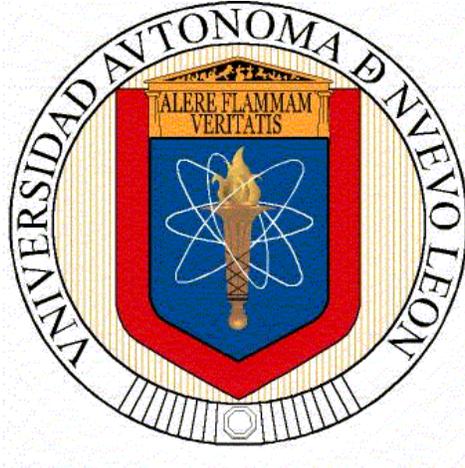


**Universidad Autónoma de Nuevo León  
Facultad de Ingeniería Civil**



Confiabilidad Sísmica de Edificios de Concreto Considerando la  
Contribución no Planeada de Muros de Mampostería

POR

Edwin Miguel Rodríguez Martínez

En Opción al Grado de Maestría en Ciencias con  
Orientación en Ingeniería Estructural

San Nicolás de los Garza, Nuevo León      Septiembre, 2014

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO



CONFIABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE  
CONCRETO CONSIDERANDO LA CONTRIBUCIÓN  
NO PLANEADA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

POR

EDWIN MIGUEL RODRÍGUEZ MARTÍNEZ

EN OPCIÓN AL GRADO DE

MAESTRO EN CIENCIAS

CON ORIENTACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

SAN NICOLÁS DE LOS GARZA, NUEVO LEÓN

SEPTIEMBRE, 2014

# Universidad Autónoma de Nuevo León

## Facultad de Ingeniería Civil

### División de Estudios de Posgrado

Los miembros del Comité de Tesis recomendamos que la Tesis «Confiability Sísmica de Edificios de Concreto Considerando la Contribución no Planeada de Muros de Mampostería», realizada por el alumno Edwin Miguel Rodríguez Martínez, con número de matrícula 1651304, sea aceptada para su defensa como opción al grado de Maestro en Ciencias con Orientación en Ingeniería Estructural.

El Comité de Tesis

---

Dr. Roberto Pérez Martínez

Asesor Interno

---

Dr. José Guadalupe Rangel Ramírez

Asesor Externo

---

Dr. Cesar Antonio Juarez Alvarado

Revisor

---

Dr. Jorge Humberto Chávez Gómez

Revisor Sustituto

Vo. Bo.

---

Dr. Cesar Antonio Juarez Alvarado

División de Estudios de Posgrado

San Nicolás de los Garza, Nuevo León, Septiembre, 2014

*Si he podido ver un poco más lejos ha sido porque he estado  
parado sobre los hombros de gigantes.*

Isaac Newton

*Dedicado con Todo mi Corazón a la Memoria de:*

*El Ing. Guillermo Martínez Román, Ejemplo Extraordinario de Amor y Esfuerzo, A Quien Agradezco Todas sus Enseñanzas y Toda su Confianza.*

*El Sr. Ramiro Martínez Martínez y la Sra. Socorro Román Ramírez, Abuelos Ejemplares , Sobre Quienes Descansan Las Fortalezas y los Ideales de Cariño y Amor de mi Familia.*

*A Ignacio Correa Martínez y a Irmin Gonzales Martínez, Quienes se Extrañan y Recuerdan Diariamente con Profundo Amor.*

# ÍNDICE GENERAL

---

<b>Agradecimientos</b>	<b>XI</b>
<b>Resumen</b>	<b>XV</b>
<b>Abstract</b>	<b>XVIII</b>
<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1. Aspectos Generales de la Investigación . . . . .	6
1.2. Planteamiento del Problema . . . . .	10
1.2.1. Irregularidad Estructural . . . . .	10
1.2.2. Mampostería de Relleno . . . . .	11
1.3. Metodología de la Investigación . . . . .	16
1.3.1. Justificación de la Investigación . . . . .	16
1.3.2. Objetivos de la Investigación . . . . .	17
1.3.3. Limitaciones y Delimitaciones . . . . .	17
1.3.4. Hipótesis Principal . . . . .	20
1.4. Organización del Trabajo . . . . .	20

---

<b>2. Construcciones de Mampostería</b>	<b>21</b>
2.1. La Mampostería en el Tiempo . . . . .	21
2.1.1. Amanece en la Prehistoria . . . . .	22
2.1.2. Primeros Pasos en Sumeria . . . . .	23
2.1.3. Culturas de Mesoamérica . . . . .	24
2.1.4. Manifestaciones en Egipto y Grecia . . . . .	25
2.1.5. La Experiencia Romana . . . . .	26
2.1.6. Retroceso y Reinención de la Mampostería . . . . .	27
2.1.7. La Mampostería se Refuerza . . . . .	28
<b>3. Marco Contextual</b>	<b>32</b>
3.1. Metodología Basada en el Desempeño . . . . .	32
3.2. Estado del Arte . . . . .	35
3.2.1. Investigaciones Experimentales . . . . .	35
3.2.2. México y América Latina . . . . .	37
3.2.3. Modelación de la Mampostería. . . . .	38
3.2.4. El Piso Suave . . . . .	41
<b>4. Marco Teórico</b>	<b>46</b>
4.1. Modelación de la Mampostería . . . . .	46
4.1.1. Tipos de Modelos . . . . .	47
4.1.2. Macro-modelo Utilizado . . . . .	51
4.2. Funciones de Confiabilidad Sísmica . . . . .	53

---

4.2.1. Simulación de Propiedades . . . . .	53
4.2.2. Analisis No Lineal . . . . .	57
4.2.3. Medida de la Intensidad Normalizada. . . . .	59
4.2.4. Confiabilidad del Sistema. . . . .	59
<b>5. Casos de Aplicación</b>	<b>62</b>
5.1. Consideraciones Principales . . . . .	62
5.2. Casos de Estudio . . . . .	63
5.3. Procedimiento de la Investigación . . . . .	72
5.3.1. Diseño Sísmico Convencional . . . . .	72
5.3.2. Simulación de Propiedades . . . . .	73
5.3.3. Análisis no Lineal . . . . .	77
5.3.4. Análisis de Confiabilidad Estructural . . . . .	84
5.3.5. Propuesta de Confiabilidad Estructural . . . . .	86
<b>6. Análisis de Resultados</b>	<b>88</b>
6.1. Resultados de la Simulación por MonteCarlo . . . . .	88
6.2. Modelado No Lineal de la Mampostería. . . . .	92
6.3. Modelado No Lineal de la Estructura. . . . .	97
6.4. Análisis de Confiabilidad . . . . .	107
6.4.1. Análisis en Dirección +X. . . . .	107
6.4.2. Análisis en Dirección -X. . . . .	108
6.4.3. Análisis en Dirección +Z. . . . .	109

6.4.4. Análisis en Dirección -Z. . . . .	110
6.4.5. Análisis en Dirección +X + Z. . . . .	111
6.4.6. Análisis en Dirección +X-Z. . . . .	112
6.4.7. Análisis en Dirección -X+Z. . . . .	113
6.4.8. Análisis en Dirección -X-Z. . . . .	114
6.4.9. Observaciones Generales . . . . .	115
<b>7. Conclusiones y Recomendaciones</b>	<b>119</b>
7.1. Conclusiones . . . . .	119
7.2. Recomendaciones y Trabajo Futuro . . . . .	121
7.2.1. Trabajo Futuro . . . . .	122
<b>A. Modelado No Lineal de Elementos Estructurales</b>	<b>1</b>
A.1. Formulación de Elementos Viga–Columna . . . . .	1
A.2. Modelación por Discretización de Fibras . . . . .	9
A.3. Modelo de Kadysiewski y Mosalam para la Mampostería . . . . .	13
<b>B. Calibración del Macro–modelo de Kadysiewski y Mosalam</b>	<b>24</b>
B.1. Simulación de Propiedades de los Muros de Mampostería . . . . .	24
B.2. Obtención de Parámetros del Modelo de la Mampostería . . . . .	29
B.3. Simulación en Opensees de los Muros de Mampostería . . . . .	50
<b>C. Diseño Elemental de los Edificios de Estudio</b>	<b>55</b>
C.1. Propiedades de Diseño Elástico Lineal . . . . .	55

---

C.1.1. Cargas Consideradas para Diseño . . . . .	57
C.1.2. Combinaciones de Diseño Consideradas . . . . .	59
C.2. Resultados del Diseño Elástico Lineal . . . . .	61
<b>D. Resultados del Modelado No Lineal</b>	<b>79</b>
D.1. Modelado No Lineal de la Mampostería. . . . .	79
D.2. Análisis de Confiabilidad . . . . .	86
D.2.1. Análisis en Dirección $+X$ . . . . .	86
D.2.2. Análisis en Dirección $-X$ . . . . .	93
D.2.3. Análisis en Dirección $+Z$ . . . . .	98
D.2.4. Análisis en Dirección $-Z$ . . . . .	105
D.2.5. Análisis en Dirección $+X + Z$ . . . . .	110
D.2.6. Análisis en Dirección $+X-Z$ . . . . .	117
D.2.7. Análisis en Dirección $-X+Z$ . . . . .	122
D.2.8. Análisis en Dirección $-X-Z$ . . . . .	127
D.3. Comportamiento en Términos de Desplazamientos . . . . .	132

# ÍNDICE DE FIGURAS

---

1.1. Niveles de sismicidad en México respecto a la profundidad durante el periodo de 1985 a 2013. Información recuperada de [89]. . . . .	3
1.2. Profundidad de sismos registrados en Nuevo León durante el periodo de 2006 a 2013. Información recuperada de [89]. . . . .	4
1.3. Niveles de sismicidad Nuevo León durante el periodo de 2006 a 2013. Información recuperada de [89]. . . . .	5
1.4. Profundidad de sismos registrados en Acapulco Guerrero de 1985 a 2013. Información recuperada de [89]. . . . .	7
1.5. Niveles de sismicidad en Acapulco Guerrero de 1985 a 2013. Información recuperada de [89]. . . . .	8
1.6. Tipos de acciones presentes en los muros de mampostería. . . . .	10
1.7. Estructuras comunes con muros de mampostería de relleno [17]. . . . .	11
1.8. Recomendaciones para solucionar los problemas de rigidez debido a la presencia de muros diafragma o de relleno [3]. . . . .	12
1.9. Disposición de estacionamientos que induce el piso suave en planta baja.	14
1.10. Estructuras con falla global debido al piso suave en planta baja [17, 82].	15
1.11. Falla por cortante debido al fenómeno de la columna corta [17]. . . . .	16

2.1. Yacimiento arqueológico Dun Dubhchathair, islas de Aran (Irlanda). .....	22
2.2. El Gran Zigurat Neo-Sumerio de Ur (Irak). . . . .	23
2.3. Zona arqueológica de Comalcalco en Tabasco. . . . .	25
2.4. Piramides de Guiza. . . . .	26
2.5. El teatro de Herodes Ático (Atenas). . . . .	27
2.6. Puente del acueducto de Segovia. . . . .	28
2.7. Construcciones de mampostería con refuerzo. . . . .	29
2.8. Requisitos de los muros de mampostería confinada [3]. . . . .	31
3.1. Muro a escala real de yeso sometido a cargas horizontales [87]. . . . .	36
3.2. Muro a escala real sometido a cargas fuera del plano [8]. . . . .	37
3.3. Esquema de carga horizontal en el plano [5]. . . . .	38
3.4. Propiedades de diseño del espécimen M2 [5]. . . . .	39
3.5. Programa de estudio para marcos de concreto reforzado con muros no reforzados de mampostería de relleno. Adaptado de Hashemi Mosalam [33]. . . . .	40
3.6. Modelos a escala estudiando el efecto del piso suave con y sin elementos rígidos de compensación [86]. . . . .	43
3.7. Modelo a escala estudiando el efecto del piso suave [20]. . . . .	45
4.1. Posición y propiedades de los macro-modelos tipo puntal de mampostería. . . . .	48
4.2. Tipos de fallas comunes en los muros de mampostería. Adaptado de [80]. . . . .	50

---

4.3. Modelo tipo puntal de Kadysiewski y Mosalam [40] en Opensees. Adaptado de [51]. . . . .	52
4.4. Funciones de confiabilidad obtenidas para edificios de siete niveles en el plano con mampostería elástica [21]. . . . .	60
4.5. Funciones de confiabilidad obtenidas para edificios de cinco niveles en el plano con mampostería no lineal [65]. . . . .	61
5.1. Arreglo de casos de estudio. . . . .	64
5.2. Configuración de tipo piso ECMD. . . . .	65
5.3. Vistas de la configuración de tipo ECMD. . . . .	66
5.4. Vistas de la configuración de tipo ECMD. . . . .	67
5.5. Configuración de tipo ECML con piso suave en planta baja. . . . .	68
5.6. Vistas de la configuración de tipo ECML con piso suave en planta baja. . . . .	69
5.7. Vistas de la configuración de tipo ECML con piso suave en planta baja. . . . .	70
5.8. Vista tridimensional de la configuración de tipo ECML. . . . .	71
5.9. Esquema del proceso llevado a cabo para el diseño elástico lineal convencional. . . . .	74
5.10. Esquema del proceso llevado a cabo para la simulación de incertidumbres. . . . .	75
5.11. Componentes del acelerograma del sismo 1. . . . .	79
5.12. Componentes del acelerograma del sismo 2. . . . .	80
5.13. Componentes del acelerograma del sismo 3. . . . .	81
5.14. Componentes del acelerograma del sismo 4. . . . .	82
5.15. Componentes del acelerograma del sismo 5. . . . .	83

---

5.16. Esquema del proceso llevado a cabo para la obtención de las funciones de confiabilidad. . . . .	85
5.17. Ilustración de los cálculos planteados en la propuesta de confiabilidad para las medidas de daño por el IRRS [22]. . . . .	87
5.18. Ilustración de los cálculos planteados en la propuesta de confiabilidad para las medidas de intensidad normalizada $q$ . . . . .	87
6.1. Comparativa de los resultados de los modos de vibrar. . . . .	89
6.2. Comparativa de los resultados de los modos de vibrar. . . . .	89
6.3. Distribución de carga viva en entrepiso conforme al modelo de Mitchelll y Goodwate, en $kg/m^2$ . . . . .	90
6.4. Distribución de carga viva en entrepiso conforme al modelo de Pier y Cornell, en $kg/m^2$ . . . . .	91
6.5. Comportamiento dentro y fuera del plano del modelo de mampostería ante Pushover. . . . .	93
6.6. Comportamiento dentro y fuera del plano del modelo de mampostería ante Pushover. . . . .	94
6.7. Comportamiento dentro y fuera del plano del modelo de mampostería ante Sismos. . . . .	95
6.8. Proceso de remoción de mampostería ante Pushover. . . . .	96
6.9. Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sismo con sus tres componentes de aceleración escaladas un factor de tres. . . . .	97
6.10. Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sismo con sus tres componentes de aceleración escaladas un factor de tres, continuación. . . . .	98

6.11. Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sismo con sus tres componentes de aceleración escaladas un factor de dos y medio. . . . .	98
6.12. Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sismo con sus tres componentes de aceleración escaladas un factor de dos y medio, continuación. . . . .	99
6.13. Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sismo con sus tres componentes de aceleración escaladas un factor de dos. . . . .	99
6.14. Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sismo con sus tres componentes de aceleración escaladas un factor de dos, continuación. . . . .	100
6.15. Comportamiento de los nodos maestros de entrepiso en Pushover de propiedades medias en la dirección $+Z$ . . . . .	101
6.16. Comportamiento de los nodos maestros de entrepiso en Pushover de propiedades medias en la dirección $+Z$ , continuación. . . . .	102
6.17. Rotación de los nodos maestros de entrepiso en Pushover de propiedades medias en la dirección $+Z$ . . . . .	103
6.18. Distorsión de los nodos maestros de entrepiso en Pushover de propiedades simuladas en la dirección $+Z$ . . . . .	104
6.19. Diferencias en las curvas de Pushover en la dirección $+Z$ en sistemas ECMD y ECML. . . . .	106
6.20. Gráficas de confiabilidad en dirección $+X$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	107
6.21. Gráficas de confiabilidad en dirección $+X$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	108
6.22. Gráficas de confiabilidad en dirección $-X$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	108

6.23. Gráficas de confiabilidad en dirección $-X$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	109
6.24. Gráficas de confiabilidad en dirección $+Z$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	109
6.25. Gráficas de confiabilidad en dirección $+Z$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	110
6.26. Gráficas de confiabilidad en dirección $-Z$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	110
6.27. Gráficas de confiabilidad en dirección $-Z$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	111
6.28. Gráficas de confiabilidad en dirección $+X + Z$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	111
6.29. Gráficas de confiabilidad en dirección $+X + Z$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	112
6.30. Gráficas de confiabilidad en dirección $+X - Z$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	112
6.31. Gráficas de confiabilidad en dirección $+X - Z$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	113
6.32. Gráficas de confiabilidad en dirección $-X + Z$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	113
6.33. Gráficas de confiabilidad en dirección $-X + Z$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	114
6.34. Gráficas de confiabilidad en dirección $-X - Z$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	114

6.35. Gráficas de confiabilidad en dirección $-X - Z$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	115
6.36. Gráfica de confiabilidad espacial mínima comparativa de estructuras ECMD y ECML. . . . .	116
6.37. Gráfica de diferencias $\beta$ de estructuras tipo ECMD y ECML. . . . .	116
6.38. Kernel Gaussiano de la diferencia del índice $\beta$ entre estructuras ECMD y ECML. . . . .	117
7.1. Configuración en planta tipo C. . . . .	125
7.2. Vistas de la configuración tipo C. . . . .	126
7.3. Vistas de la configuración tipo C. . . . .	127
7.4. Vistas en planta de la configuración tipo Esquina. . . . .	128
7.5. Vistas de la configuración tipo esquina. . . . .	129
7.6. Vistas de la configuración tipo esquina. . . . .	130
A.1. Marco de referencia para el elemento considerado en un sistema coordenado X, Y, Z. . . . .	2
A.2. Modelo de secciones elementos y secciones discretizadas utilizados en esta investigación. . . . .	10
A.3. Modelo de la mampostería de relleno. Adaptado de [40]. . . . .	13
A.4. Sistema original y equivalente del muro de mampostería idealizado. . . . .	15
A.5. Desplazamientos fuera del plano del muro de mampostería idealizado. Adaptado de [40]. . . . .	17
A.6. Deformación del sistema en su primer modo de vibrar. Adaptado de [40]. . . . .	21

---

C.1. Distribución del acero de refuerzo en las vigas. . . . .	61
C.2. Distribución del acero de refuerzo en las vigas, continuación. . . . .	62
C.3. Distribución del acero de refuerzo en las vigas, continuación. . . . .	63
C.4. Distribución del refuerzo en la viga perimetral nivel 1. . . . .	64
C.5. Distribución del refuerzo en la viga interior nivel 1. . . . .	65
C.6. Distribución del refuerzo en la viga perimetral nivel 2. . . . .	66
C.7. Distribución del refuerzo en la viga interior nivel 2. . . . .	67
C.8. Distribución del refuerzo en la viga perimetral nivel 3. . . . .	68
C.9. Distribución del refuerzo en la viga interior nivel 3. . . . .	69
C.10. Distribución del refuerzo en la viga perimetral nivel 4. . . . .	70
C.11. Distribución del refuerzo en la viga interior nivel 4. . . . .	71
C.12. Distribución del refuerzo en la viga perimetral nivel 5. . . . .	72
C.13. Distribución del refuerzo en la viga interior nivel 5. . . . .	73
C.14. Distribución del refuerzo en las columnas. . . . .	74
C.15. Distribución de los nodos en la estructura. . . . .	75
C.16. Distribución de los nodos en la estructura. . . . .	76
C.17. Numeración de los muros de mampostería dentro de la estructura considerada. . . . .	77
C.18. Numeración de los muros de mampostería dentro de la estructura considerada, continuación. . . . .	78
D.1. Proceso de remoción de mampostería ante Pushover. . . . .	80
D.2. Proceso de remoción de mampostería ante Pushover. . . . .	81

---

D.3. Proceso de remoción de mampostería ante Pushover. . . . .	82
D.4. Proceso de remoción de mampostería ante Pushover. . . . .	83
D.5. Comportamiento dentro y fuera del plano del modelo de mampostería ante Sismos. . . . .	84
D.6. Comportamiento dentro y fuera del plano del modelo de mampostería ante Sismos. . . . .	85
D.7. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección $+X$ . . . . .	86
D.8. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección $+X$ . . . . .	87
D.9. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $+X$ . . . . .	87
D.10. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $+X$ . . . . .	88
D.11. Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas sin muros en la dirección $+X$ . . . . .	88
D.12. Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas sin muros en la dirección $+X$ . . . . .	89
D.13. Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas con muros en la dirección $+X$ . . . . .	89
D.14. Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas con muros en la dirección $+X$ . . . . .	90
D.15. Gráficas de confiabilidad en dirección $+X$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	91

D.16. Gráficas de confiabilidad en dirección $+X$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	92
D.17. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección $-X$ . . . . .	93
D.18. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección $-X$ . . . . .	94
D.19. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $-X$ . . . . .	94
D.20. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $-X$ . . . . .	95
D.21. Gráficas de confiabilidad en dirección $-X$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	96
D.22. Gráficas de confiabilidad en dirección $-X$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	97
D.23. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección $+Z$ . . . . .	98
D.24. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección $+Z$ . . . . .	99
D.25. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $+Z$ . . . . .	99
D.26. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $+Z$ . . . . .	100
D.27. Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas sin muros en la dirección $+Z$ . . . . .	100

D.28. Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas sin muros en la dirección $+Z$ . . . . .	101
D.29. Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas con muros en la dirección $+Z$ . . . . .	101
D.30. Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas con muros en la dirección $+Z$ . . . . .	102
D.31. Gráficas de confiabilidad en dirección $+Z$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	103
D.32. Gráficas de confiabilidad en dirección $+Z$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	104
D.33. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $-Z$ . . . . .	105
D.34. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $-Z$ . . . . .	106
D.35. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $-Z$ . . . . .	106
D.36. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $-Z$ . . . . .	107
D.37. Gráficas de confiabilidad en dirección $-Z$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	108
D.38. Gráficas de confiabilidad en dirección $-Z$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	109
D.39. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección $+X + Z$ . . . . .	110

D.40.Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección $+X + Z$ . . . . .	111
D.41.Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $+X + Z$ . . . . .	111
D.42.Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $+X + Z$ . . . . .	112
D.43.Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas sin muros en la dirección $+X + Z$ . . . . .	112
D.44.Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas sin muros en la dirección $+X + Z$ . . . . .	113
D.45.Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas con muros en la dirección $+X + Z$ . . . . .	113
D.46.Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas con muros en la dirección $+X + Z$ . . . . .	114
D.47.Gráficas de confiabilidad en dirección $+X + Z$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	115
D.48.Gráficas de confiabilidad en dirección $+X + Z$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	116
D.49.Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección $+X - Z$ . . . . .	117
D.50.Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección $+X - Z$ . . . . .	118
D.51.Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $+X - Z$ . . . . .	118

---

D.52.Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $+X - Z$ . . . . .	119
D.53.Gráficas de confiabilidad en dirección $+X - Z$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	120
D.54.Gráficas de confiabilidad en dirección $+X - Z$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	121
D.55.Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección $-X + Z$ . . . . .	122
D.56.Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección $-X + Z$ . . . . .	123
D.57.Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $-X + Z$ . . . . .	123
D.58.Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $-X + Z$ . . . . .	124
D.59.Gráficas de confiabilidad en dirección $-X + Z$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	125
D.60.Gráficas de confiabilidad en dirección $-X + Z$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	126
D.61.Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección $-X - Z$ . . . . .	127
D.62.Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección $-X - Z$ . . . . .	128
D.63.Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $-X - Z$ . . . . .	128

---

D.64. Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección $-X - Z$ . . . . .	129
D.65. Gráficas de confiabilidad en dirección $-X - Z$ para la estructura sin muros de mampostería. . . . .	130
D.66. Gráficas de confiabilidad en dirección $-X - Z$ para la estructura con muros de mampostería. . . . .	131
D.67. Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 1. . . . .	132
D.68. Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 2. . . . .	133
D.69. Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 3. . . . .	134
D.70. Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 4. . . . .	135
D.71. Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 5. . . . .	136
D.72. Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 6. . . . .	137
D.73. Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 7. . . . .	138
D.74. Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 8. . . . .	139
D.75. Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 9. . . . .	140
D.76. Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 9. . . . .	141

# ÍNDICE DE TABLAS

---

1.1. Ventajas y Desventajas de los Marcos Rellenos de Mampostería [58]. . .	13
3.1. Descripción de los Niveles de Desempeño Estructural Respecto al Nivel de Daño. Adaptado de [79]. . . . .	33
3.2. Niveles de Desempeño Estructural Recomendados por la SEAOC. Adaptado de [76]. . . . .	34
4.1. Diferentes propuestas de modelación tipo puntal. . . . .	49
4.2. Características de las variables simuladas [63, 57, 56, 54, 70, 36]. . . .	54
4.3. Características de las variables simuladas [63, 57, 56, 54, 70, 36], continuación. . . . .	55
4.4. Características de las variables simuladas [63, 57, 56, 54, 70, 36], continuación. . . . .	56
5.1. Dimensiones en planta consideradas en la investigación. . . . .	64
5.2. Propiedades estadísticas consideradas en la simulación de los muros de mampostería [5, 64]. . . . .	77
5.3. Características de los sismos considerado en esta investigación. . . .	78
C.1. Propiedades generales de los casos de estudio. . . . .	55

---

C.2. Propiedades nominales consideradas de los materiales. . . . .	56
C.3. Parámetros sísmicos. . . . .	56
C.4. Análisis de cargas para entepiso. . . . .	57
C.5. Análisis de cargas para azotea. . . . .	58
C.6. Carga de los muros de mampostería como elementos sin rigidez. . . .	58
C.7. Análisis de cargas por Viento. . . . .	58

# AGRADECIMIENTOS

---

**1. A LA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN.**

Por el apoyo financiero que hizo posible la realización de este trabajo, esperando contribuir de esta manera al desarrollo de los programas de estudio de esta magnífica casa de estudios.

**2. A LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AL INSTITUTO DE INGENIERÍA CIVIL.**

Por los invaluable recursos materiales e intelectuales aportados sin los cuales no hubiera sido posible la realización de este trabajo.

**3. AL DR. JOSÉ GUADALUPE RANGEL RAMÍREZ.**

Con admiración por su invaluable sentido humano y su inagotable dedicación. Agradezco profundamente todo su apoyo y su motivación que hicieron posible la realización de este trabajo.

**4. AL DR. ROBERTO PÉREZ MARTÍNEZ.**

Por sus comentarios y apoyo como director de tesis durante la realización de esta investigación. Por ayudarme a entrar en el fascinante mundo de la ingeniería sísmica.

**5. AL DR. JORGE CHÁVEZ GÓMEZ Y AL DR. RICARDO GONZALES ALCORTA.**

Por su apoyo desde al inicio de mis estudios de maestría y por la confianza puesta en mis capacidades, esperando haber cumplido sus expectativas con mi esfuerzo puesto en el transcurso de mis estudios de maestría.

**6. A TODOS MIS PROFESORES DEL ÁREA DE POSGRADO.**

Por todo el esfuerzo puesto en transmitir sus valiosos conocimientos, y por todas aquellas apreciadas experiencias vividas y compartidas durante clase. Expreso mi agradecimiento con especial afecto al **Dr. Ernesto L. Treviño Treviño** y al **Dr. Fabián Rene Ruvalcaba Ayala**.

**7. AL PERSONAL DE LA BIBLIOTECA DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA CIVIL.**

Por permitir y facilitar el acceso en todo momento a los valiosos recursos de la biblioteca del Instituto de Ingeniería Civil, con profundo agradecimiento por todas sus aportaciones y consejos.

**8. AL PERSONAL DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA CIVIL.**

Por su apoyo y accesibilidad en todo momento, expreso mi agradecimiento especialmente al **Sr. Ramiro Torres Pérez**, y a la **Sra. Jessyca Saucedo Flores** y a la **Sra. Myriam Isabel Gael Segundo** del Departamento de Estudios de Posgrado por su apoyo y consejos invaluable, sin los cuales mi estancia durante la maestría no habría sido la misma.

**9. A TODOS MIS PROFESORES DE LICENCIATURA.**

Especialmente a los profesores del área de estructuras, con especial atención al **Dr. Raúl Barrón Corvera**, al **MI. Antonio Barrón Corvera**, al **Ing. Alberto Barrón**, al **Ing. Ignacio Martínez** y al **Ing. Carlos Martínez**.

**10. A LA ARQ. GABRIELA Y AL ING. RAÚL MARTÍNEZ ROMÁN.**

Por las experiencias compartidas y por facilitarme la estancia en la ciudad de Monterrey durante los estudios de la maestría. Con admiración a sus empresas **DICOM Fresnillo S.A. de C.V.** y **Diseño y Construcciones Martínez S.A. de C.V.**

**11. A MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS DE LA MAESTRÍA.**

Con quienes eh tenido la oportunidad de compartir horas de trabajo y descanso, con abundantes, atinados y oportunos comentarios; especialmente al **Ing. José Luis Álvarez Barajas**, al **Ing. Hugo Missael Sepúlveda**, **Ing. Oscar Rene Muñoz** y al **Ing. Pedro Alvarado**.

**12. A LOS ALUMNOS DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD VERACRUZANA.**

Por su apoyo en el arreglo de la información resultante en la presente investigación. Con especial atención a las alumnas **Eva Esteban Flores** y **Guadalupe Cuevas**, y al alumno **Francisco Iginñez**.

**13. A TODA MI FAMILIA Y AMIGOS.**

Especialmente a mi madre la **Señora Rossana Martínez Román**, porque todo lo he conseguido gracias a tu lucha, tu eres todo para mi, eres mi ejemplo. A mis queridos hermanos **Fátima y Bryan**, quienes con su cariño y sus sonrisas me han llevado adelante cada día. A toda mi familia por hacer de mis horas de descanso momentos de profunda relajación y alegría, buscando siempre apoyarnos y mantenernos unidos.

A mis amigos el **Ing. Eduardo Sifuentes Gaspar**, al **Ing. Cesar Alberto Campos**, al **Ing. Moises de Santiago Herrera** y a todos a quienes no me es posible nombrar y sin embargo agradezco permitirme compartir cada momento a su lado.

**14. A LA ARQ. MARTHA PATRICIA BARAJAS DE LA ROSA.**

Aun siendo la última en ser nombrada eres la primera y última a mi lado, sabes que gracias a todo tu apoyo y amor incondicional ha sido posible alcanzar todas las metas el día de hoy, las de mañana juntos las alcanzaremos.



Septiembre, 2014 - Edwin Miguel Rodríguez Martínez

Todos los derechos reservados.

# RESUMEN

---

Edwin Miguel Rodríguez Martínez.

Candidato para el Grado de Maestro en Ciencias  
con Especialidad en Ingeniería Estructural.

Universidad Autónoma de Nuevo León.

Facultad de Ingeniería Civil.

Título del Estudio:

## CONFIABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO CONSIDERANDO LA CONTRIBUCIÓN NO PLANEADA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

**OBJETIVOS Y MÉTODO DE ESTUDIO:** En esta investigación se desarrollan diversas herramientas y métodos para la obtención de funciones de confiabilidad sísmica para estructuras de concreto reforzado en el espacio; posteriormente se estudian edificios con la finalidad específica de evaluar la presencia no planeada de muros de mampostería en una configuración de piso suave en planta baja. La hipótesis principal es demostrada debido a que la presencia no planeada de los muros de mampostería es capaz de influenciar en el comportamiento global de la estructura, de manera que los niveles de confiabilidad se ven disminuidos.

Se presenta una metodología adicional que permite caracterizar el comportamiento espacial en términos de confiabilidad de manera que es posible encontrar debilidades estructurales que conllevan a un comportamiento torsional indeseable y de esta forma sería posible realizar propuestas de optimización estructural. Con el esquema propuesto de confiabilidad espacial a través de futuras investigaciones sería posible generar diagramas de interacción para diversos estados de daño.

**CONTRIBUCIONES FINALES:** Como resultado de la investigación se resumen las siguientes contribuciones:

- a) Se presenta una metodología de simulación de incertidumbres inherentes en edificios de concreto reforzado a través del código SIB que permite realizar gran cantidad de estudios posteriores sobre la influencia específica de las variables consideradas de manera que es posible realizar análisis de sensibilidad y caracterizar esquemas de falla y comportamiento en gran variedad de configuraciones estructurales. Los resultados de esta parte de la investigación se presentan a detalle en un artículo resultado de la presente investigación [38].
- b) Se realiza la simulación y análisis de un grupo de sistemas tipo ECMD (Estructuras de Concreto con Mampostería Desligada) modificando el modelo de magnitud y distribución espacial de la carga viva; específicamente los modelos de Mitchel, G. R. y Woodgate, R. W [57] y el de Peir J. y Cornell C. [63]. Los resultados de esta parte de la investigación se presentan a detalle en un artículo resultado de la presente investigación [37].
- c) Se presenta un esquema de observación del comportamiento y seguridad estructural a través de un grupo de análisis espaciales que permiten caracterizar direcciones de carga de gran debilidad o posibles puntos de colapso.
- d) Se presenta un macromodelo de tipo puntal no lineal discretizado por fibras [41] calibrado y puesto en marcha para información de mampostería mexicana [5].

- e) Se obtienen las funciones de confiabilidad de estructuras tipo ECML (Estructura de Concreto con Mampostería Ligada) a partir de estructuras tipo ECMD con el fundamente de una presencia no planeada de la mampostería.

Firma del asesor interno: \_\_\_\_\_

Dr. Roberto Pérez Martínez

Firma del asesor externo: \_\_\_\_\_

Dr. José Guadalupe Rangel Ramírez

# ABSTRACT

---

In this research different tools and methods for obtaining seismic reliability functions of spatial reinforced concrete structures are developed, subsequently buildings were studied to assessing the presence unplanned of masonry walls in a soft ground floor. The main hypothesis was demonstrated because the unintended presence of masonry walls is able to influence the overall behavior of the structure , so that the reliability levels are diminished. An additional methodology for characterizing the spatial behavior in terms of reliability is presented, so it is possible to find structural weaknesses that lead to an undesirable torsional behavior and would be possible to make proposals for structural optimization. The proposed spatial reliability through future research could generate interaction diagrams for various damage states scheme. Several recommendations for future research related to the topics covered are established.

## CAPÍTULO 1

# INTRODUCCIÓN

---

*“La naturaleza ha puesto en nuestras mentes un insaciable deseo de ver la verdad”.*

Cicerón.

En la actualidad se construye un gran porcentaje de viviendas ya sea unifamiliares o multifamiliares con sistemas de mampostería. Según cifras de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE), en México más del 90 % de viviendas están construidas con muros de carga a base de mampostería, mostrando el arraigado uso de estos sistemas constructivos en el país [73].

No siempre se toman en cuenta las características particulares de la mampostería como elemento estructural, debido principalmente a las incertidumbres inherentes y a la diferencia de resistencia respecto a elementos de concreto y acero, de manera que los analistas prefieren acotar su influencia mecánica en el modelo estructural.

En una estructura a base de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería de relleno, la resistencia de los muros se considera despreciable en comparación con el resto de los elementos estructurales y se prefiere proporcionar una holgura marco–muro para considerar a los muros como un peso muerto independiente. Es así que la mampostería no es considerada elemento clave en el diseño estructural y su distribución queda definida por los diversos usos arquitectónicos dentro del proyecto (elemento divisorio, aislante térmico, acústico, etcetera).

Cabe señalar que si no se realiza una correcta separación entre los marcos resistentes de la estructura y los muros, la distribución de éstos puede influenciar al sistema estructural y por consecuencia suelen presentarse problemas tales como el *piso suave* y el fenómeno de la *columna corta*, en tal situación la estructura no siempre será capaz de desarrollar un comportamiento adecuado debido a que el modelo matemático utilizado en el diseño desprecia la contribución de rigidez de los muros y por ello no representa al sistema real.

En esta investigación se estudia el sistema tipo ECML (Estructura de Concreto con Mampostería Ligada) esperando que supere el nivel de riesgo del sistema original ECMD (Estructura de Concreto con Mampostería Desligada). Se parte del supuesto diseño estructural tipo ECMD en el cual no fueron respetados los detalles de liga marco-muro.

La existencia de una gran diversidad de riesgos naturales en México es un hecho, debido a que el país se encuentra entre cuatro placas tectónicas se caracteriza como una zona de constante actividad sísmica, dando como resultado los eventos de mayor impacto a nivel económico y social [15]. La costa del Pacífico mexicano, ubicada sobre la subducción de las placas de Cocos y la Norteamericana demanda especial atención por la frecuencia e intensidad de los sismos que en ella se generan al deslizarse y friccionarse dichas placas [12]; resulta indispensable evaluar los niveles de riesgo en la infraestructura ante este tipo de eventos naturales en dicha zona.

Como puede observarse en la Figura 1.1 la zona de subducción en las costas del pacífico queda definida debido al gradiente de la profundidad de los sismos (los puntos rojos corresponden a eventos de profundidad mayor e igual a los 170 *km*), cabe mencionar que existen diversas zonas en la placa Norteamericana que muestran actividad sísmica del tipo intraplaca, este tipo de sismos resultan en su mayoría de magnitudes menores a los sismos de subducción.

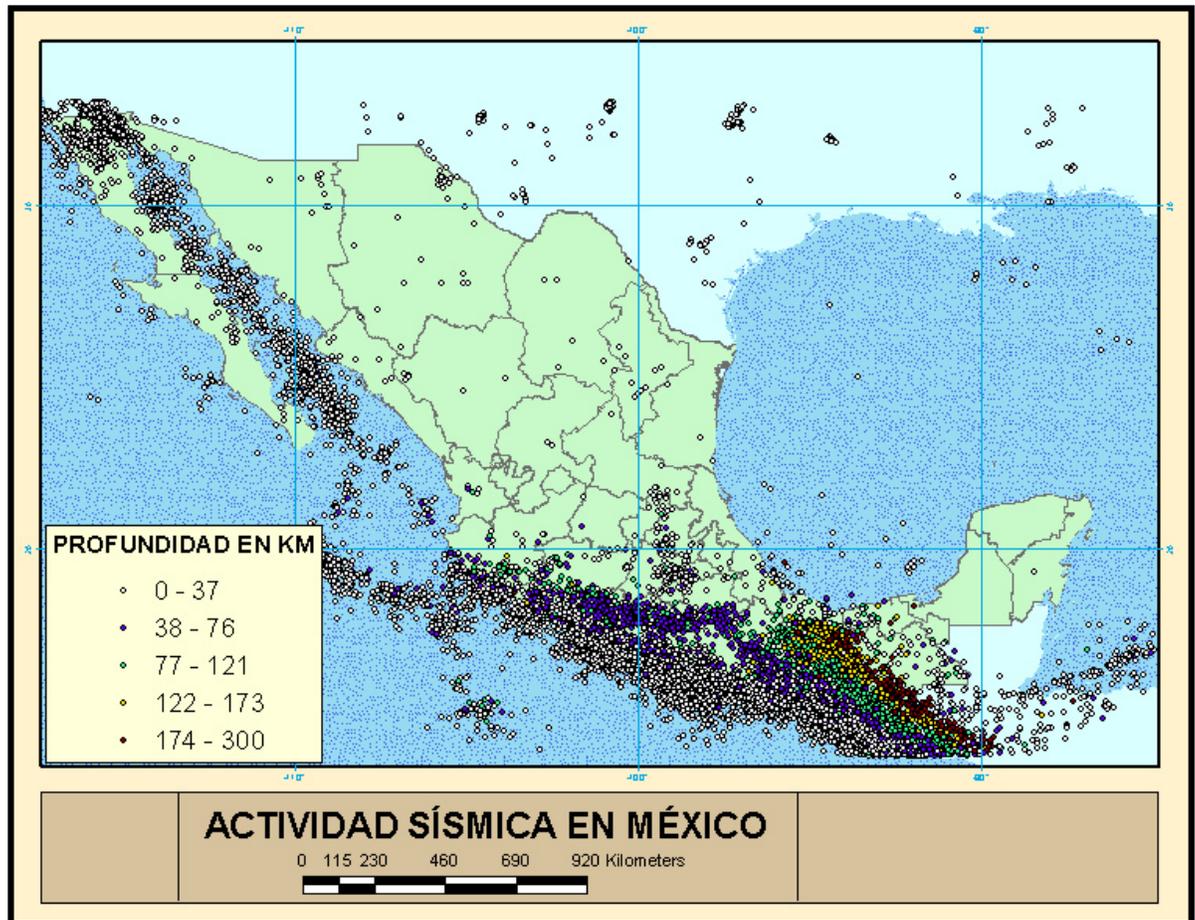


Figura 1.1: Niveles de sismicidad en México respecto a la profundidad durante el periodo de 1985 a 2013. Información recuperada de [89].

Históricamente han ocurrido sismos del tipo interplaca cuyas consecuencias han sido desastrosas tal como el sismo de 1812 en el área de Nuevo Madrid en Missouri Estados Unidos con una magnitud de 7.0 – 8.0, el sismo dejó completa destrucción en la zona, otro evento de importancia es el sismo de Carolina del Sur Estados Unidos

de magnitud estimada de 7.3 [84]. En el norte de México se han presentado sismos importantes tales como el de Bavispe, Sonora, en 1887 de magnitud 7.4 y el de Parral, Chihuahua, de magnitud 6.5 [59].

Las consecuencias tan drásticas de este tipo de sismos se deben principalmente a la falta de un diseño sísmico adecuado que conlleva a fallas no consideradas; algunos autores sugieren que otra posible causa es la baja atenuación de energía sísmica que se presenta dentro de los continentes [59].



Figura 1.2: Profundidad de sismos registrados en Nuevo León durante el periodo de 2006 a 2013. Información recuperada de [89].

El noreste de México ha sido considerado durante mucho tiempo como una región asísmica. Sin embargo, existe la evidencia histórica de la ocurrencia de temblores desde hace más de 160 años, dicha información ha sido confirmada a partir de la

instalación de las estaciones LNIG y MNIG desde enero de 2006 (pertenecientes al Servicio Sismológico Nacional); a través de estos registros y de información geológica se han determinado patrones de comportamiento en la región [68].

La actividad sísmica en el noreste de México es de bajo nivel de riesgo con profundidades de 2 a 38 km y con magnitudes menores a 4.5; en la Figura 1.2 y 1.3 se muestra un grupo de sismos ocurridos en el estado de Nuevo León los cuales a pesar de su magnitud relativamente baja mantienen una actividad constante considerando que los registros son recientes. De esta manera resulta de vital importancia para la gran parte del país el estudio de diversos tipos de sistemas estructurales sometidos ante sollicitaciones sísmicas.



Figura 1.3: Niveles de sismicidad Nuevo León durante el periodo de 2006 a 2013. Información recuperada de [89].

## 1.1 ASPECTOS GENERALES DE LA INVESTIGACIÓN

En este proyecto se tiene como objetivo principal generar herramientas y establecer una metodología para obtener *funciones de confiabilidad* en términos de una medida de la intensidad sísmica dependiente de: la pseudoaceleración sobre el periodo fundamental de vibración, la masa total y la fuerza cortante basal de fluencia en estructuras modeladas tridimensionalmente; para lo anterior se vuelve necesario el estudio del comportamiento en el rango no lineal de las estructuras. Particularmente se estudian sistemas ECML partiendo de la suposición de la existencia de muros que son considerados de relleno en el análisis y diseño estructural (sistema tipo ECMD) pero son finalmente ligados a la estructura durante la construcción. Se estudia la variación de rigidez considerando el caso del *piso suave en planta baja*.

Al realizar análisis no lineales se debe determinar un límite aceptable de deformación y daño, para esto se sigue la filosofía del diseño por *desempeño sísmico* [76], optando por considerar al inicio del colapso como nivel de desempeño en términos de los desplazamientos y distorsiones (diez por ciento de la altura de la estructura como desplazamiento lateral superior), se establece un nivel de daño conforme al denominado índice de rigidez lateral secante [22], para la consideración de la capacidad rotacional de las estructuras se propone un marco de observación tridimensional, así como un grupo de análisis orientados a buscar la capacidad de la estructura espacialmente; de esta manera es posible obtener un margen de seguridad global y proceder con el cálculo de las funciones de confiabilidad.

Cabe mencionar que existen trabajos previos sobre confiabilidad de estructuras con irregularidad debido a la presencia de muros de mampostería siguiendo una metodología semejante [64, 65], en estas investigaciones el análisis se hace a través de marcos planos con simetría donde se utilizan elementos con plasticidad concentrada, de manera que no se ha profundizado en un comportamiento completo de no linealidad material y geométrica en un sistema coordenado tridimensional (como se realiza en esta investigación).

Uno de los principales obstáculos de la investigación es la simulación del comportamiento de los muros de mampostería por lo que este aspecto resulta de vital importancia, debido a ello se retoman *a priori* investigaciones importantes sobre modelación [19, 29, 30, 32, 33, 42, 43, 64] y de esta manera se procede a tomar como punto de partida el modelo considerado más adecuado.

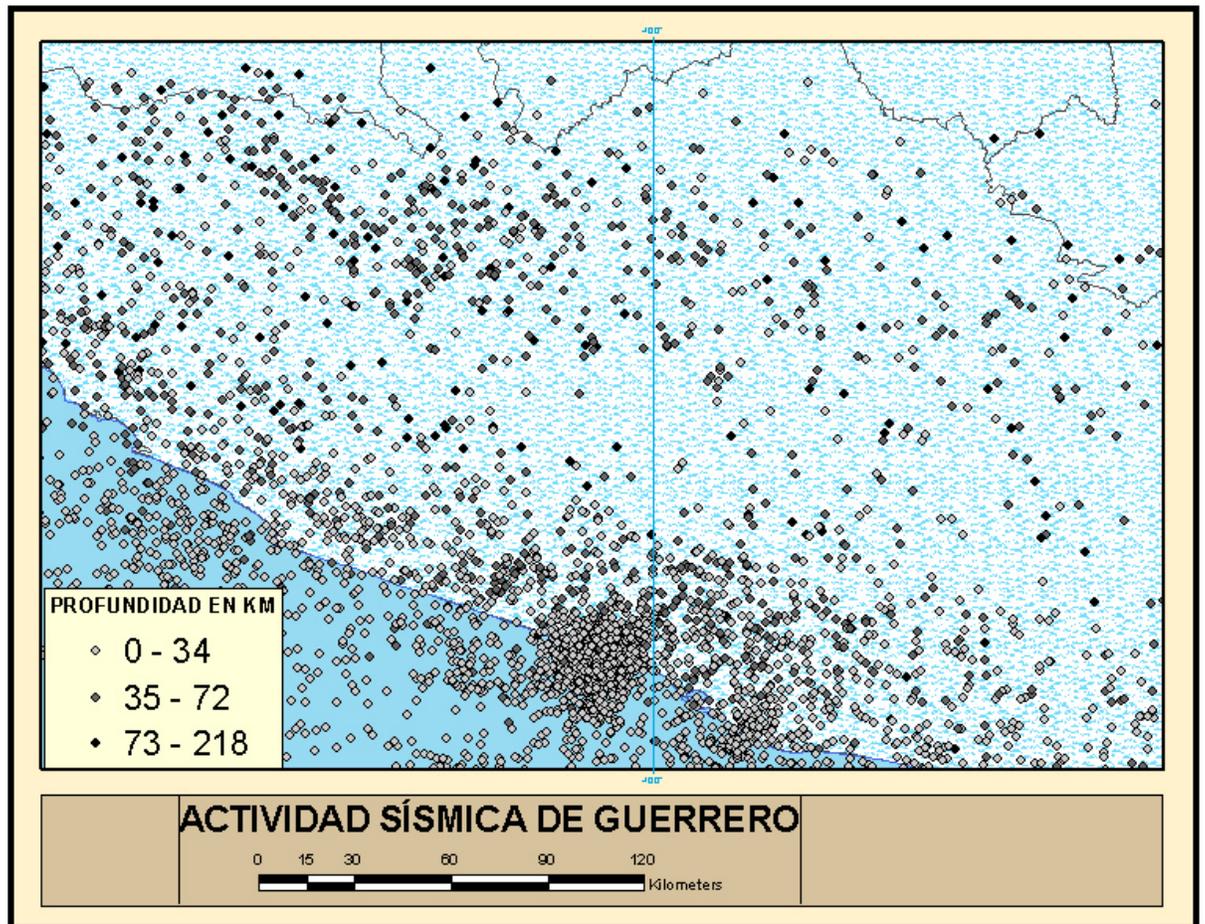


Figura 1.4: Profundidad de sismos registrados en Acapulco Guerrero de 1985 a 2013. Información recuperada de [89].

Se utilizan registros de estaciones en suelo firme cercanas al puerto de Acapulco en las costas del pacífico mexicano, lo anterior debido a la alta sismicidad de la zona, así como a la cantidad y calidad de la información disponible en la región. De los registros se consideran cinco familias de sismos con sus respectivas componentes en tres direcciones perpendiculares, cabe aclarar que aquí se considera la componente

vertical de los sismos debido a la importancia en sismos de subducción, dichos sismos se escalan en amplitud para llegar al colapso de la estructura permitiendo observar las variaciones del comportamiento estructural. En la Figura 1.5 se ilustra el alto nivel de sismicidad en la región de estudio seleccionada, la mayoría de los sismos son de baja magnitud pero en abundancia por lo que el contenido de frecuencias es altamente variable.

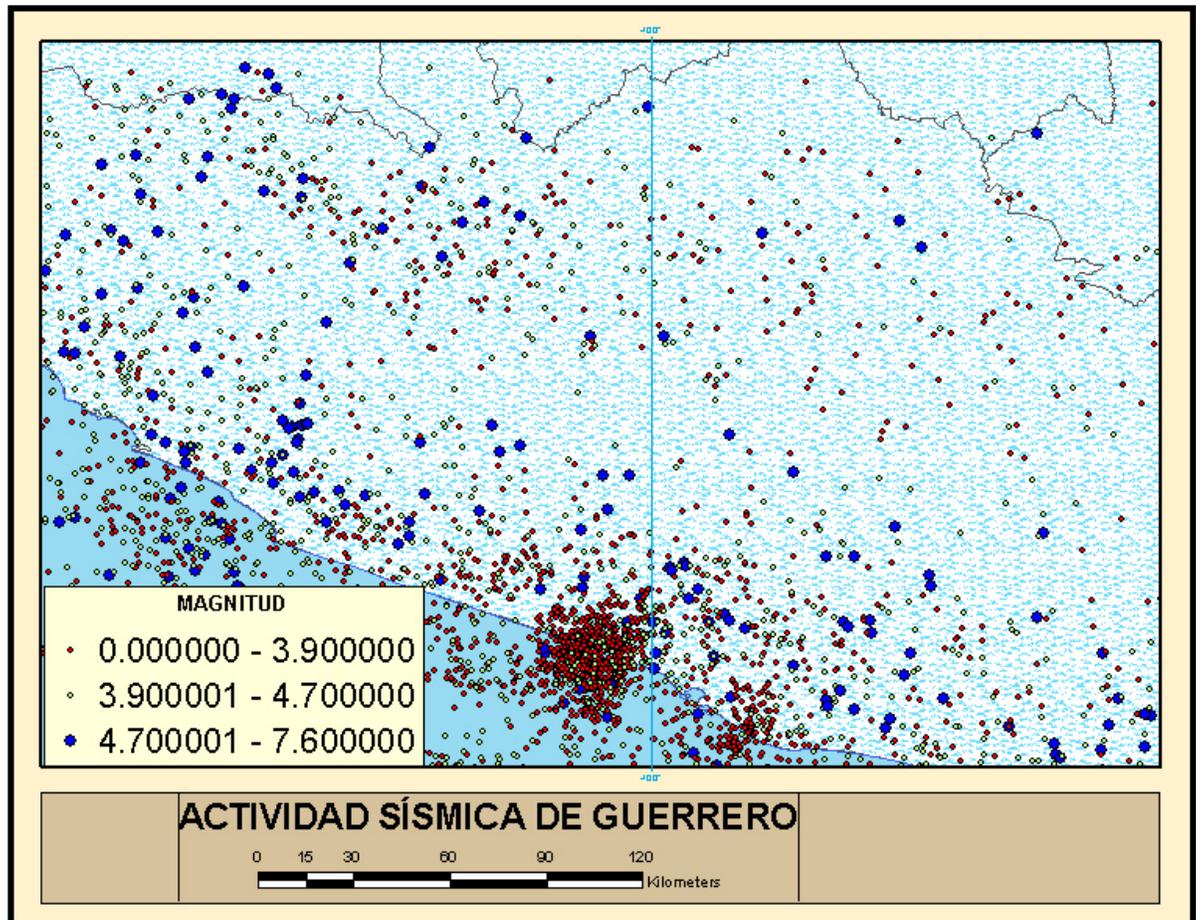


Figura 1.5: Niveles de sismicidad en Acapulco Guerrero de 1985 a 2013. Información recuperada de [89].

Siguiendo un enfoque probabilista del tratamiento de las incertidumbres inherentes resulta necesario un proceso intermedio de simulación de los edificios estudiados para considerar las posibles combinaciones de propiedades de manera global; entre dichas incertidumbres se encuentran las cargas, las características de los materiales y

las características geométricas de los elementos de concreto reforzado. Como parte de esta investigación se presenta el Código-SIB en FORTRAN 90/95 [38], el cual es calibrado con parámetros estadísticos disponibles en un gran número de investigaciones nacionales e internacionales [63, 57, 56, 54, 70, 36] para realizar las simulaciones de Montecarlo bajo diversos modelos probabilistas *ad hoc*.

La simulación de las incertidumbres en la mampostería se obtiene considerando el teorema del límite central bajo un modelo de distribución normal; cabe destacar que se considera que las características físicas no varían por entrepiso de manera significativa, realizando así simulación de Montecarlo unicamente por entrepiso.

Después de la simulación de propiedades se requiere llevar a la estructura al rango de comportamiento no Lineal, para la presente investigación se optó por utilizar la herramienta de análisis Opensees [51], donde se usa el modelo mixto de Kadysiewski Mosalam [40] para la modelación de los muros de mampostería, el *Concrete02* para el concreto confinado y no confinado siguiendo el esquema de modelación de Mander [50]. La formulación no lineal se realiza mediante elementos barra integrados seccionalmente en diversos puntos de integración con interpolación mediante funciones de desplazamientos, vease el *Apendice A*.

## 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 1.2.1 IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL

La mampostería además de servir en la formación de elementos divisorios y de aislamiento de las condiciones climáticas (tales como el calor y sonido), posee la capacidad de rigidizar el sistema disipando la energía debida a cargas laterales y verticales (Figura 1.6), por lo anterior el uso de los muros de mampostería permite economizar y mediante una distribución adecuada de los muros (y de otros elementos no estructurales) es posible mejorar el desempeño sísmico de edificios o bien contribuir a la reparación de estructuras dañadas [67, 62].

Por otro lado una incorrecta distribución de los muros de mampostería es fuente de una gran variedad de problemas estructurales como se ha observado durante eventos sísmicos de gran intensidad tal como el sismo de México en 1985 [24].

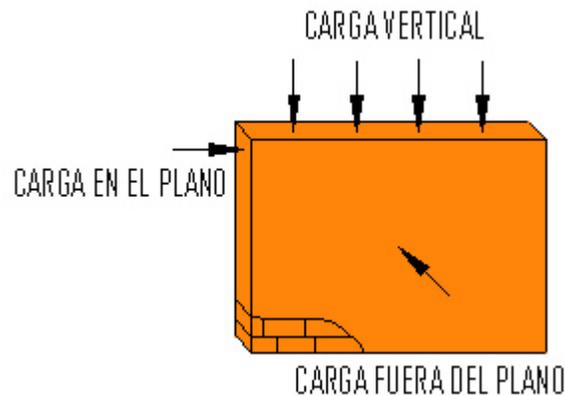


Figura 1.6: Tipos de acciones presentes en los muros de mampostería.

En general para todo tipo de estructuras se pueden identificar dos formas de irregularidad ocasionadas por la distribución de elementos rígidos resistentes:

- En Planta: Cuando la irregularidad se presenta en el plano paralelo al nivel del terreno, ocasiona principalmente problemas de torsión.

- En Elevación: Cuando la irregularidad se presenta sobre la altura de la estructura debido a discontinuidades de elementos rígidos resistentes en los niveles de la estructura.

### 1.2.2 MAMPOSTERÍA DE RELLENO

Una práctica de estructuración común consiste en formar sistemas a base de marcos ortogonales de concreto reforzado, estos sistemas trabajan desarrollando desplazamientos libres en sus planos correspondientes. Cuando se construyen muros de mampostería dentro de los marcos de concreto reforzado, los muros restringen sus desplazamientos libres incrementando la rigidez de entrepiso formando un sistema tipo ECML. Aunado a lo anterior la mampostería posee la capacidad de disponer de diversos tipos de cargas no únicamente las laterales, vease la Figura 1.6, esto repercute más aun en el comportamiento tridimensional de la estructura.



Figura 1.7: Estructuras comunes con muros de mampostería de relleno [17].

La contribución en rigidez y resistencia debida a la presencia de los muros mampostería en la estructura en ocasiones es despreciada por el diseñador al considerarlos como elementos de relleno en el proyecto, sin embargo, se presentan situaciones en las que durante el proceso constructivo no se siguen las recomendaciones adecuadas en la normativa (NTC-2004) y son ligados a la estructura [17, 45]. El problema en general radica en que se desarrolla un modelo estructural con un comportamiento distinto al real, lo cual puede repercutir sensiblemente en la estabilidad local y global de la estructura.

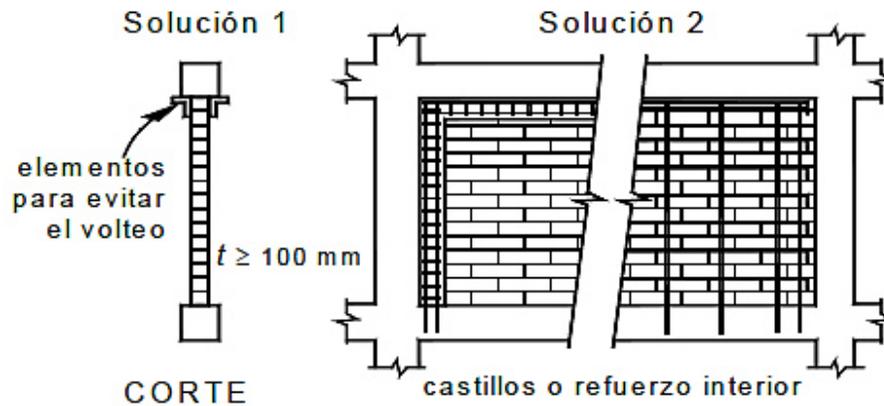


Figura 1.8: Recomendaciones para solucionar los problemas de rigidez debido a la presencia de muros diafragma o de relleno [3].

En la Figura 1.8 se presentan dos posibles soluciones al problema de la mampostería de relleno cuando en el análisis se considera únicamente a la mampostería como carga muerta; la primera consiste en otorgar holguras entre los elementos permitiendo el desplazamiento libre de los marcos, la segunda posibilidad consiste en construir los muros de mampostería del tipo reforzado interiormente.

Se presentan de manera resumida diversas ventajas y desventajas de los muros de mampostería en la Tabla 1.1. A continuación se presenta una descripción de los problemas más importantes ocasionados por la presencia de muros de mampostería.

#### EL PISO SUAVE EN PLANTA BAJA

En caso de que la rigidez de entrepiso sea constante las cargas de inercia tienden a distribuirse de forma controlada en cada nivel; cabe mencionar que cuando se presenta un cambio súbito en la distribución de los muros a lo alto de la estructura, la rigidez de entrepiso se ve reducida. Como consecuencia el piso en el cual se reduce la rigidez, debido a su mayor capacidad de deformación deberá ser capaz de disipar, o dirigir la energía histerética de los pisos superiores hacia el piso inferior inmediato generando así un sistema de aislamiento sísmico el cual, sin embargo, perjudica la estabilidad de toda la estructura.

Tabla 1.1: Ventajas y Desventajas de los Marcos Rellenos de Mampostería [58].

Ventajas	Desventajas
Alta rigidez	Posible irregularidad en la rigidez con la altura (piso suave)
Alta resistencia	Irregularidad en la resistencia con la altura (piso debil)
Bajos requerimientos de ductilidad	Irregularidad de rigidez en planta (efectos de torsión)
Altura mayor de entrepiso en ciertas condiciones	Distribución impropia de fuerza entre las columnas del marco
Fractura dúlctil por cortante	Distribución impropia de fuerzas en el plano
Diseño de marcos para cargas laterales pequeñas	Incremento en cargas de diseño por periodos cortos de vibrar
Creación de sistemas acoplados con fuerzas axiales en los marcos en lugar de momentos	Incremento en las cargas de diseño por factores de bajo comportamiento del conjunto



Figura 1.9: Disposición de estacionamientos que induce el piso suave en planta baja.

Cuando la planta baja presenta el cambio súbito de rigidez, a esta configuración irregular de muros se le conoce como *piso suave en planta baja*; es el problema de estudio primario en esta investigación, a pesar de ser uno de los sistemas estructurales menos adecuados para la disipación de cargas sísmicas es de gran uso en la actualidad.

Como puede observarse en la Figura 1.10 la concentración de esfuerzos cortantes produce fallas en las columnas provocando que el piso inferior colapse mientras que los pisos superiores no reciben daño considerable.



Figura 1.10: Estructuras con falla global debido al piso suave en planta baja [17, 82].

#### LA COLUMNA CORTA

Otro fenómeno asociado a la distribución de los muros dentro del sistema de marcos es conocido como *columna corta*, donde debido a la distribución de la mampostería existen huecos en la parte superior de las crujías y se generan concentraciones de esfuerzos cortantes dentro de las columnas en un mismo nivel, estas concentraciones generalmente no son consideradas en el análisis y diseño estructural.

Este problema de irregularidad es bastante común en la construcción debido a las necesidades arquitectónicas tan diversas, uno de las principales causas es la disposición de aberturas de ventilación e iluminación en las partes superiores de ciertos muros. Dicho fenómeno no se estudia en la presente investigación.



Figura 1.11: Falla por cortante debido al fenómeno de la columna corta [17].

## 1.3 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

### 1.3.1 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACION

La problemática actual sobre la demanda creciente de espacio en las grandes ciudades obliga al uso lo más eficiente posible del área urbana recurriendo a la construcción de edificaciones de varios niveles, por otro lado respecto a los costos de construcción se vuelve indispensable la aplicación de técnicas lo más económicas y rápidas posibles; es aquí cuando el uso de la mampostería toma importancia por su facilidad de construcción y bajo costo.

No basta con satisfacer los requerimientos iniciales en una construcción, puesto que con el tiempo las incertidumbres de las solicitaciones sísmicas y de las propiedades de los materiales determinan el comportamiento real del conjunto. Por lo anterior se acepta la naturaleza probabilista del comportamiento de las estructuras y la necesidad de recurrir a un análisis que considere la aleatoriedad de las cargas y el sistema para poder determinar los niveles de probabilidad de falla.

### 1.3.2 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

#### OBJETIVO GENERAL

Generar herramientas y establecer una metodología para obtener *funciones de confiabilidad* de acuerdo a la propuesta mexicana de confiabilidad sísmica [22], pero aplicada a estructuras modeladas tridimensionalmente; particularmente de sistemas ECML partiendo de la suposición de la existencia de muros que son considerados de relleno en el análisis y diseño estructural (sistema tipo ECMD) pero son finalmente ligados a la estructura durante la construcción.

#### OBJETIVOS PARTICULARES

- Determinar los sistemas estructurales de estudio y sus propiedades de diseño más importantes.
- Determinar el modelo *ad hoc* para la simulación no lineal de la mampostería.
- Determinar las principales propiedades por ser simuladas conforme al modelo utilizado.
- Determinar las cargas sísmicas de estudio.
- Obtener las funciones de confiabilidad sísmica.
- Obtener información útil para obtener criterios de diseño.

### 1.3.3 LIMITACIONES Y DELIMITACIONES

A continuación se presentan las limitaciones y delimitaciones sobre las cuales la investigación se lleva a cabo.

## DELIMITACIONES

- Se sigue la filosofía de diseño sísmico por desempeño, donde el fundamento principal es que las estructuras deben ser capaces de resistir las solicitaciones sísmicas asociadas a un cierto periodo de retorno, con costos y daños aceptables en la estructura [76].
- Los muros son de *mampostería confinada* y los marcos son de *concreto reforzado*. La mampostería considerada es de tabique rojo recocido semejante a las probetas de estudio tipo *M2* de Aguilar y Alcocer [5]. Se cumplen las diversas normativas y características estructurales especificadas en los reglamentos de construcción nacionales [16, 3, 1]. No se estudian configuraciones que inducen el fenómeno de la columna corta.
- Para tomar en cuenta las incertidumbres de cargas y de elementos constitutivos en las estructuras se utiliza la técnica de simulación de Montecarlo, lo anterior usando los modelos probabilistas calibrados en el SIB [38]. Se realizan *cinco* simulaciones por cada sistema estructural estudiado y una simulación por grupo de propiedades medias.
- Para la consideración del comportamiento histerético de los elementos estructurales se utilizan los modelos incluidos en Opensees [51]: el modelo de Concrete 02 para elementos de concreto (confinado y no confinado), el modelo Steel 02 para el acero de refuerzo y el de Kadysiewski y Mosalam para la mampostería [40].
- Para la estimación de la rigidez inicial del sistema y su capacidad se utiliza un análisis incremental de cargas (pushover) con perfil de cargas triangulares inversas de igual magnitud a las cargas de análisis dinámico modal elástico de acuerdo a diversos reglamentos nacionales [16, 3, 1].
- Para considerar el riesgo sísmico se realiza un análisis con las señales de sismos reales registrados en terreno firme en la zona de Acapulco Guerrero, México.

Los sismos son escalados en amplitud para obtener diversos estados límite e información del comportamiento de la estructura; se consideran las tres componentes de los sismos.

- Para la estimación del índice de daño se utiliza el índice de reducción de rigidez secante, IRRS [22]; para la generación de las funciones de confiabilidad se utiliza el índice  $\beta$  sobre un margen de seguridad global [18].
- Interacción Suelo–Estructura. Se considera la estructura desplantada en base rígida (*i.e.* no hay interacción suelo–estructura).

#### LIMITACIONES

- Los sismos de estudio. Los sismos a los que se someten las estructuras corresponde a una porción considerada basada en su nivel de intensidad a partir de los registros disponibles a la fecha.
- Modelado de la Mampostería. En el modelado de los muros de mampostería no se considera aberturas y su comportamiento se limita a las capacidades del modelo (vease el *Capítulo 4*). Igualmente para los modelos considerados del concreto confinado, no confinado y el acero de refuerzo.
- Simulación de Incertidumbres. Actualmente las incertidumbres simuladas por sección no tienen correlación directa respecto al eje principal longitudinal en función de la distancia entre puntos de control.
- Relación de las Dimensiones en Planta de los Muros de Mampostería. Las dimensiones de los muros se limitan a un valor cercano a la unidad; de esta manera el tipos de falla más probable es la falla por corte diagonal.
- Simulaciones Consideradas. Debido a la demanda computacional y horas CPU fuera del alcance de la presente investigación sólo se considera un espacio muestral de cinco sistemas tipo ECML y cinco sistemas tipo ECMD.

### 1.3.4 HIPÓTESIS PRINCIPAL

La disposición de los muros de mampostería con piso suave en planta baja, genera problemas en la distribución de rigidez provocando concentraciones de esfuerzos cortantes ante la exposición de fenómenos sísmicos considerables afectando el grado de la confiabilidad en toda la estructura de manera que es posible establecer criterios de confiabilidad en términos de los desplazamientos del último entrepiso.

## 1.4 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

En el *Capítulo 2* se presenta información histórica de la mampostería y se presentan conceptos fundamentales relacionados a la presente investigación.

En el *Capítulo 3* se presentan investigaciones importantes del tipo teórico y experimental en el campo de estudio de los muros de mampostería así como aquellas que sirven de *estado del arte* para la investigación.

En el *Capítulo 4* se presentan las bases teóricas necesarias para llevar a cabo el proceso de confiabilidad; en primer lugar se definen las características y problemáticas del modelado de los muros de mampostería y posteriormente la secuencia de cálculos para obtener las funciones de confiabilidad con la metodología propuesta.

En el *Capítulo 5* se exponen los procesos realizados durante este estudio, igualmente se expone un marco teórico para caracterizar la confiabilidad en sistema con mayor disposición a los fenómenos de torsión.

En el *Capítulo 6* se exponen resultados importantes de las simulaciones y los análisis no lineales mientras que en el *capítulo 7* se exponen las conclusiones y recomendaciones principales de la investigación, igualmente se propone un grupo de investigaciones para trabajo futuro.

## CAPÍTULO 2

# CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERÍA

---

*“El experimentador que no sabe lo que está buscando no comprenderá lo que encuentra”.*

Claude Bernard.

## 2.1 LA MAMPOSTERÍA EN EL TIEMPO

Desde los primeros pasos de las civilizaciones humanas, la mampostería fue elemento clave en el desarrollo de un lugar adecuado para sobrellevar las inclemencias naturales, incluso hoy en día algunas de estas construcciones continúan asombrando por su excelente conservación, para esto basta con nombrar la gran muralla China (1500 a. c.), las pirámides de Egipto (2500 a. c.), de México y Centroamérica (500 a. c.). Debido a que a pesar de las inclemencias naturales estas construcciones antiguas siguen en pie, el estudio de su comportamiento es elemento clave en la revisión de las propuestas estructurales de la actualidad, A. Bayraktar *et al* [9] realizan un estudio sobre diversas de estas construcciones de relativa antigüedad con la finalidad de entender su funcionamiento y aprovecharlo.

A continuación se presentan en orden cronológico ciertas características del desarrollo de la mampostería en diversas culturas, esperando ampliar la percepción de este sistema constructivo; para profundizar en el tema se recomienda revisar las referencias [31] y [34] mismos que se sirven de fuente en este capítulo.



Figura 2.1: Yacimiento arqueológico Dun Dubhchathair, islas de Aran (Irlanda).

### 2.1.1 AMANECE EN LA PREHISTORIA

Probablemente uno de los primeros elementos que utilizó el hombre primitivo buscando moldear un lugar adecuado para habitar fueron las rocas que encontraba disponibles en su entorno, posteriormente recurrió al uso adicional de mezclas de ciertos suelos (morteros de barro) para mantener uniones entre las rocas con grandes irregularidades; dicha mezcla serviría después para moldear a mano elementos semejantes entre sí. La elaboración de piezas regulares hizo posible un acomodo más estable y esto logró reducir así la dificultad de obtener las rocas.

Existen vestigios del uso de rocas como mampostería en poblados que van desde las islas Aran, en Irlanda, hasta Catal Hüyük en Anatolia, cerca de 10000 años después el mismo sistema constructivo fue empleado por los Incas en Ollantaytambo cerca de Cusco en lo que corresponde actualmente a Perú.



Figura 2.2: El Gran Zigurat Neo-Sumerio de Ur (Irak).

Las unidades de barro formadas a mano más antiguas se han encontrado en Jericó en el medio oriente y en otras partes en formas muy diversas, siendo la cónica una de las formas más comunes de las cuales se han encontrado en conjuntos de muros en Mesopotamia con una antigüedad cercana a los 7000 años y en las costas de Perú, en huaca prieta con una antigüedad de 5000 años.

### 2.1.2 PRIMEROS PASOS EN SUMERIA

Los sumerios (siglo IV a. C.) son considerados en la actualidad los iniciadores de la civilización y de los primeros desarrollos ingenieriles, a tal grado que se consideran los inventores de la ciudad; título que se ganaron desarrollando la arquitectura del adobe a escala monumental y las construcciones tipo arco a través del uso de moldes de madera en forma de paralelepípedo para la fabricación de las piezas de mampostería de adobe con paja secadas al sol.

Se reconoce también a los sumerios la invención de los ladrillos cerámicos al llevar el adobe al horno (siglo III a. C.). Para la construcción se utilizaba mortero de betún o alquitran mezclado con arena, sustancias abundantes en la región; en construcciones elevadas el mortero era reforzado con fibras de caña aumentando la resistencia a la tensión.

Como muestra de la importancia de las construcciones en Babilonia, los ladrillos cerámicos tenían inscripciones en bajo relieve que relataban tanto aspectos importantes de la obra como historias de ésta y de los autores; dichos ladrillos terminada la obra eran esmaltados.

### 2.1.3 CULTURAS DE MESOAMÉRICA

Las construcciones de las civilizaciones mesoamericanas cuentan con rasgos característicos generales, sin embargo, la gran variedad de culturas y creencias religiosas se vieron reflejadas en una gran variedad de estilos arquitectónicos y técnicas constructivas.

Entre las civilizaciones mesoamericanas resalta la civilización maya, la que entre numerosos avances constructivos desarrollo toda una tecnología de mampostería de tabique de arcilla cocida similar a la usada en la actualidad en México como puede observarse en la zona arqueológica de Comalco en Tabasco.

Las culturas mesoamericanas descubrieron la actividad puzolánica de diferentes materiales como el nejayote residuo de la nixtamalización del maíz, las cenizas volcánicas, las arcillas calcinadas y molidas finamente, se utilizaron a su vez diversos agregados naturales tales como la piedra pómez y las piedras volcánicas.



Figura 2.3: Zona arqueológica de Comalcalco en Tabasco.

En el Tajín, existen vestigios de edificios cubiertos con grandes losas de concreto ligero sin refuerzo resultado de una correcta proporción y una buena fabricación del concreto. Para la unión de elementos en la mayoría de los casos fue utilizado un mortero de cal y arena, aunque existe evidencia del uso de mezclas de resina vegetal y arena.

#### 2.1.4 MANIFESTACIONES EN EGIPTO Y GRECIA

En Egipto y Grecia el sistema constructivo de preferencia fue la mampostería ciclópea. En Egipto las rocas utilizadas eran llevadas a su lugar de trabajo por medio de balsas cruzando el río Nilo desde las montañas; la mampostería usada era de piedras calizas, areniscas, granitos, basaltos y albastros que eran asentadas con morteros de yeso y cal.



Figura 2.4: Piramides de Guiza.

Grecia basó su arquitectura en elementos de mampostería de piedra caliza asentados con morteros de cal y recubiertos de mármol, el cual se encontraba disponible en la región.

### 2.1.5 LA EXPERIENCIA ROMANA

Los romanos crearon una arquitectura diversa, en sus construcciones aprovecharon desde las mejores canteras egipcias, hasta piedras de sus depósitos de caliza, travertino y tufa volcánica, en ocasiones utilizaron el lujoso mármol griego e incluso la mampostería de arcilla de los sumerios.

La civilización romana desarrollo diferentes sistemas constructivos como fruto del descubrimiento de un compuesto equivalente al concreto puzolánico moderno, sus uso permitió acelerar los procesos de endurecimiento de las construcciones facilitando el crecimiento de la infraestructura del imperio. Esta sustancia era conocida por los romanos como arena de Putuoli puesto que fue encontrada en la vecindad de Baia y Putuoli y en los alrededores del monte Vesubio según se narra en el conocido relato de Vitruvio (25 a.C.).



Figura 2.5: El teatro de Herodes Ático (Atenas).

El uso de este cemento facilitó la construcción del arco, la bóveda y la cúpula; la construcción de cimentaciones competentes y la mejora de las bases de pavimentos fueron otros avances constructivos producto su uso.

### 2.1.6 RETROCESO Y REINVENCIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

El desarrollo de la civilización europea se detuvo a lo largo de la edad media, en el aspecto constructivo no fue diferente ya que se dejaron de fabricar ladrillos por varios siglos y desaparece la tecnología del cemento y el concreto.

Es hasta el siglo XII cuando se reinventa la mampostería dado que los arcos sumerios y romano de medio punto se sustituyen por el arco gótico y la bóveda de crucería que permitieron cubrir grandes claros. Para estos nuevos sistemas se utiliza mampostería de arcilla o piedra con juntas gruesas de morteros de cal. En Europa occidental se prefiere utilizar la mampostería para controlar desastrosos incendios. Cerca del año 1500 a.C. se construye la gran muralla China con una altura de 9 metros construida con ladrillos de arcilla unidos con mortero de cal.



Figura 2.6: Puente del acueducto de Segovia.

Con la revolución industrial se extiende la aplicación de la mampostería de ladrillos de arcilla y se mejora la producción mediante el uso del gas como combustible y la producción de hornos más eficientes.

La mampostería de ladrillo europea se lleva al nuevo mundo realizando un sin número de edificaciones coloniales.

### 2.1.7 LA MAMPOSTERÍA SE REFUERZA

El ingeniero británico Brunel propone por primera vez la aplicación de refuerzo de hierro forjado en una chimenea contruida de mampostería. En 1889 un ingeniero frances de nombre Paul Cottancin presenta un método patentado para la aplicación de refuerzo en edificios de mampostería.

Los siguientes tipos de muros de mampostería modernos que se pueden identificar en las Normas Técnicas Complementarias (NTC-2004) [1].

- Muros diafragma o de relleno.
- Muros de mampostería confinada.
- Mampostería reforzada interiormente.
- Mampostería no reforzada.
- Mampostería de piedras naturales.



Figura 2.7: Construcciones de mampostería con refuerzo.

### MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

Los muros confinados están rodeados por castillos y dalas formando un marco rígido, en su construcción se coloca la mampostería y los elementos de concreto a la par; se deben de cumplir diversos requisitos tanto geométricos como de refuerzo definidos en la sección de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería [1].

### MUROS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE

Los muros reforzados interiormente se conforman en su mayoría de piezas huecas dentro de las cuales se coloca refuerzo en sentido vertical y horizontal conformando elementos tipo castillo y dadas en su interior, se deben cumplir diversos requisitos tanto geométricos como de refuerzo definidos en la sección de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería [1].

### MUROS DE MAMPOSTERÍA NO REFORZADA

Se denomina de esta forma a los muros de mampostería que no cumplen con los diversos requisitos tanto geométricos como de refuerzo definidos en la sección de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería [1]. Estos muros no deben cumplir funciones estructurales.

### MUROS DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRAS NATURALES

Se denomina de esta forma a los muros de mampostería que se componen de piedras naturales labradas, su principal uso es como elementos divisorios en exterior.

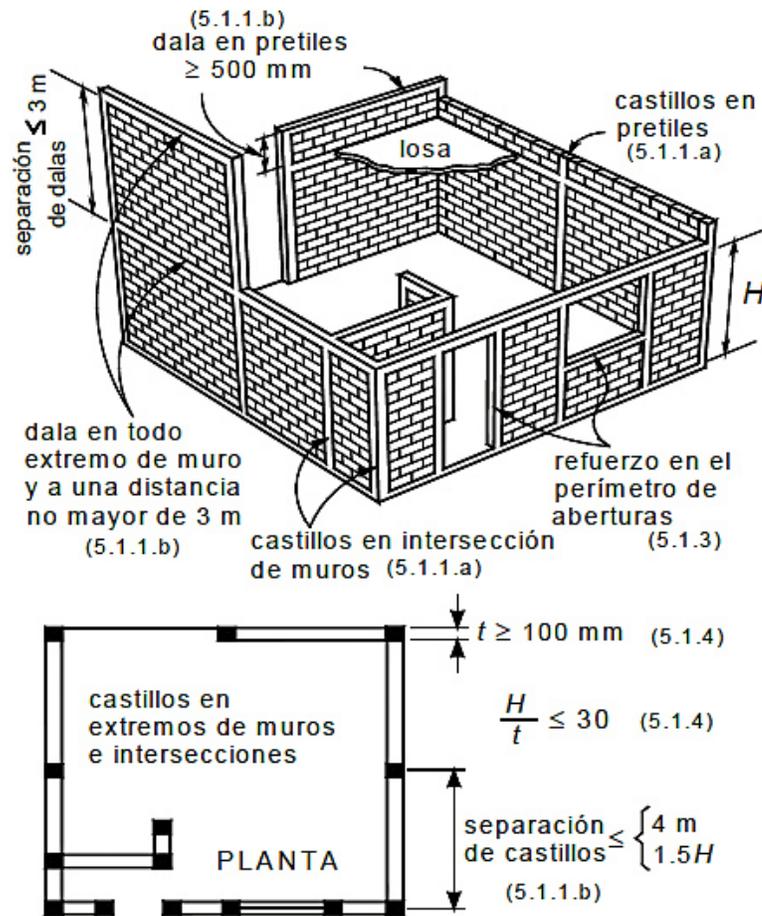


Figura 2.8: Requisitos de los muros de mampostería confinada [3].

## CAPÍTULO 3

# MARCO CONTEXTUAL

---

*“Una cosa es continuar la historia y otra repetirla”.*

Jacinto Benavente.

### 3.1 METODOLOGÍA BASADA EN EL DESEMPEÑO

El diseño basado en el *desempeño sísmico* es un moderno enfoque de diseño en el cual se busca que las estructuras sean no sólo capaces de resistir los eventos sísmicos extremos esperados sin colapsar, sino que igualmente sean capaces de resistir fenómenos de menor intensidad sísmica sin presentar daños catastróficos que impidan el uso de las estructuras.

La filosofía del desempeño como es recomendada por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, Vision 2000) [76], y por la Guía del Programa para la Reducción de Riesgo Sísmico Nacional de los Estados Unidos (NEHRP) [61] se basa en el equilibrio entre tres factores: la protección de vida, la reducción de daño en las estructuras y la reducción de pérdidas económicas. De esta manera, se establecen diversos niveles de desempeño según los tres factores considerados anteriormente; los niveles estarán determinados a su vez por la naturaleza de la zona en la que se encuentran las estructuras (peligro) y la finalidad de la estructura (importancia).

En primer lugar conviene destacar cuáles son dichos niveles de desempeño, para esto se refiere a la Tabla 3.1; como puede observarse existen cuatro niveles básicos en los que se espera un comportamiento referente al nivel del evento sísmico.

Tabla 3.1: Descripción de los Niveles de Desempeño Estructural Respecto al Nivel de Daño. Adaptado de [79].

Estado de Daño	Guía del NEHRP	Visión 2000	Descripción
Despreciable	Operacional	Completamente Operacional	No se presenta daño significativo en componentes estructurales o no. Disponible para ocupación inmediata
Ligero	Ocupación Inmediata	Operacional	No hay daño estructural, los elementos no estructurales estan seguros. La estructura esta en etapa funcional
Moderado	Protección de la Vida	Vida Segura	Daño estructural significativo, los elementos no estructurales pueden no funcionar. Se requieren reparaciones.
Severo	Prevención del Colapso	Cercano al Colapso	Daño estructural y no estructural importante, reducción de resistencia y rigidez. Pequeño margen de colapso y gran cantidad de escombros.

En la Tabla 3.2 se establece la relación entre los niveles de desempeño buscados, como puede observarse existen a su vez tres clasificaciones principales de niveles buscados: para estructuras ordinarias, estructuras esenciales y estructuras de seguridad crítica.

Tabla 3.2: Niveles de Desempeño Estructural Recomendados por la SEAOC. Adaptado de [76].

0.–Desempeño Inaceptable 1.–Instalaciones Básicas 2.–Instalaciones Esenciales 3.–Instalaciones Críticas	Niveles de Desempeño Sísmico			
	Nivel de Movimiento Sísmico	Totalmente Operacional	Operacional Operacional	Vida Segura
Frecuente T=43 años	1	0	0	0
Ocasional T=72 años	2	1	0	0
Raro T=475 años	3	2	1	0
Muy Raro T=970 años	–	3	2	1

La determinación de los *niveles de desempeño* requiere en primer instancia de la determinación de dos propiedades características de los sistemas estructurales: *la capacidad sísmica* y *la demanda sísmica*. De esta manera el desempeño consiste en la evaluación del nivel de superioridad de la capacidad sobre la demanda del sistema [7].

En el caso de las estructuras con muros de mampostería de relleno, los niveles de desempeño en la etapa de *seguridad de vida* son primordiales debido a que la falla de los muros fuera del plano puede provocar derrumbes importantes afectando directamente la seguridad de los ocupantes. Por otro lado, los muros pueden provocar la formación de *piso suave* participando directamente en la etapa de *prevención de colapso*.

## 3.2 ESTADO DEL ARTE

### 3.2.1 INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES

A lo largo del siglo XX se realizaron un conjunto de investigaciones buscando estudiar de qué manera realizar construcciones más eficientes con el uso de la mampostería como elemento resistente a cargas laterales, lo anterior debido a que diversas investigaciones reportaban la contribución de los muros a la resistencia y rigidez de edificios.

Polyakov [66] a través de trabajo experimental en muros de mampostería a escala, presenta una propuesta de un modelo analítico a través de puntales a lo largo de las diagonales del muro que únicamente soportan esfuerzos de compresión.

Fiorato, Sozen y Gamble [29] estudian la influencia de los muros de relleno de mampostería en los marcos de concreto reforzado, realizaron ocho modelos a escala de marcos rellenos de mampostería sujetos a carga lateral y en algunos casos a carga vertical; definiendo los mecanismos de falla, la influencia de las variables de control, concluyendo que la resistencia y rigidez es mayor en los marcos rellenos de mampostería aún con ciertas aberturas y diversas relaciones de aspecto en comparación con los marcos libres.

Williams [85] presenta en su tesis doctoral un estudio sobre el comportamiento sísmico de muros de mampostería de cortante reforzada considerando la degradación de rigidez y resistencia en muros de block ante diversas distribuciones de refuerzo aplicando cargas horizontales cuasi estáticas.

Tomazevic, Lutman y Petkovic [81] realizan una investigación experimental extensa probando cuatro grupos de patrones de carga en 32 muros de mampostería de iguales características a escala, se muestra la influencia de la variación en los patrones, velocidad de aplicación y combinaciones de cargas.

Crisafulli [19] propone un modelo general del comportamiento histerético de los muros de relleno de mampostería mediante una extensa cantidad de información experimental proveniente principalmente de América Latina, dicho modelo de comportamiento histerético es incluido en el software Ruaumoko [10].

Existen estudios recientes sobre muros divisorios de yeso con mortero de relleno expuestos ante cargas laterales [87, 77] donde se presenta información de la contribución lateral de elementos de este tipo, dejando la posibilidad de que futuras investigaciones pueden estar orientadas en análisis de confiabilidad y optimización considerando estos elementos no estructurales.

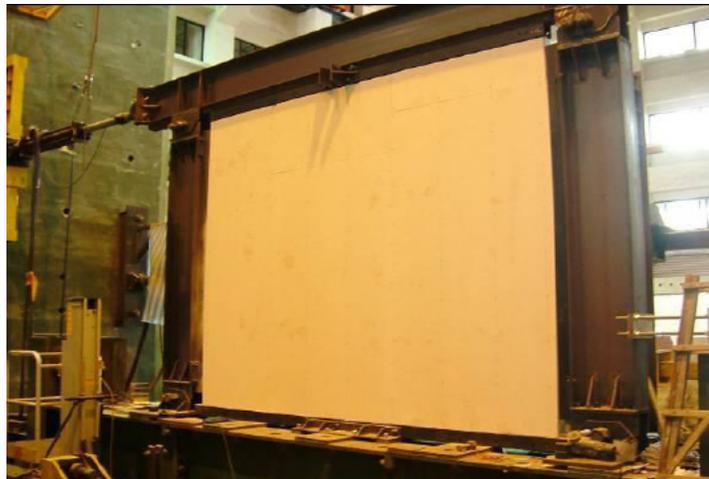


Figura 3.1: Muro a escala real de yeso sometido a cargas horizontales [87].

El comportamiento fuera del plano de los muros de mampostería es elemento clave para la comprensión global de la mampostería; sin embargo, es un problema complejo de estudio reciente. Algunos investigadores sugieren que la estabilidad de los muros está determinada por la capacidad de deformación plástica por tensión [8].



Figura 3.2: Muro a escala real sometido a cargas fuera del plano [8].

### 3.2.2 MÉXICO Y AMÉRICA LATINA

Esteva L. [23] fue uno de los primeros en realizar investigaciones sobre el comportamiento de los muros de mampostería, en este trabajo el autor remarca la importante necesidad de realizar investigaciones experimentales con materiales y procesos constructivos del país para obtener resultados representativos.

Meli [52] realizó un estudio de las propiedades mecánicas del mortero y la mampostería estudiando los modos de falla de mampostería bajo compresión y cortante en ensambles pequeños de mampostería teniendo así información estadística, a su vez estudio muros a escala ante cargas laterales en una dirección y cíclicas alternadas generando un modelo de comportamiento histerético con los datos obtenidos.

Meli [53] analiza las características estructurales de la mampostería en México y los diversos beneficios de su uso ante cargas sísmicas.

Alcocer *et al* [6] realizan una investigación experimental para determinar los patrones de falla y el comportamiento general de la mampostería ante cargas sísmicas con diversos grados de acoplamiento.

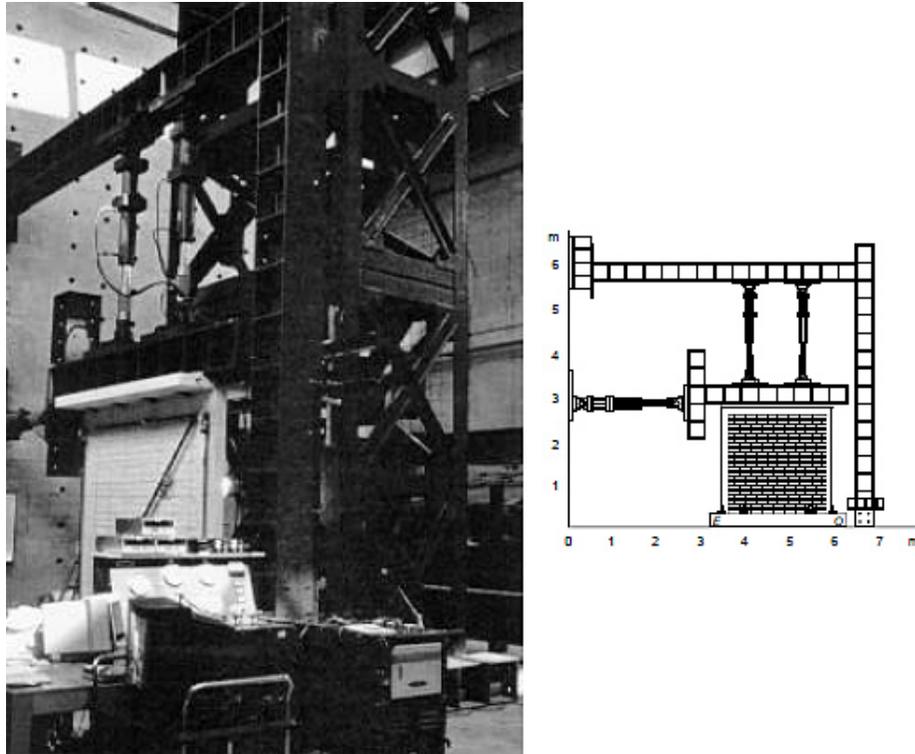


Figura 3.3: Esquema de carga horizontal en el plano [5].

Aguilar y Alcocer [5] determinan las características de diseño y construcción de muros de mampostería con diversos tipos de confinamiento y con el empleo del refuerzo horizontal, se presenta el comportamiento de los muros reforzados de esta manera para resistir cargas sísmicas; los resultados permiten desarrollar diversas normativas NTC-2004 [3]. El comportamiento de las probetas de estudio M2 y M4 constituye la principal fuente de información para este proyecto.

### 3.2.3 MODELACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA.

Debido a la naturaleza propia de la mampostería, las investigaciones en México y el mundo se han realizado de manera dispersa y han servido para satisfacer diversas necesidades donde se recurre a una variedad de metodologías para la consideración

de la aplicación de cargas, de las dimensiones y de otras variables de interés. Como consecuencia existen gran cantidad de modelos numéricos y analíticos de la mampostería. Por lo anterior, la selección de un modelo que simule las propiedades mecánicas de los muros es un factor determinante en la modelación de cualquier estructura con algún tipo de mampostería.

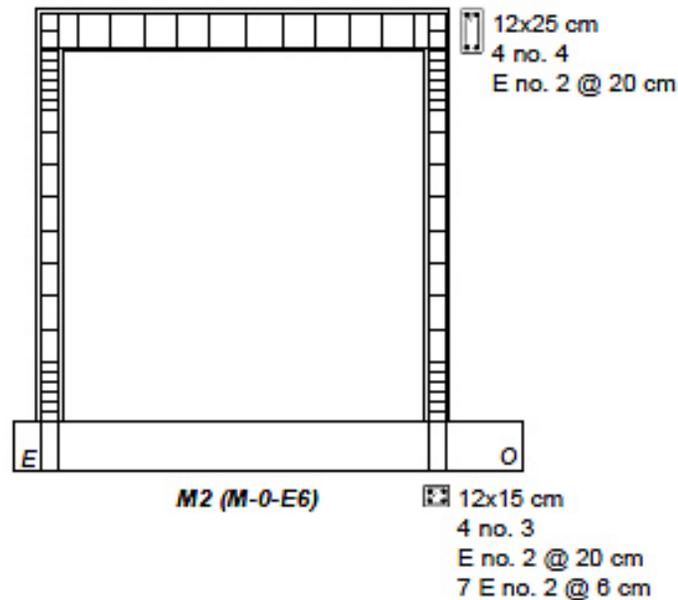


Figura 3.4: Propiedades de diseño del espécimen M2 [5].

Uno de los proyectos en el cual se realiza tanto experimentación y modelación numérica es el de Hashemi y Mosalam [33]; se obtienen resultados de un modelo estructural de prueba elaborado de concreto reforzado con muros de mampostería no reforzada de relleno a escala, el cual es sometido a cargas dinámicas por mesa vibradora. Con los resultados experimentales y de modelación por *elementos finitos no lineales* se calibra y presenta un modelo tipo *puntal-tensor* tridimensional que considera la representación de efectos dentro y fuera del plano.

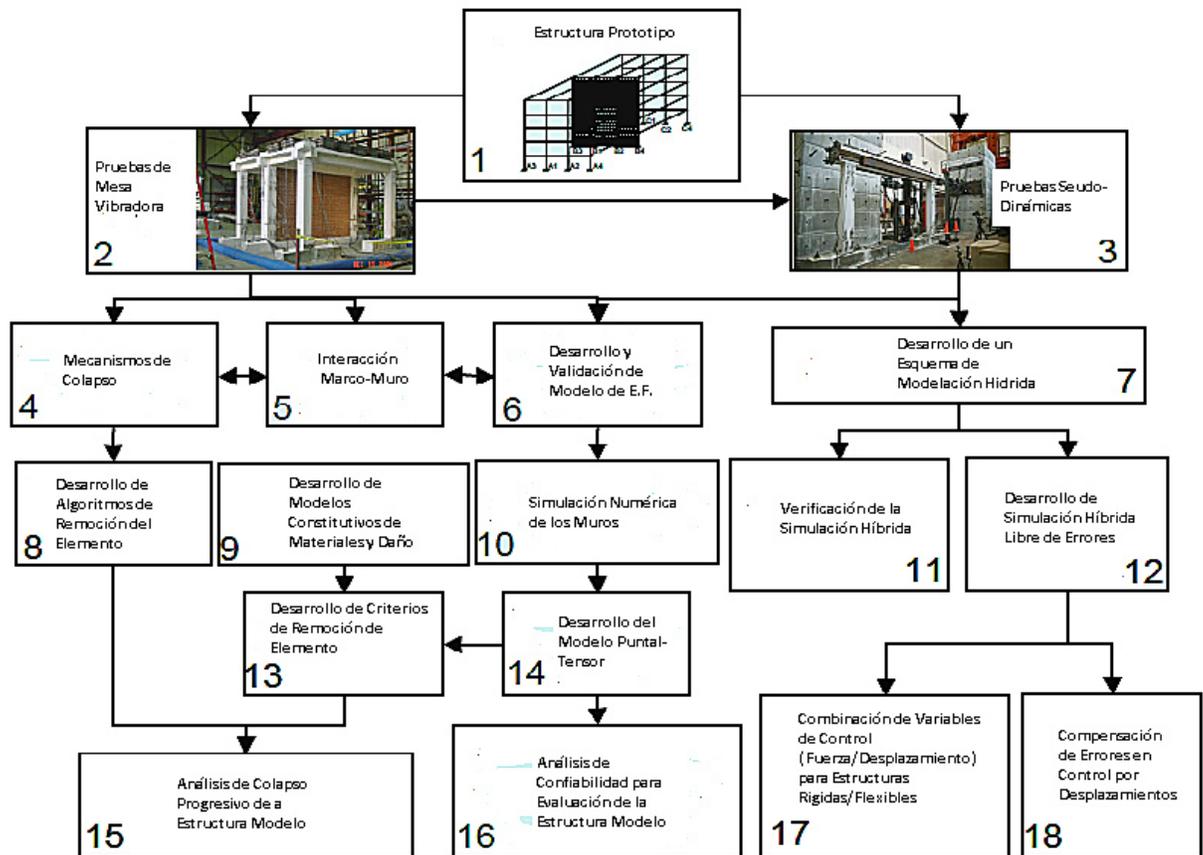


Figura 3.5: Programa de estudio para marcos de concreto reforzado con muros no reforzados de mampostería de relleno. Adaptado de Hashemi Mosalam [33].

Posteriormente como parte del proyecto realizado por Hashemi y Mosalam; Kadysiewski y Mosalam [42] presentan un modelo modificado para representar los muros de mampostería no reforzada de relleno idealizados mediante un elemento de una sola diagonal; en el modelo se utilizan elementos viga–columna de sección discretizada por fibras con la teoría de desplazamientos pequeños. Este es el modelo utilizado para realizar el proceso de confiabilidad sísmica en esta investigación.

Pérez Martínez [64] realiza un modelo de comportamiento histerético de muros de mampostería con y sin refuerzo horizontal conforme los resultados experimentales de Aguilar y Alcocer [5], considera la degradación de rigidez y resistencia de los elementos basados en el daño acumulado propuesto por Wang [83]. Debido a problemas de la idealización tridimensional de la mampostería este modelo histerético no puede utilizarse para fines de la presente investigación.

### 3.2.4 EL PISO SUAVE

Chopra et al [14] investigan el problema de piso suave considerando la fuerza de fluencia del primer nivel y por otro lado la rigidez de los entrepisos sometiendo un conjunto de estructuras seleccionadas a 20 sismos artificiales con características específicas; el objetivo de considerar estas variables fue correlacionar la reducción de resistencia del primer nivel sobre las deformaciones y fuerzas desarrolladas en los pisos superiores demostrando que los pisos superiores permanecen dentro del rango de comportamiento elástico mientras que la planta baja sea capaz de desarrollar una capacidad de deformación cercana a los 30 cm, esto es una demanda dúctil bastante grande para seguir en el rango elástico.

Ruiz y Diederich [71] como consecuencia de los efectos del sismo del 19 de septiembre en México estudian la influencia sobre la respuesta dinámica de las estructuras debido a los muros de relleno ante acelerogramas de banda angosta, específicamente de la relación de amplitud máxima y el periodo dominante de vibración mostrando que el comportamiento del piso suave en planta baja se encuentra

influenciado por: la relación entre el periodo dominante y el de la respuesta, la relación existente de resistencia entre el piso inferior y los superiores y por el coeficiente sísmico de diseño debido a que la resistencia estructural global cambia. Recomiendan realizar análisis paso a paso y correctos modelos de respuesta de los elementos de la estructura.

Esteva [25] realiza después de los desastres mostrados en edificios de piso suave en el sismo de 1985 una investigación del problema considerando como variables el número de niveles, el periodo fundamental de vibración, la variación de rigidez a lo alto del edificio y la relación de la rigidez posfluencia con la inicial; sin embargo, como variable principal incluye el factor  $r$  que expresa el cociente del valor medio del factor de seguridad ante cortante lateral en los pisos superiores entre el del primer piso, como principal observación de los análisis no lineales la respuesta sísmica de edificios con piso suave es muy sensible a la razón  $r$  la cual se acentúa al considerar efectos P-delta, por otro lado la respuesta es igualmente sensible a la relación entre las rigideces posfluencia e inicial y a la correspondencia entre los periodos de vibrar. Recomienda finalmente realizar estudios que incluyan incertidumbres en las propiedades, estudios a base de sistemas de marcos con muros de relleno, entre otros.

Kappos y Ellul [43] realizan una investigación utilizando el Eurocódigo 8 para estructuras de concreto reforzado con diferentes arreglos de distribución de mampostería; uno de ellos corresponde al piso suave, como resultado de la aplicación de una metodología propuesta; observa que la mampostería en estos casos es el mayor disipador de energía seguido de los elementos viga, además se observan las debilidades del Eurocódigo 8 para estructuras con piso suave en planta baja.

Galli [32] estudia estructuras de concreto reforzado con y sin muros de relleno de mampostería construidas previamente a los años 70 en los países del mediterráneo a través de análisis no lineales elaborados en el programa Ruaumoko [10] resaltando la importancia de una correcta distribución de los muros y de un modelo refinado de unión viga-columna; además plantea la necesidad de realizar trabajos futuros en tres dimensiones de este tipo de estructuras para establecer modelos más representativos.



Figura 3.6: Modelos a escala estudiando el efecto del piso suave con y sin elementos rígidos de compensación [86].

Madan y Hashmi [48] realizan una evaluación analítica de los efectos de la distribución irregular en elevación de los muros de mampostería en marcos de concreto reforzado a través de la metodología de diseño sísmico por desempeño con sismos de origen cercano utilizando marcos planos, resaltan la necesidad de establecer criterios reglamentarios para sismos distintos en los sistemas con piso suave.

Díaz Alcántara [21] presenta una metodología general para llevar a cabo el estudio por desempeño y confiabilidad de sistemas de concreto reforzado con mampostería en piso suave a través de la cual demuestra la pérdida de niveles de confiabilidad debido a la formación de piso suave.

Existen estudios experimentales recientes de estructuras de concreto reforzado con piso suave en planta baja; entre ellos el estudio de Guo, Zheng *et al*, donde investigan los mecanismos de falla de varios modelos con piso suave en planta baja desarrollados a escala 1/5 ante cargas sísmicas simuladas por mesa vibradora; se identifican los beneficios de colocar elementos de alta rigidez como compensación al problema de piso suave en planta baja [86].

Surya Kumar Dadi Pankaj [20] realizan modelos a escala 1/4 de un sistema de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería con piso suave en planta baja, en los modelos se busca variar el tipo de refuerzo, se utilizan dos tipos: refuerzo con tratamiento mecánico térmico y refuerzo de alto límite elástico, se realiza el detallado conforme diversas normas indias de concreto reforzado (IS 456 : 2000 y IS 1893 : 2002) lo anterior con la finalidad de observar la ductilidad del sistema resultante sometiénolo a cargas cíclicas; se establecen las ventajas sobre la capacidad de deformación en el rango no lineal respecto el tipo de refuerzo y norma aplicada.

Pérez Martínez y Esteva [65] realizaron la aplicación de la metodología seguida por Esteva *et al* [26] para tres sistemas estructurales incluyendo ciertas distribuciones de muros de mampostería con y sin refuerzo horizontal en marcos de concreto reforzado considerando el modelo histerético de Pérez Martínez [64] para mampostería con y sin refuerzo horizontal; uno de los casos explora las características del piso suave en planta baja; el estudio se realiza a través de un análisis de marcos planos.

Esteva *et al* [39] realizan una propuesta para la obtención de funciones de confiabilidad en estructuras considerando un marco de referencia tridimensional; como parte de esta investigación se continua el planteamiento de sistemas simplificados de referencia (SSR) que permiten disminuir la demanda computacional pero cabe destacar que en esta investigación no se obtienen resultados definitivos para el uso de un SSR adecuado. Se sugiere el empleo de modelos más precisos del comportamiento global del sistema detallado.

Algunos investigadores sugieren que la capacidad rotacional de las columnas influye directamente en la capacidad final de desplazamientos globales en las estructuras con piso suave en planta baja [69].



Figura 3.7: Modelo a escala estudiando el efecto del piso suave [20].

## CAPÍTULO 4

# MARCO TEÓRICO

---

*“Cómo es posible que la matemática, un producto del pensamiento humano independiente de la experiencia, se adapte tan admirablemente a los objetos de la realidad”.*

A. Einstein.

### 4.1 MODELACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA

Como se ha señalado en el estado del arte, el comportamiento de los muros de mampostería ha sido objeto de una gran cantidad de investigaciones con fines de modelación. El modelado de la mampostería resulta de gran dificultad debido a la interacción tan compleja entre las variables, Crisafulli [19] presenta los siguientes factores de importancia en el modelado:

- Muro de Relleno: Fractura y aplastamiento de la mampostería, degradación en rigidez y resistencia.
- Marco Principal: Fractura del concreto, cedencia de las barras de refuerzo, modificación en los desplazamientos locales de los nodos.
- Interfaces Marco–Muro: Mecanismo de degradación por fricción en los nodos, variación en la longitud de contacto.

Es así que el modelado de la mampostería es un proceso bastante complejo que debe de satisfacer la modelación de un extenso conjunto de propiedades, es por ello que existe una gran cantidad de modelos de comportamiento [52, 33, 42, 64, 65]. A continuación se presenta un esquema general de los tipos de modelos existentes.

#### 4.1.1 TIPOS DE MODELOS

La modelación en general se puede caracterizar en dos tipos de métodos de modelación: detallado y simple.

##### MODELOS DETALLADOS O MICRO-MODELOS

Este tipo de modelos se basa principalmente en el método de los elementos finitos, se obtienen un grupo de elementos simulando las propiedades mecánicas del conjunto. Estos tipos de modelos permiten modelar a detalle el comportamiento de cualquier sistema físico, sin embargo, esto implica un complejo trabajo de cómputo debido a la gran cantidad de cálculos e información procesada.

Aplicados a la modelación de la mampostería este tipo de modelos deben reflejar la naturaleza no lineal de los materiales, existen dos consideraciones de sus propiedades físicas y mecánicas: como elemento homogéneo o como sub-elementos en fase donde se debe poner especial atención en los elementos de contacto (mortero y piezas de mampostería). [19].

##### MODELOS SIMPLES O MACRO-MODELOS

Este tipo de modelos se basa principalmente en las propiedades físicas globales del elemento simulado; no son tan detallados como los micro-modelos, sin embargo, permiten estudiar sistemas de mayores dimensiones y mayor número de elementos.

Se han realizado innumerables investigaciones sobre la modelación por macro-modelos de la mampostería [60, 11, 27, 28, 21, 65], los macro-modelos de este tipo son en general diagonales que trabajan como puntales de compresión o bien elementos columna con capacidad de corte conforme a la mampostería.

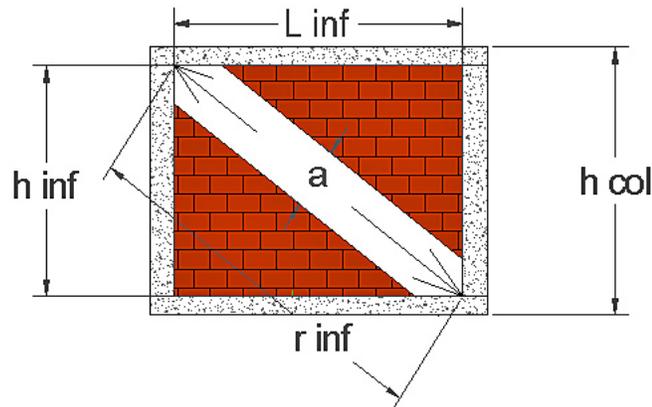


Figura 4.1: Posición y propiedades de los macro-modelos tipo puntal de mampostería.

En general los macro-modelos de tipo puntal siguen un esquema como el que se presenta en la Figura 4.1 donde se puede observar que las características principales de estos modelos son las siguientes:

- Espesor efectivo de la diagonal  $t_{inf}$ .
- Ancho efectivo de la diagonal  $a$ .
- Longitud de la diagonal  $r_{inf}$ .
- Altura de la columna  $h_{col}$ .
- Altura del muro de relleno  $h_{inf}$ .
- Longitud del muro de relleno  $L_{inf}$ .

En la Tabla 4.1 se presenta un resumen de las propiedades de los macro-modelos tipo diagonal más utilizados; en general el parámetro de mayor importancia y el que se presenta más variado es el ancho efectivo de la diagonal.

Tabla 4.1: Diferentes propuestas de modelación tipo puntal.

Investigadores	Año	Ancho Efectivo
Holmes [35]	(1961)	$a = [0.33]r_{inf}$
Smith y Carter [74]	(1969)	$a = [0.58]\left(\frac{l_{inf}}{h_{inf}}\right)^{-0.445}[(\lambda)(h_{col})]^{0.335}r_{inf}\left(\frac{l_{inf}}{h_{inf}}\right)^{0.064}$
Mainstone [49]	(1971)	$a = [0.16][(\lambda)(h_{col})]^{-0.3}r_{inf}$
Klinger y Bertero [44]	(1976)	$a = [0.175][(\lambda)(h_{col})]^{-0.4}r_{inf}$
Liauw y Kwan [47]	(1984)	$a = [0.95]h_{inf} \cos \theta [(\lambda)(h_{col})]^{-0.5}$
Paulay y Priestley [62]	(1992)	$a = [0.25] * r_{inf}$

En esta investigación se utiliza un macro-modelo de tipo diagonal, estos sirven para representar las fallas más comunes de la mampostería, sin embargo, existen problemas en la presentación de ciertas fallas tales como las de deslizamiento horizontal [19].

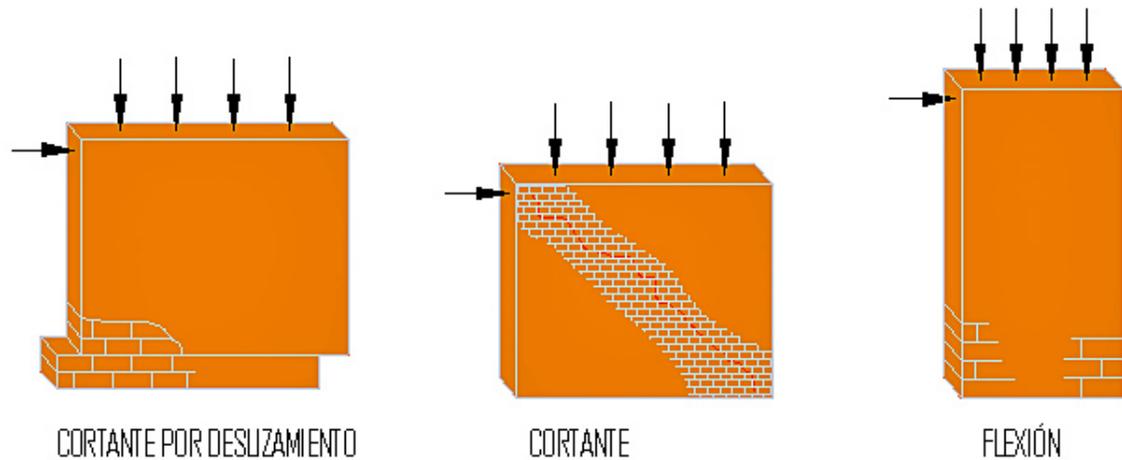


Figura 4.2: Tipos de fallas comunes en los muros de mampostería. Adaptado de [80].

Los principales tipos de falla que se presentan en los muros de mampostería sometidos a cargas de tipo sísmicas se ilustran en la Figura 4.2; se resumen a continuación algunas de sus características [80]:

- Falla por Cortante Diagonal: Este tipo de falla se presenta cuando la relación entre las dimensiones en el plano del muro es cercana a la unidad, la distribución de esfuerzos sigue las esquinas del marco principal formando un puntal de compresión. La falla puede seguir las juntas de mortero o bien atravesar las piezas sólidas de mampostería a lo largo de la diagonal.
- Falla por Deslizamiento Horizontal: Este tipo de falla se presenta cuando la relación entre las dimensiones en el plano del muro es mayor a la unidad, siendo el lado de mayor dimensión aquel paralelo al sentido horizontal; en este tipo de falla el mortero de unión no es capaz de resistir los esfuerzos cortantes que se presentan permitiendo un deslizamiento completo de una parte importante del muro.

- Falla por Flexión: Este tipo de falla se presenta cuando la relación entre las dimensiones en el plano del muro es mayor a la unidad, siendo el lado de mayor dimensión aquel paralelo al sentido vertical; en este tipo de falla la distribución de los esfuerzos flexionantes produce agrietamiento en las zonas de tensión tal como un elemento viga–columna sometido a flexión en cantiliver.

#### 4.1.2 MACRO–MODELO UTILIZADO

##### EL MODELO DE KADYSIEWSKI Y MOSALAM

El modelo de Kadysiewski y Mosalam [40] por fibras considera la interacción dentro y fuera del plano (out of plane, OOP) mediante una masa con libertad fuera del plano al centro de la diagonal. El comportamiento de las fibras es elasto–plástico perfecto y los estados límite son definidos por deformación y ductilidad en las dos direcciones; los estados límite se definen dependiendo del código de diseño utilizado. Algunos autores han remarcado la necesidad de establecer modelos materiales más complejos que los elastoplásticos [19], sin embargo, se espera que la modelación por fibras permita compensar la representación de la distribución de daño en el elemento.

El enfoque de una sección discretizada por fibras sirve para representar el comportamiento de la sección transversal donde cada fibra se asocia con una relación de esfuerzo–deformación uniaxial; el estado de esfuerzo–deformación en la sección de los elementos viga–columna se obtiene entonces a través de la integración de la respuesta no lineal de esfuerzo–deformación de fibras individuales con las que la sección ha sido discretizada. Existen formulaciones basadas en el desplazamiento o bien basadas en la fuerza y están disponibles en el programa Opensees [51] para simular el comportamiento inelástico de los elementos; en esta investigación se utilizan elementos basados en fuerza para la modelación de los puntales de mampostería.

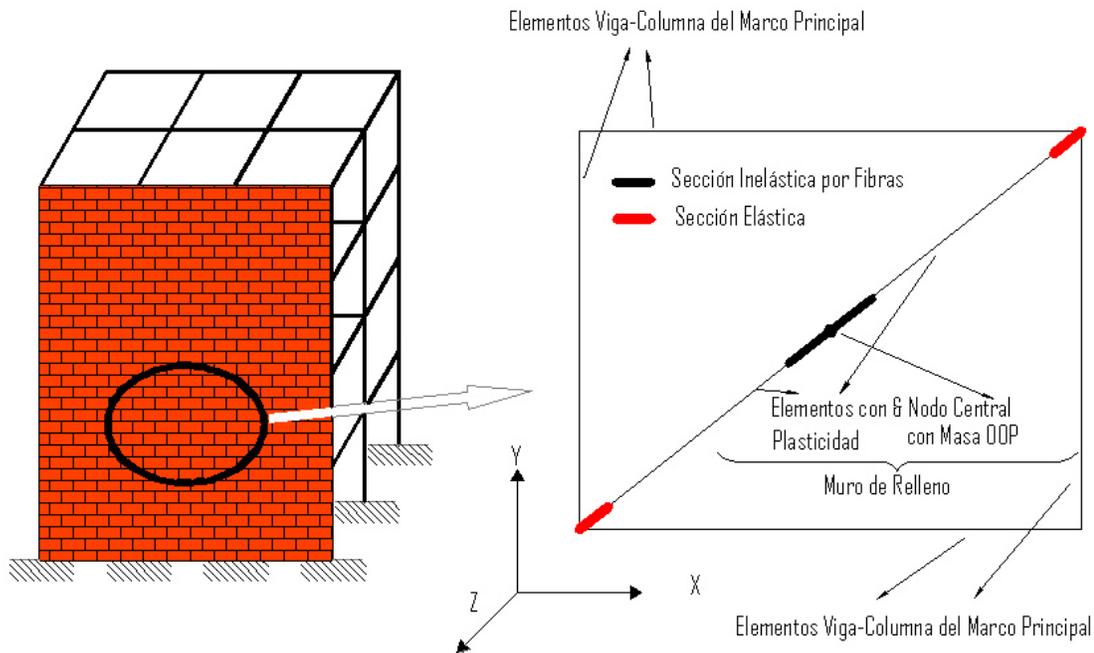


Figura 4.3: Modelo tipo puntal de Kadysiewski y Mosalam [40] en Opensees. Adaptado de [51].

Por la disponibilidad de los elementos del modelo de Kadysiewski y Mosalam en Opensees [51], este es el modelo utilizado para realizar el proceso de confiabilidad sísmica en esta investigación, vease la Figura 4.3; durante la modelación se incrementa un grado de libertad en la estructura por cada muro de relleno.

A pesar de que el modelo se desarrolla en un principio con información de un tipo de mampostería de relleno distinta a la *mampostería confinada* de uso común en México, en esta investigación se considera que las diferencias no son significativas realizando un proceso de calibración del modelo [4] mediante la información disponible en Aguilar y Alcocer [5] como se muestra en el Apéndice B. Características del elemento tipo muro se detallan en el Apéndice **A**, la calibración del modelo con la información de Aguilar y Alcocer [5] se presenta en el Apéndice **B**.

## 4.2 FUNCIONES DE CONFIABILIDAD SÍSMICA

A continuación se presenta una breve descripción de la propuesta mexicana de confiabilidad sísmica [22] adaptada a las capacidades de modelación tridimensional y por elementos con plasticidad distribuida.

### 4.2.1 SIMULACIÓN DE PROPIEDADES

Para determinar las funciones de confiabilidad sísmica de cada sistema estructural es necesario considerar las posibles variaciones en las propiedades físicas y geométricas de los sistemas así como en las cargas sísmicas probables en la región de estudio. Se toman en cuenta estas variaciones mediante variables aleatorias cuya distribución queda determinada por investigaciones en campo [72, 57, 56, 54, 70, 36] y son finalmente simuladas mediante un proceso de Monte Carlo; en este trabajo el proceso de simulación es realizado a través del SIB [38]. Las aceleraciones del terreno por su parte son registros reales o versiones a escala; información de los registros sísmicos utilizados en el presente trabajo se muestran en el *Capítulo 5*.

Tabla 4.2: Características de las variables simuladas [63, 57, 56, 54, 70, 36].

No	Variable	Distribución	Parámetros
1	Carga Muerta	$N(\mu_D, \sigma_D)$	$\mu_D = 1.05, \sigma_D = 0.10$ $m = 520 \frac{kg}{m^2}$
2	Sección Transversal de Columnas	$N(\mu_{bc}, \sigma_{bc})$	$\mu_{bc} = 0.002032,$ $\sigma_{bc} = 0.0066548$ en $m$
3	Sección Transversal Base de Trabes	$N(\mu_{bb}, \sigma_{bb})$	$\mu_{bb} = 0.00254,$ $\sigma_{bb} = 0.0036576$ en $m$
4	Sección Transversal Peralte de Trabes	$N(\mu_{bd}, \sigma_{bd})$	$\mu_{bd} = -0.002794,$ $\sigma_{bd} = 0.0054356$ en $m$
5	Sección Transversal Recubrimiento de Columnas	$N(\mu_{cbc}, \sigma_{cbc})$	$\mu_{cbc} = 0.002794,$ $\sigma_{cbc} = 0.015748$ en $m$
6	Sección Transversal Recubrimiento de Trabes	$N(\mu_{cb}, \sigma_{cb})$	$\mu_{cb} = 0.002794,$ $\sigma_{cb} = 0.015748$ en $m$
7	Espaciamiento de Estribos en Columnas	$N(\mu_{trsc}, \sigma_{trsc})$	$\mu_{trsc} = 1.0,$ $\sigma_{trsc} = 0.02$
8	Espaciamiento de Estribos en Trabes	$N(\mu_{trsb}, \sigma_{trsb})$	$\mu_{trsb} = 1.0,$ $\sigma_{trsb} = 0.03$
9	Área de acero longitudinal en Columnas	$LN(\mu_{trsb}, \sigma_{trsb})$	$\mu_{trsb} = 1.01,$ $\sigma_{trsb} = 0.0404$
10	Área de acero longitudinal en Trabes	$LN(\mu_{lrb}, \sigma_{lrb})$	$\mu_{lrb} = 1.03,$ $\sigma_{lrb} = 0.0618$
11	Área de acero Transversal en Columnas	$LN(\mu_{trac}, \sigma_{trac})$	$\mu_{trac} = 1.0,$ $\sigma_{trac} = 0.015$
12	Área de acero Transversal en Trabes	$LN(\mu_{trab}, \sigma_{trab})$	$\mu_{trab} = 1.0,$ $\sigma_{trab} = 0.015$

Tabla 4.3: Características de las variables simuladas [63, 57, 56, 54, 70, 36], continuación.

13	Peso del Concreto	$W_c = N(\mu_{ag,h}, \sigma_h)$	$\mu_{ag,h} = \mu_c + a_{ag}$ $a_{ag} = N(0, \sigma_{ag})$ $\mu_c = 1.0, \sigma_h = 0.007$ $\sigma_{ag} = 0.001$ $\mu_c =$ peso medio del concreto $\sigma_h =$ desviación estándar por deshidratación $\sigma_{ag} =$ desviación estándar por agregado
14	$f'c$ del concreto	$N(\mu_{fc}, \sigma_{fc})$	$\mu_{fc} = 1.0,$ $\sigma_{fc} = 0.05$
15	$f'cc$ del concreto	$N(\mu_{fcc}, \sigma_{fcc})$	$\mu_{fc} = 1.0,$ $\sigma_{fc} = 0.01$
16	$ft$ del concreto	$N(\mu_{ft}, \sigma_{ft})$	$\mu_{ft} = 1.0,$ $\sigma_{ft} = 0.05$
17	$E$ del concreto	$N(\mu_E, \sigma_E)$	$\mu_E = 1.0,$ $\sigma_E = 0.05$
18	$\epsilon_{fcmax}$ del concreto	$N(\mu_{fcmax}, \sigma_{fc-max})$	$\mu_{fc-max} = 1.0,$ $\sigma_{fc-max} = 0.05$
19	$\epsilon_{cu}$ del concreto	$N(\mu_{cu}, \sigma_{cu})$	$\mu_{cu} = 1.0,$ $\sigma_{cu} = 0.05$
20	$\epsilon_t$ del concreto	$N(\mu_{st}, \sigma_{st})$	$\mu_{st} = 1.0,$ $\sigma_{st} = 0.05$
21	$\nu$ del concreto	$N(\mu_\nu, \sigma_\nu)$	$\mu_\nu = 1.0,$ $\sigma_\nu = 0.005$

Tabla 4.4: Características de las variables simuladas [63, 57, 56, 54, 70, 36], continuación.

22	$f_y$ del acero	$\widetilde{f_y} = \beta_0 + \sum_{j=1}^k \beta_j x_{ij} + \epsilon_i$ $\widetilde{\beta} = \{\beta_0 \ \beta_1 \ \beta_2 \ \beta_3 \ \beta_4 \ \beta_5 \ \beta_6\}^T$ $x_{ij} = \{\epsilon_{shj} \ f_{su j} \ \epsilon_{su j} \ \epsilon_{suu j} \ P_j \ \phi_j\}^T$	$i = 1, \dots, 6,$ $\widetilde{\beta} = \{114.5, -13.240,$ $0.6151, -2.2970,$ $0.02644, -3.1420,$ $-22.90\}^T$ $k =$ número de valores de muestra $i =$ número de variables de muestra
23	$\epsilon_{sh}$ del acero de refuerzo	$N(\mu_{\epsilon_{sh}}, \sigma_{\epsilon_{sh}})$	$\mu_{\epsilon_{sh}} = 1.0,$ $\sigma_{\epsilon_{sh}} = 0.6867937$
24	$f_{su}$ del acero de refuerzo	$N(\mu_{f_{su}}, \sigma_{f_{su}})$	$\mu_{f_{su}} = 1.0,$ $\sigma_{f_{su}} = 0.03353442$
25	$\epsilon_{su}$ del acero de refuerzo	$N(\mu_{\epsilon_{su}}, \sigma_{\epsilon_{su}})$	$\mu_{\epsilon_{su}} = 1.0,$ $\sigma_{\epsilon_{su}} = 0.6555658$
26	$\epsilon_{suu}$ del acero de refuerzo	$N(\mu_{\epsilon_{suu}}, \sigma_{\epsilon_{suu}})$	$\mu_{\epsilon_{suu}} = 1.0,$ $\sigma_{\epsilon_{suu}} = 0.3073973$
27	$P$ del modelo de Mander	$N(\mu_p, \sigma_p)$	$\mu_p = 1.0,$ $\sigma_p = 0.1114421$
28	$\phi$ diámetro de varillas de refuerzo	$N(\mu_\phi, \sigma_\phi)$	$\mu_\phi = 1.0,$ $\sigma_\phi = 0.4836575$
29	$E_s$ del acero de refuerzo	$N(\mu_{E_s}, \sigma_{E_s})$	$\mu_{E_s} = 1.0,$ $\sigma_{E_s} = 0.08$
30	Carga viva por Mitchel y Woodgate	$G(\bullet)$	$m = 75.1,$ $\sigma_i^2 = 121.52$ $\sigma_j^2 = 698.72$

### 4.2.2 ANALISIS NO LINEAL

Posteriormente se coteja la demanda sísmica y la capacidad de cada sistema estructural mediante un margen seleccionado de seguridad y se obtiene el índice  $\beta$  de Cornell [18].

Cabe destacar que para la finalidad de establecer niveles de confiabilidad que sean de utilidad en el campo de la industria aseguradora es indispensable reducir la complejidad de los datos de caracterización; es por ello que usualmente se utilizan los desplazamientos del nivel superior y el cortante basal de la estructura.

Para la estimación de la capacidad del sistema se selecciona como parámetro el valor de la rigidez inicial  $K_0$ , cuyo valor se obtiene a través de un análisis estático no lineal (*pushover*) controlado por los desplazamientos del entrepiso superior bajo una configuración de carga determinada. Cabe señalar que los desplazamientos considerados en la presente investigación corresponden a los desplazamientos absolutos en el espacio de los nodos maestros de entrepiso.

Para la estimación de la capacidad del sistema al final de cualquier evento sísmico se utiliza como parámetro a la rigidez secante  $K_{Sec}$  la cual se obtiene al realizar un análisis dinámico no lineal de múltiples grados de libertad en los sistemas sujetos a las aceleraciones sísmicas consideradas.

La convergencia de un modelo no lineal es uno de los principales problemas en la actualidad que impiden el uso general de este tipo de análisis especializados. A continuación se presenta un resumen de los diversos algoritmos que fueron calibrados para la resolución de los sistemas no lineales (todos los algoritmos de solución fueron programados para los archivos de salida de Opensees [51] que se generan a través del código SIB [38]):

- Constrains tipo Transformation.
- Transformation tipo Pdelta para los elementos viga columna y tipo linear para

los elementos viga.

- System tipo UmfPack.
- Tolerancia:  $1.00000E - 15$ .
- Algorithm tipo Newton en cadena con Newton –Initial Broyden y NewtonLine-Search.
- Numberer tipo Plain.
- Test tipo EnergyIncr.
- Formulación de elementos viga y columna basada en funciones de forma de los desplazamientos: element dispBeamColumn.
- Formulación de elementos muro-diagonal basada en funciones de forma de las fuerzas: element forceBeamColumn con plasticidad concentrada.
- Integration de sección tipo Lobatto.
- Máximo número de interacciones de las secciones: 50.
- Máximo número de interacciones del algoritmo: 25.
- Máximo número de interacciones para convergencia del algoritmo: 1000.

Una vez que se cuenta con los valores de las respectivas rigideces se utiliza el índice de daño propuesto por Díaz-López Esteva [22]:

$$IRRS = \frac{K_0 - K_{sec}}{K_0} \quad (4.1)$$

### 4.2.3 MEDIDA DE LA INTENSIDAD NORMALIZADA.

Una medida de intensidad normalizada está definida por:

$$q_a = \frac{\overline{M}S_a}{\overline{V}_y} \quad (4.2)$$

Donde  $q_a$  es cualquier intensidad normalizada actuante,  $S_a$  es el valor de la ordenada lineal de respuesta de pseudo-aceleraciones para el periodo fundamental elástico del sistema de interés,  $\overline{M}$  es la masa del sistema de propiedades medias (con sus incertidumbres consideradas) y  $\overline{V}_y$  es el valor de la fuerza cortante en la base obtenida por un ajuste bilineal elástico perfectamente plástico en la función del Cortante basal vs Desplazamiento Lateral obtenida del análisis pushover en la estructura con propiedades medias.

### 4.2.4 CONFIABILIDAD DEL SISTEMA.

Para un mejor manejo de la medida de la intensidad normalizada se obtiene el logaritmo natural de cada valor y se encuentra específicamente aquella intensidad normalizada en la que cierto valor de  $S_a$  provoca el colapso del edificio y se denomina  $q_r$ . De esta manera se establece el margen de seguridad de la siguiente forma:

$$M = Ln(q_r) - Ln(q_a) \quad (4.3)$$

Una vez realizado lo anterior se genera una gráfica de dispersión *IRRS* vs  $Ln(q_r)$  con los *cinco* valores de edificios simulados por Montecarlo y uno más considerando propiedades medias. Posteriormente se calcula el valor esperado y la desviación estandar de los logaritmos de  $q_r$ .

Finalmente se calcula el índice  $\beta$  de Cornell [18], para cada uno de los sistemas mediante el proceso estadístico de los valores del margen de seguridad como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\beta_i = \frac{E[M]}{\sigma[M]} = \frac{E[\text{Ln}(q_r)] - \text{Ln}(q_a)}{\sigma[\text{Ln}(q_r)]} \quad (4.4)$$

Por lo que las gráficas de confiabilidad serán aquellas que tienen como variable independiente la intensidad normalizada y como variable dependiente el índice  $\beta$ , cuyos valores numéricos se ajustan para generar funciones representativas. Finalmente es posible calcular la probabilidad de falla de cada sistema con función de distribución acumulada utilizando la expresión siguiente:

$$p_F = \Phi(-\beta) \quad (4.5)$$

En este proyecto se consideran principalmente dos investigaciones similares [21, 65] de manera que el comportamiento obtenido sea comparable y se complemente con dichas investigaciones.

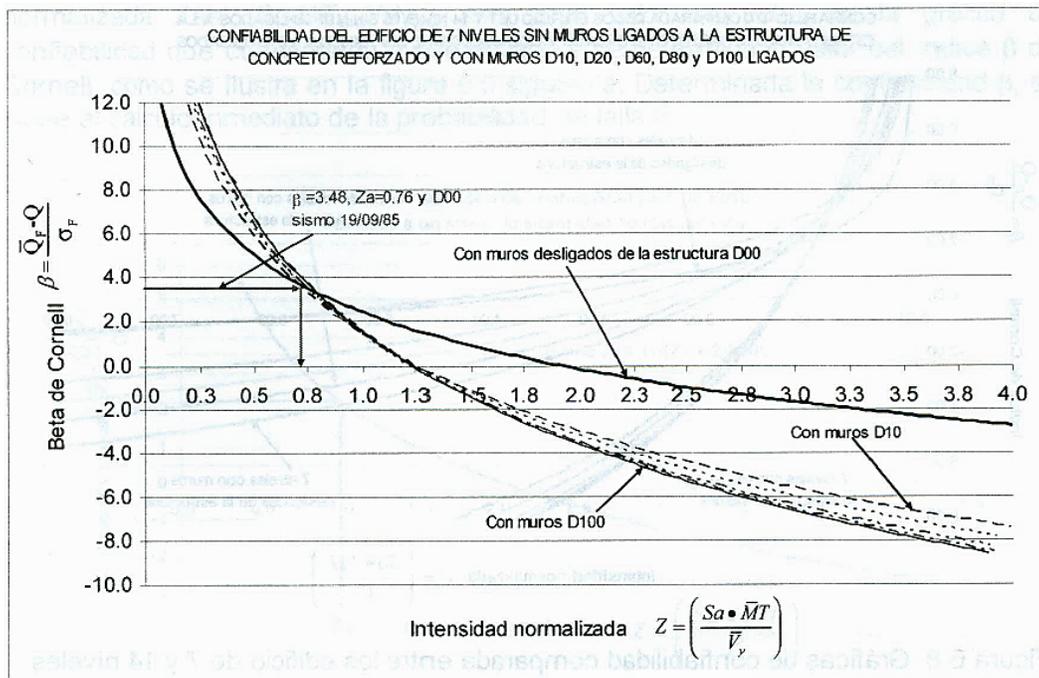


Figura 4.4: Funciones de confiabilidad obtenidas para edificios de siete niveles en el plano con mampostería elástica [21].

En la Figura 4.4 y 4.5 se presentan las funciones de confiabilidad obtenidas en las investigaciones comparativas; como puede verse las estructuras libres de muros de mampostería tienen un nivel de confiabilidad menor en una etapa de baja intensidad debido al incremento de rigidez proporcionado por los muros, sin embargo, posteriormente en una etapa de altas deformaciones resulta más confiable las estructuras libres de mampostería debido a la formación del piso suave.

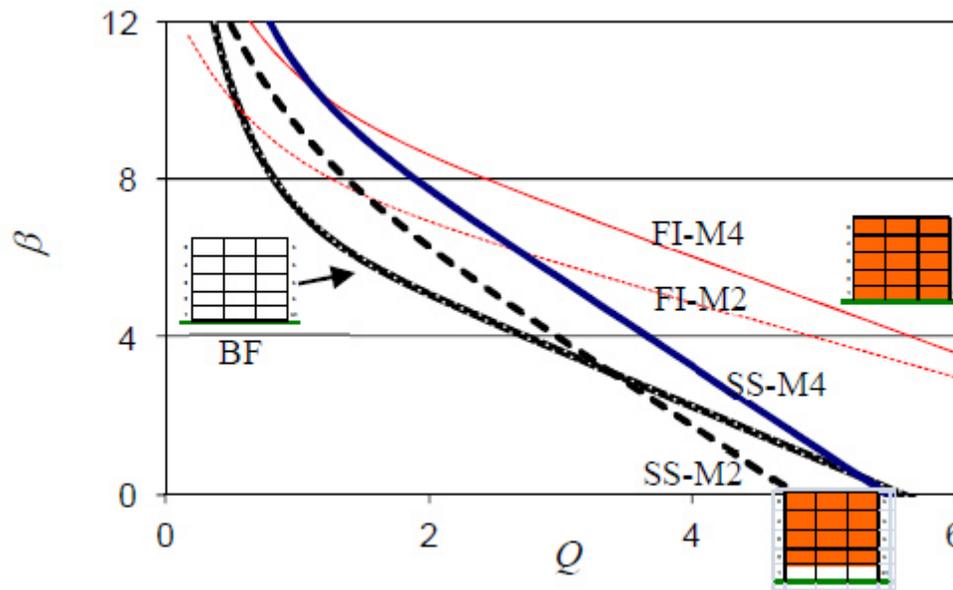


Figura 4.5: Funciones de confiabilidad obtenidas para edificios de cinco niveles en el plano con mampostería no lineal [65].

Las curvas comparativas aplicables a esta investigación corresponden a las curvas BF y SS-M2 de la Figura 4.4 y a las curvas de muros  $D10$  y  $D00$  de la Figura 4.5.

## CAPÍTULO 5

# CASOS DE APLICACIÓN

---

*Sírvete de lo aparente como indicio de lo inaparente.*

Solón.

### 5.1 CONSIDERACIONES PRINCIPALES

El problema del piso suave se estudia con base en la metodología presentada de análisis de confiabilidad en el *Capítulo 4* que considera fenómenos mecánicos no lineales en el espacio mediante plasticidad distribuida en elementos tipo barra tridimensionales. En el proceso de análisis se consideran incertidumbres en cargas, materiales y elementos estructurales, así como el riesgo mediante señales sísmicas reales.

En esta investigación se desarrolla el análisis de confiabilidad dejando la optimización como trabajo futuro. Los casos de estudio cuentan con irregularidades estructurales usuales en la práctica constructiva del país, de manera que con la información resultante sea posible cubrir condiciones generales.

En las normas técnicas complementarias por sismo se especifican los requerimientos para una estructura regular [3], se presentan un total de 11 condiciones que afectan dicha regularidad, para fines de esta investigación se consideran casos regulares dentro de la normativa modificando únicamente la distribución de rigidez en planta baja.

## 5.2 CASOS DE ESTUDIO

En esta sección se presentan las características de los casos estudiados. Las principales variables de estudio son las siguientes:

- a) Tipo de Irregularidad:
  - i. Configuración de Piso Suave tipo ECMD.
  - ii. Configuración de Piso Suave tipo ECML.
- b) Factor de comportamiento sísmico:
  - i. Valor de Q igual a 2.
- c) Relación largo-ancho de la base:
  - i. Relación  $\frac{a}{b} = 1$ .
- d) Tipo de muro:
  - i. Sin refuerzo horizontal, de piezas macizas de tabíque rojo recocido (el cual se denomina M2 [5]).

En el esquema de la Figura 5.1 es posible visualizar las combinaciones de variables de estudio para los casos seleccionados.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Configuración de Piso Suave ECMD} \{ \text{Relación } \frac{a}{b} = 1 \rightarrow M2 \rightarrow Q = 2 \\ \text{Configuración de Piso Suave ECMD} \{ \text{Relación } \frac{a}{b} = 1 \rightarrow M2 \rightarrow Q = 2 \end{array} \right.$$

Figura 5.1: Arreglo de casos de estudio.

A continuación en la Figura 5.2, 5.3 y 5.4 se presenta el caso investigado de distribución tipo ECMD mientras que en la Figura 5.5, 5.6 y 5.7 se presenta la configuración tipo ECML en la condición específica de piso suave en planta baja.

Con los casos seleccionados se determinan las dimensiones en planta que resultan adecuadas para llevar a cabo la investigación, dichas dimensiones se presentan en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Dimensiones en planta consideradas en la investigación.

<i>Dimensión</i>	<i>Magnitud</i>
	<i>(cm)</i>
a	450
b	450
h1	400
h	320

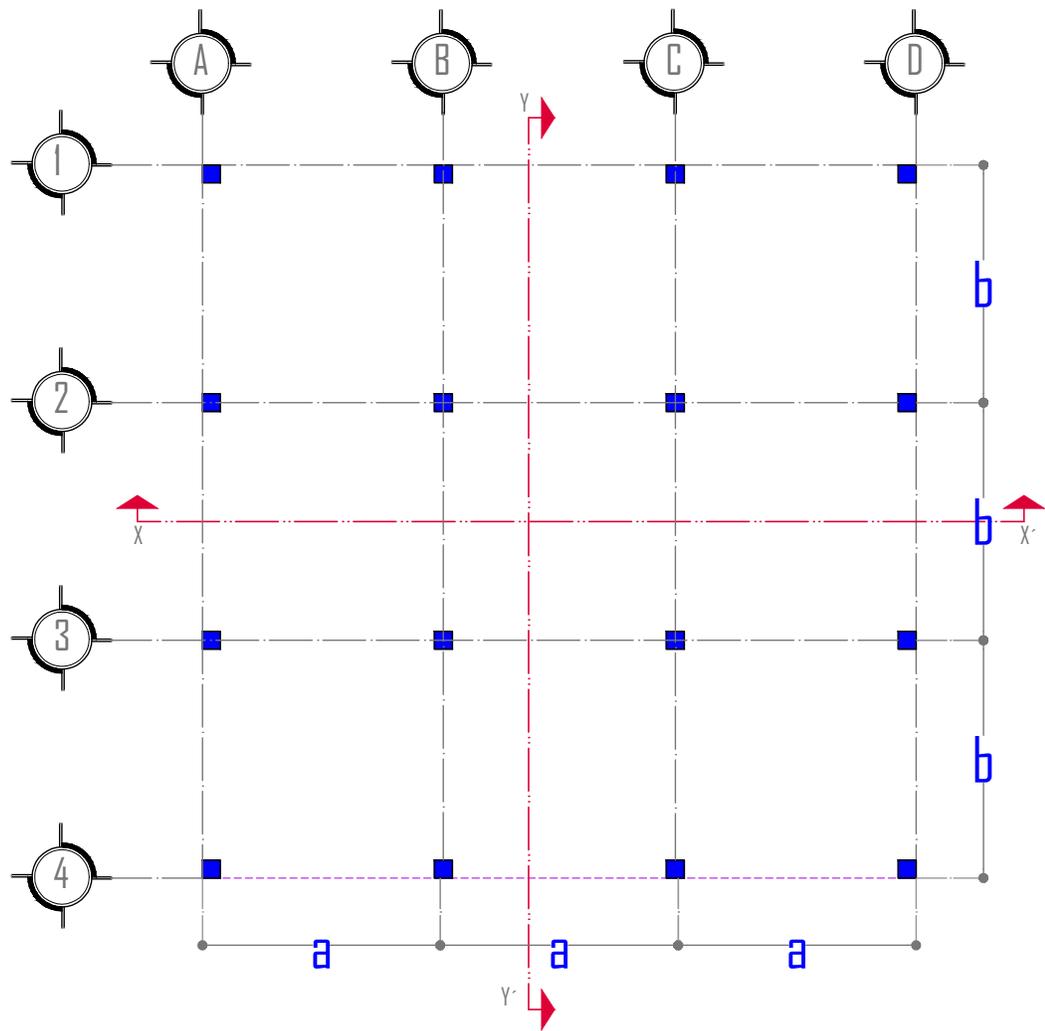


Figura 5.2: Configuración de tipo piso ECMD.

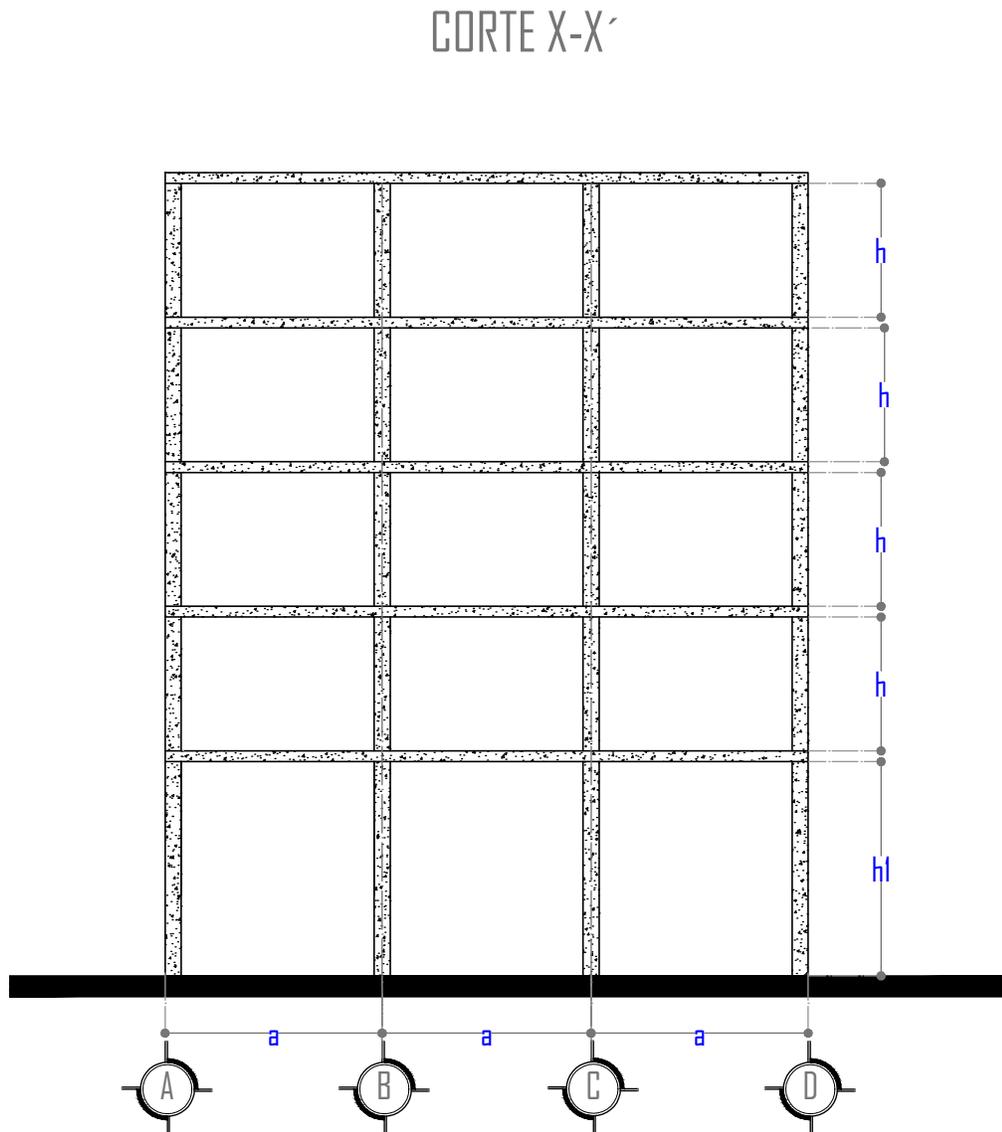


Figura 5.3: Vistas de la configuración de tipo ECMD.

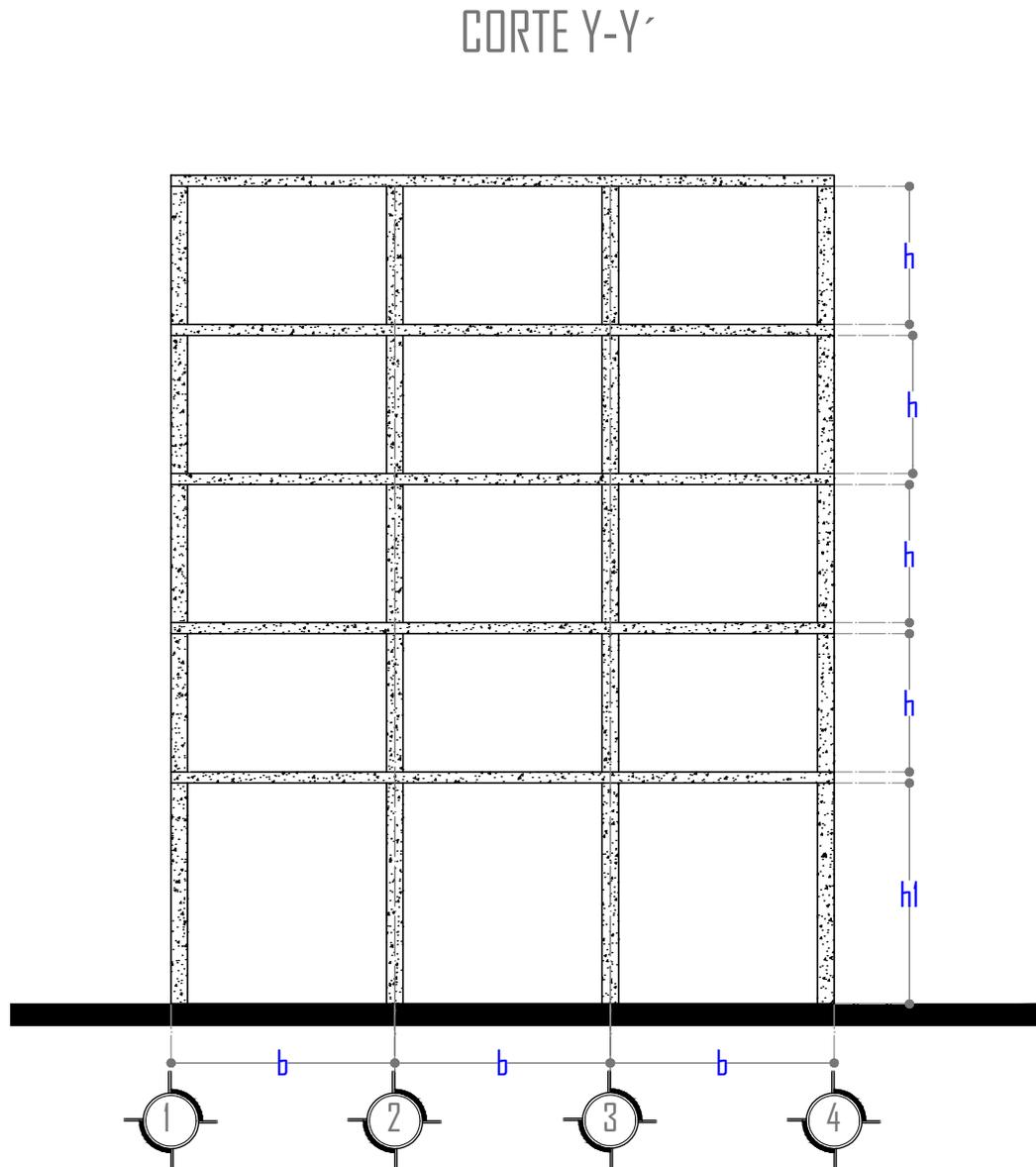


Figura 5.4: Vistas de la configuración de tipo ECMD.

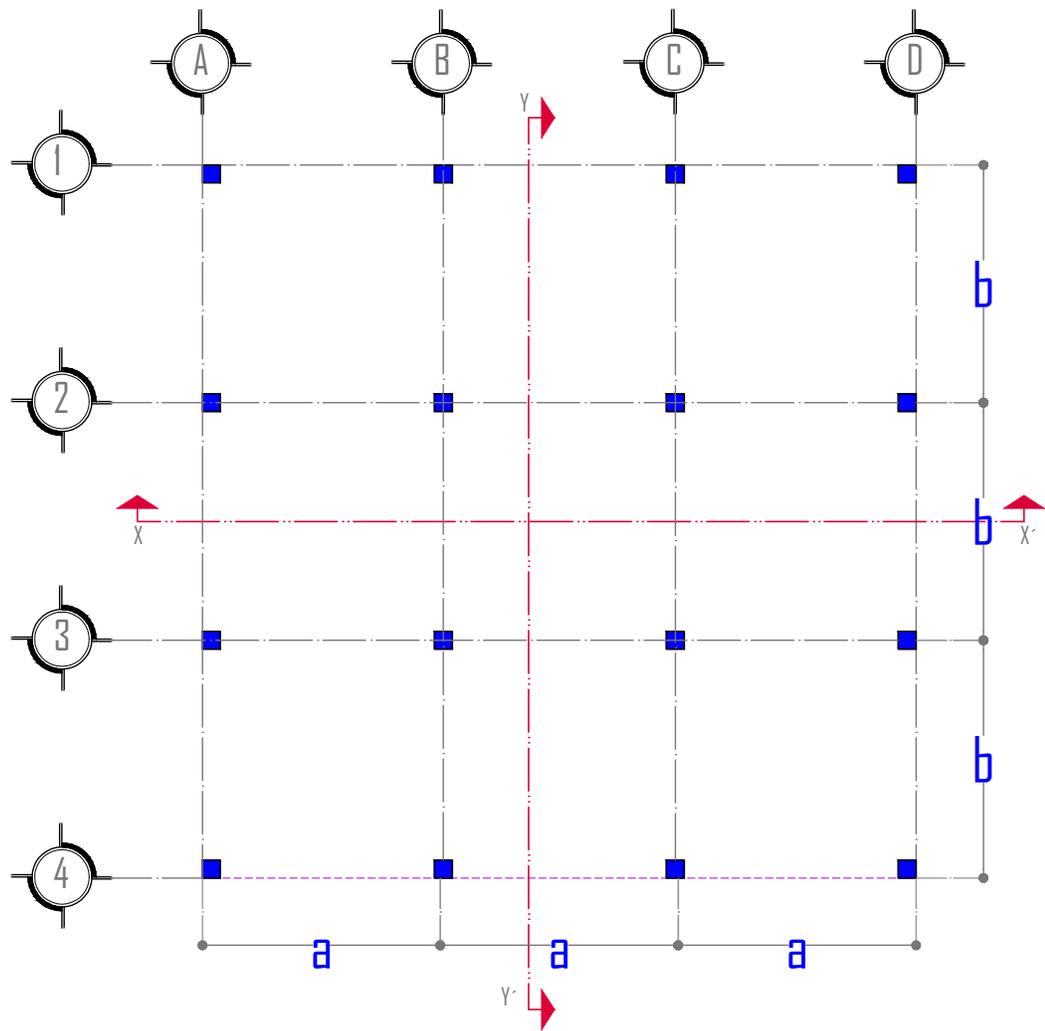


Figura 5.5: Configuración de tipo ECML con piso suave en planta baja.

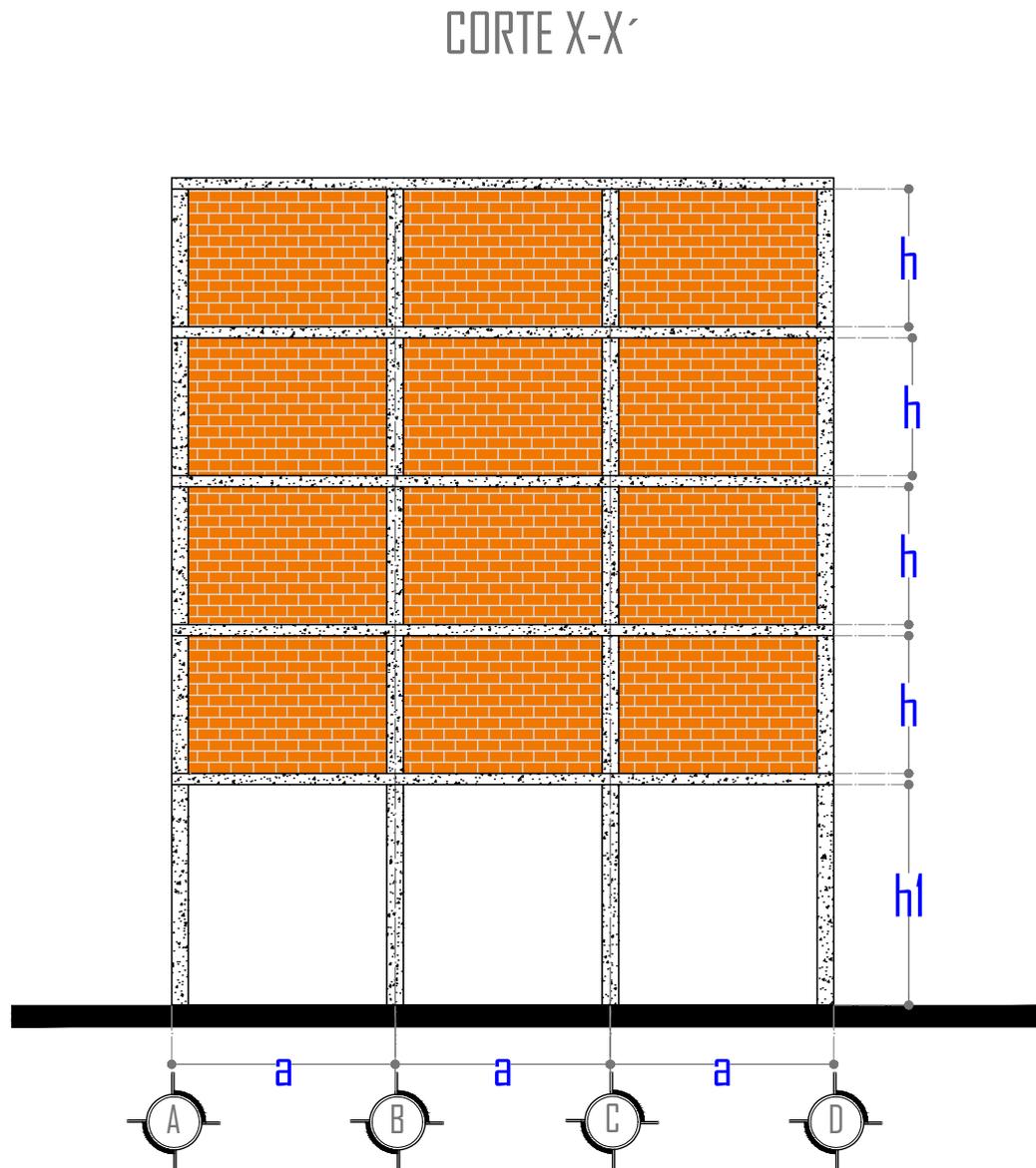


Figura 5.6: Vistas de la configuración de tipo ECML con piso suave en planta baja.

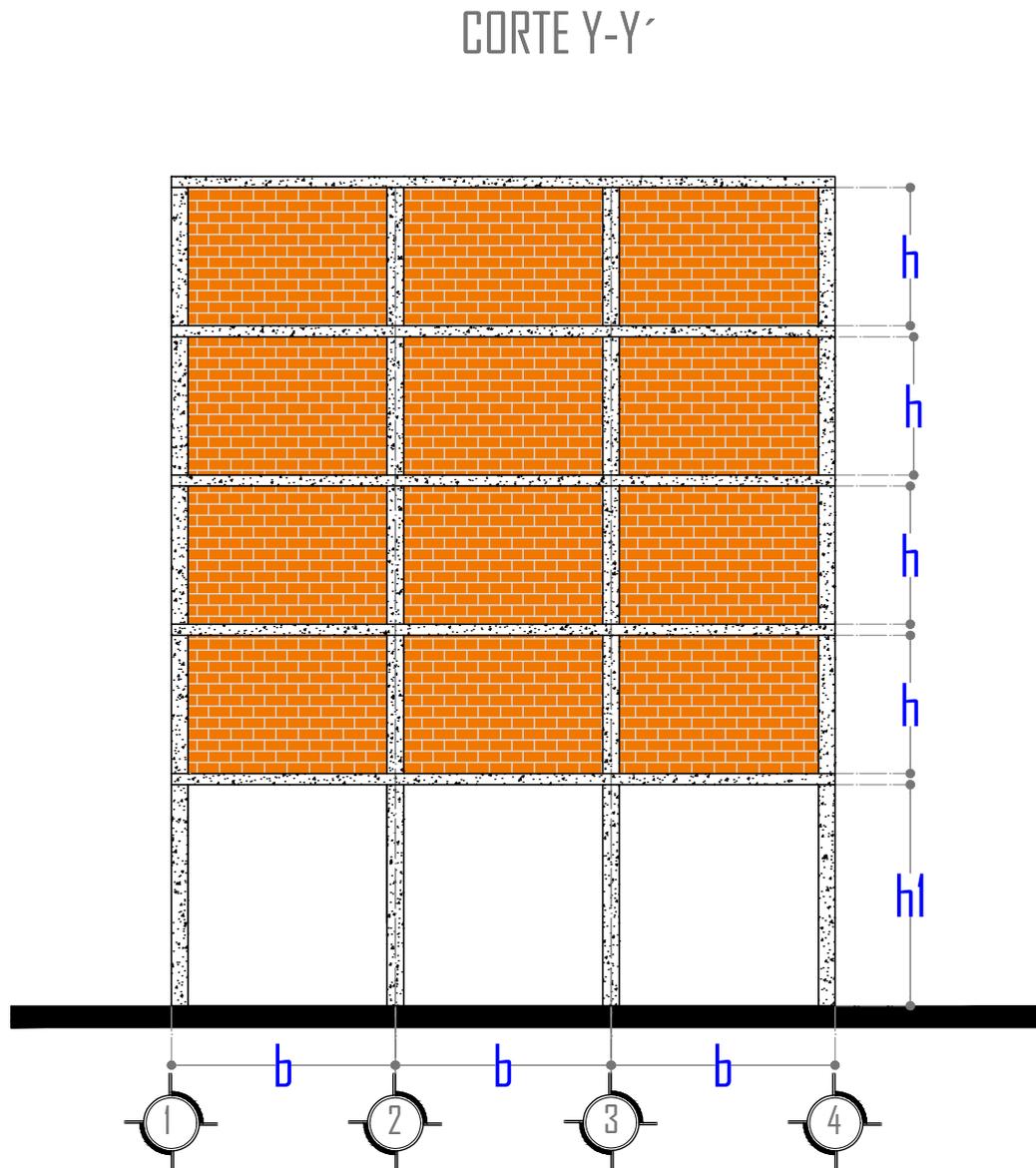


Figura 5.7: Vistas de la configuración de tipo ECML con piso suave en planta baja.

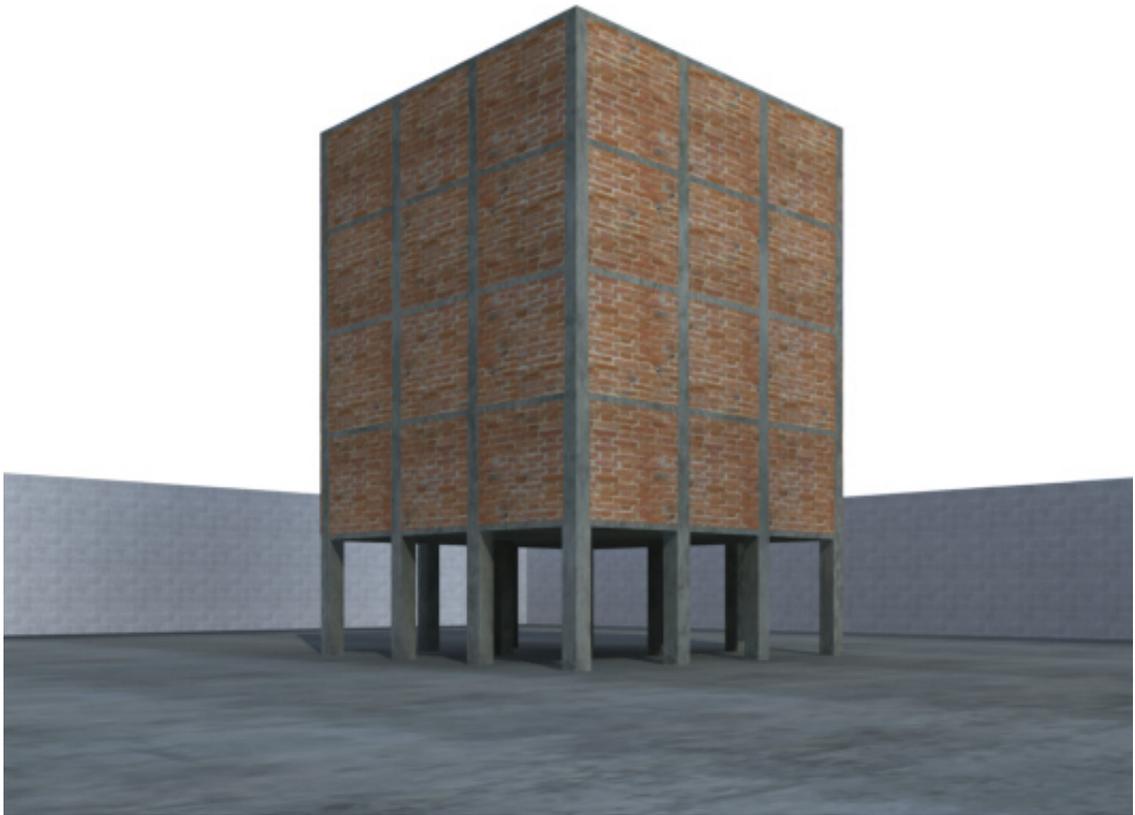


Figura 5.8: Vista tridimensional de la configuración de tipo ECML.

## 5.3 PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

A continuación se presentan los principales pasos de la propuesta para el cálculo de la confiabilidad estructural de sistemas tridimensionales; se parte de un diseño convencional de la estructura ante solicitaciones sísmicas de la región estudiada, posteriormente se consideran las posibles incertidumbres en un esquema de Montecarlo y se determina el margen de seguridad y los niveles de probabilidad de falla.

### 5.3.1 DISEÑO SÍSMICO CONVENCIONAL

En esta investigación se diseñan los edificios siguiendo las normativas mediante procesos de cálculos comunes en la ingeniería [16, 3, 1]; en el Apéndice C se presentan las propiedades principales de diseño; valores característicos y cargas. En el esquema de la Figura 5.9 es posible observar el desarrollo del diseño como un proceso cíclico que busca optimizar los porcentajes de refuerzo con fines prácticos y económicos; para esto se tomaron en cuenta las siguientes propiedades de diseño:

- Tipo de análisis: Dinámico Modal Espectral.
- Cálculo de respuestas: Elementos mecánicos.
- Modos a calcular: 12.
- Niveles sin masa: 0.
- Grupo: B.
- Zona: D.
- Suelo: I.
- Q: 2.
- kQ: 1 (regular).

- ex.accidental: 0.1 B.
- c: 0.5.
- r: 0.5.
- Rango del % de acero de refuerzo en vigas: 0.31 % a 1.87 %.
- Rango del % de acero de refuerzo en columnas: 1.00 % a 2.40 %.
- Desplazamiento máximo de entrepiso: 0.0060.
- Periodo de la primer forma de vibrar del edificio: 0.5790 s.

Las características del proyecto arquitectónico planteado anteriormente pueden parecer simples en su distribución de muros de mampostería, sin embargo, este tipo de modelos permiten determinar las principales características del comportamiento de estructuras semejantes con distribuciones de mayor irregularidad en geometría. En el *Apendice C* se presentan los principales resultados de este diseño convencional.

### 5.3.2 SIMULACIÓN DE PROPIEDADES

Proporcionando al programa de simulación de propiedades SIB [38] con la información resultante del análisis elástico lineal se realizan internamente un conjunto de *cinco* simulaciones por cada una de las estructuras analizadas y se genera un archivo de propiedades medias. Lo ideal como parte de una investigación que toma en cuenta el comportamiento de cada una de las incertidumbres en términos estocásticos es realizar un amplio número de simulaciones que permitan representar adecuadamente el universo posible de resultados, sin embargo, debido a la demanda de capacidad de cómputo no es posible la realización de un mayor número de simulaciones con fines de obtener niveles de confiabilidad; en el esquema de la Figura 5.10 se presenta el procedimiento de manera general mediante el cual es posible considerar las posibles incertidumbres en el sistema.

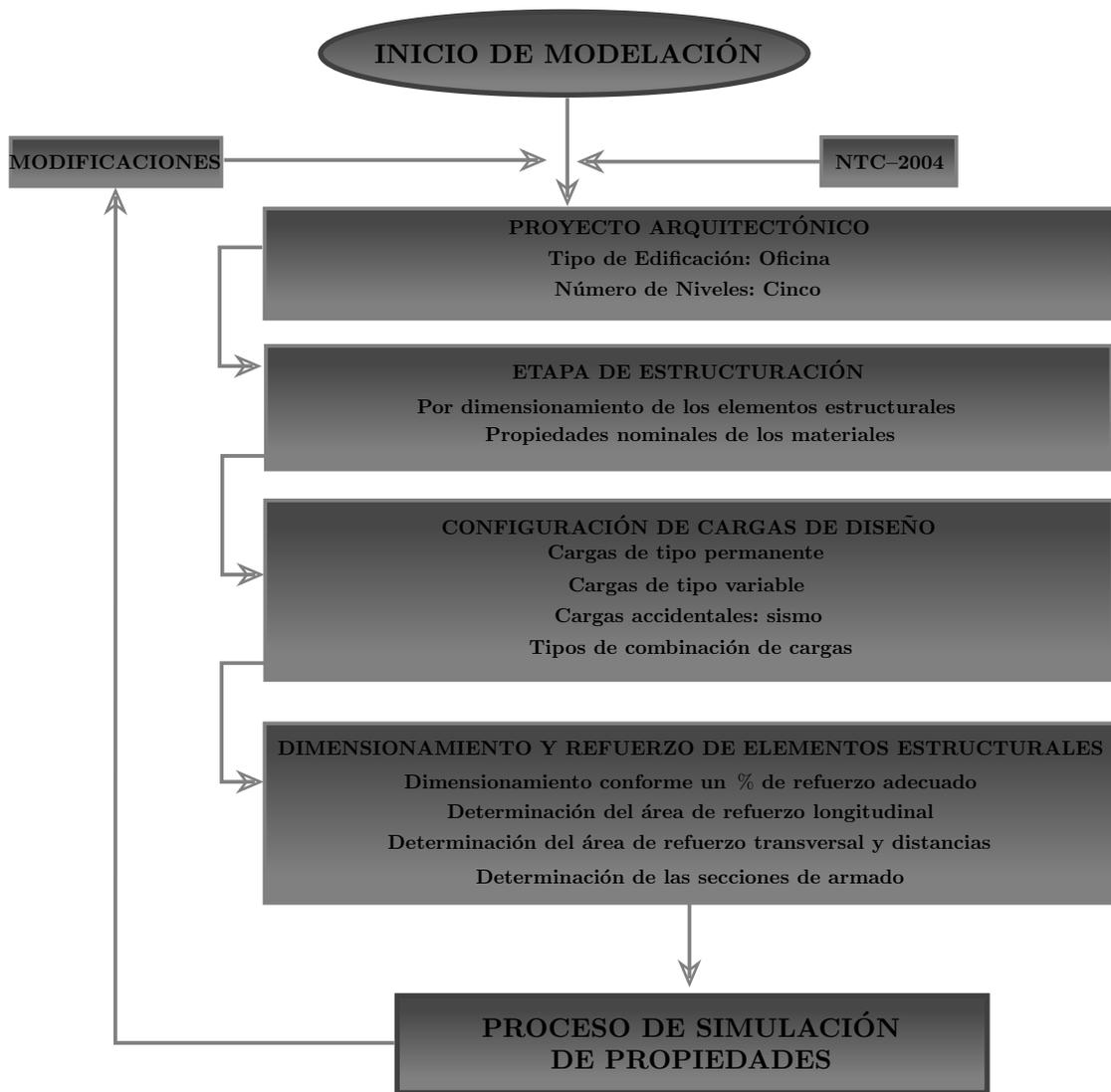


Figura 5.9: Esquema del proceso llevado a cabo para el diseño elástico lineal convencional.

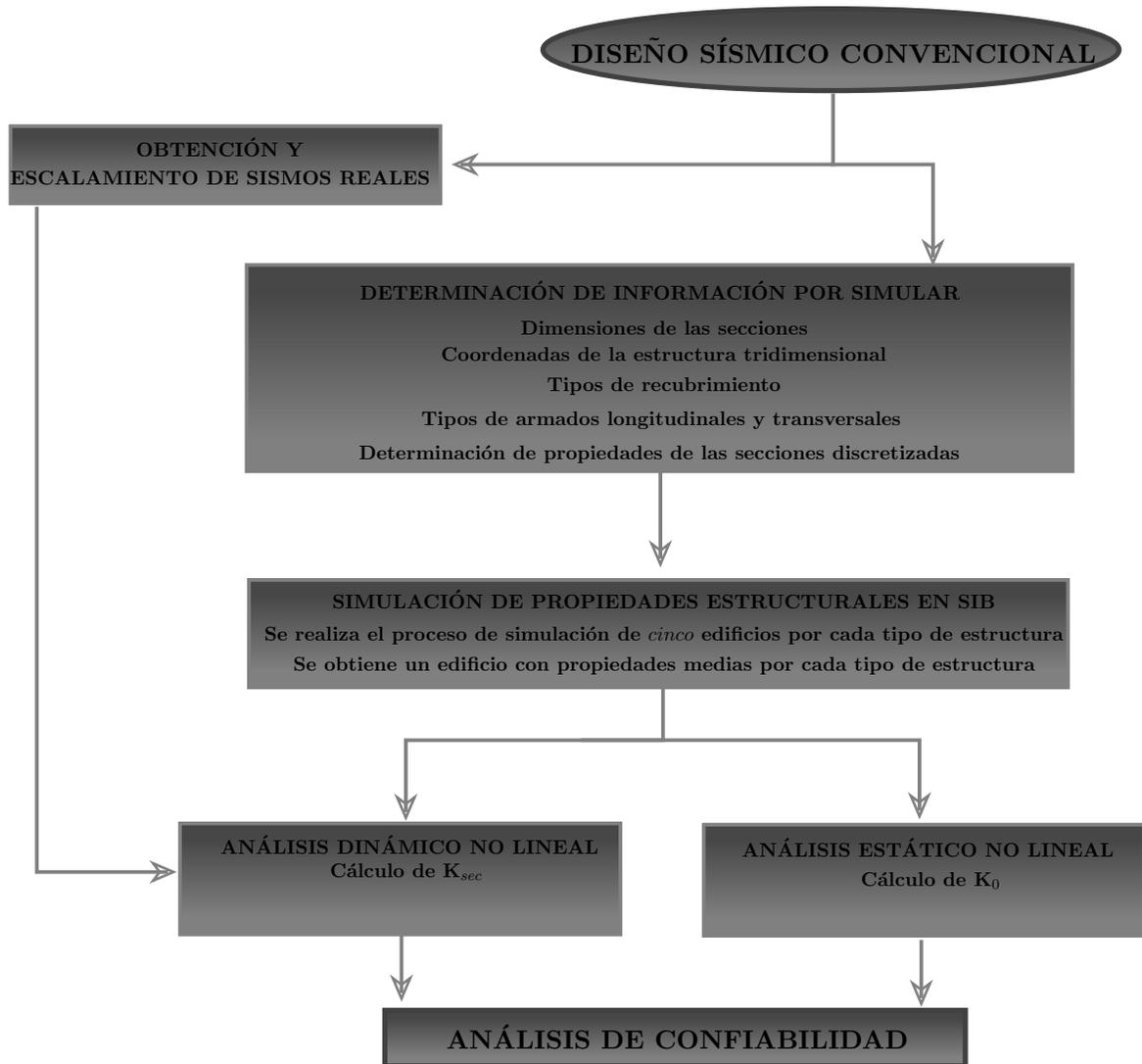


Figura 5.10: Esquema del proceso llevado a cabo para la simulación de incertidumbres.

Como parte de esta investigación se realiza un grupo adicional de *cuatro* simulaciones independientes de edificios con el modelo de simulación de carga viva de Pier y Cornell y *cuatro* simulaciones de edificios con el modelo de simulación de carga viva de Mitchell y Woodgate; esto se realiza con la finalidad de estudiar las diferencias de los modelos de carga viva y considerar el más adecuado para la obtención de las funciones de confiabilidad de los sistemas estudiados. Los resultados de esta parte de la investigación pueden verse en [37].

Debido a que el SIB no incluye un modelo de muros de mampostería, en este trabajo las simulaciones de propiedades de los muros se realizan externamente considerando el Macro-modelo de S. Kadosiewicz y K. Mosalam [40], para lo anterior se presenta la Tabla 5.2 donde se muestran los parámetros simulados y sus propiedades estadísticas consideradas con base a información experimental disponible.

El código de simulación de propiedades puede verse en el *Apéndice B* de esta investigación, cabe aclarar que se asume *a priori* que la variación de propiedades de la mampostería ocurre únicamente sobre cada entrepiso, se espera que debido a los procesos constructivos en los cuales generalmente se construye en jornadas una parte considerable de los muros por nivel esta simplificación no tenga influencia considerable en los resultados; las incertidumbres se consideran procesos estocásticos independientes con excepción de la resistencia y módulo de cortante, se generan modelos probabilistas de distribución normal.

Tabla 5.2: Propiedades estadísticas consideradas en la simulación de los muros de mampostería [5, 64].

Propiedad Simulada	Valor Medio	Desviación Estandar	Correlación
$v_m^*$	$4.35 \frac{kg}{cm^2}$	$0.8809 \frac{kg}{cm^2}$	0.47
$G$	$4763.30 \frac{kg}{cm^2}$	$1039.50 \frac{kg}{cm^2}$	
$t$	$12.30cm$	$0.31cm$	
$f_y$	$7140 \frac{kg}{cm^2}$	$142.80 \frac{kg}{cm^2}$	
$f_u$	$8220.00 \frac{kg}{cm^2}$	$82.22 \frac{kg}{cm^2}$	
$epsym$	0.0060	0.00024	
$E_m$	$6873.75 \frac{kg}{cm^2}$	$1374.75 \frac{kg}{cm^2}$	
$W_m$	$1300 \frac{kg}{m^3}$	$195 \frac{kg}{m^3}$	
$f_m^*$	$38.75 \frac{kg}{cm^2}$	$6.4906 \frac{kg}{cm^2}$	

### 5.3.3 ANÁLISIS NO LINEAL

Utilizando los archivos de salida del SIB para cada uno de los edificios simulados se realizan modificaciones con el objetivo de introducir los muros de mampostería simulados en Opensees [51], la inclusión de los elementos puntales ocurre únicamente en las crujeas perimetrales; de dichas modificaciones se explora el posible uso de un novedoso elemento basado en fuerza disponible en Opensees [55] el cual considera la posible distribución de no linealidad fuera de la zona de plasticidad determinada en un modelo de viga con articulaciones plásticas, es decir que las características del material que existe entre las articulaciones puede no ser elástico lineal.

Cada una de las estructuras se analiza por los métodos de *Pushover* controlado por desplazamientos con un vector de fuerzas triangular inverso correspondiente al vector de cargas sísmicas del análisis dinámico modal y un *análisis dinámico no lineal* con aceleraciones sísmicas reales escaladas en amplitud de factores de 0.50 sobre un rango de 0.50 a 3.5 veces la aceleración registrada. Los principales resultados se

Tabla 5.3: Características de los sismos considerado en esta investigación.

Clave	Fecha	Latitud (°)	Longitud (°)	Profundidad (Km)	Mb	Mc
ACAP7803.191	19/03/1978	17.026	99.785	36		5.8
CALE9701.111	11/01/1997	17.910	103.040	16	6.5	
LLAV9005.311	31/05/1990	17.106	100.893	16	5.8	5.5
PARS8509.211	21/09/1985	18.021	101.479	15	6.3	7.5
VIGA8904.251	25/04/1989	16.603	99.400	19	6.3	6.5

presentan en el análisis de resultados del capítulo siguiente en términos de distorsiones, desplazamientos y rotaciones de los nodos maestros de entrepiso.

En la Figura 5.11 a 5.15 se presentan los sismos que son considerados para la investigación de los sistemas estructurales estudiados, estos sismos fueron seleccionados debido a sus magnitudes e importancia. En la Tabla 5.3 se presentan las características principales de los sismos considerados para los análisis dinámicos.

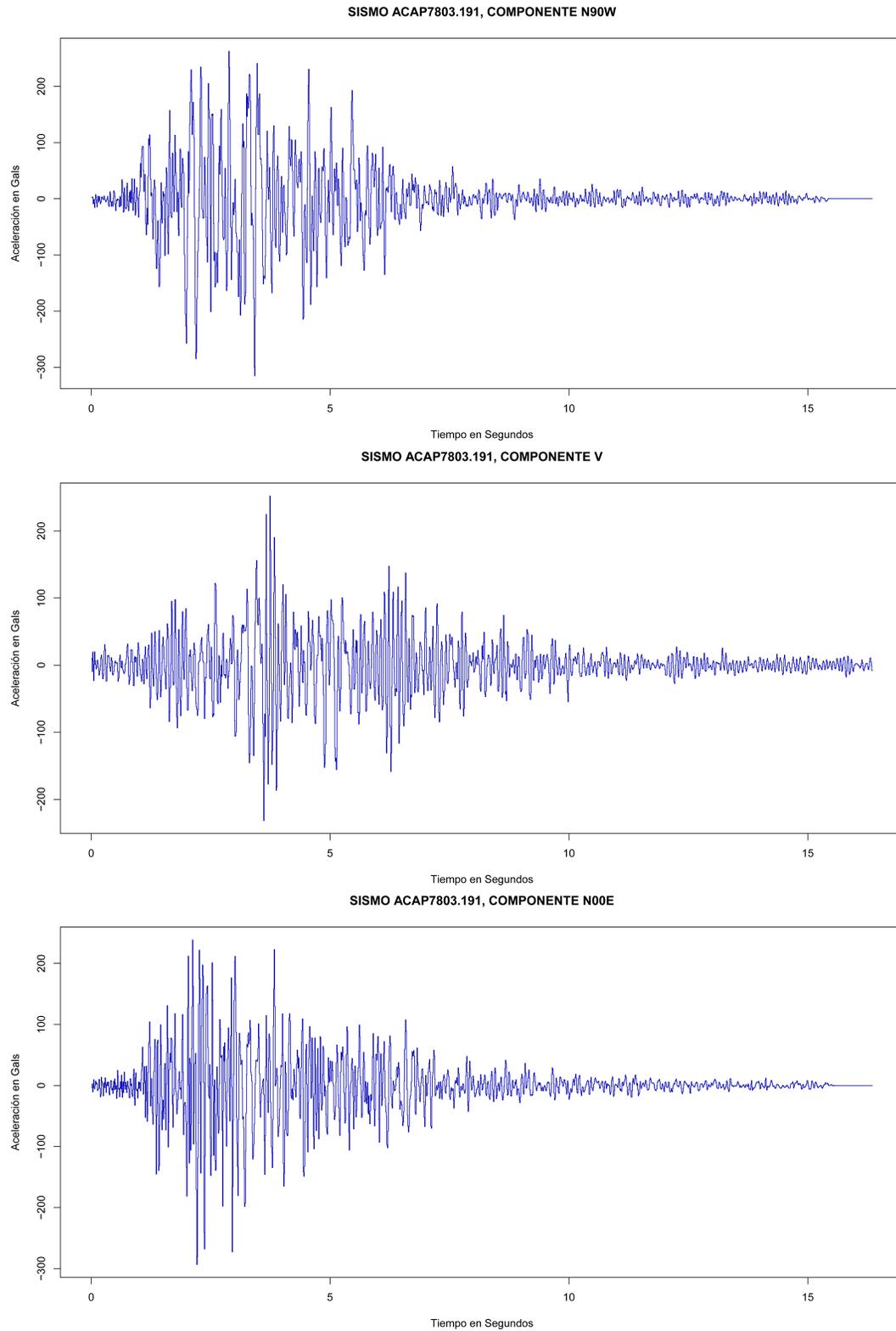


Figura 5.11: Componentes del acelerograma del sismo 1.

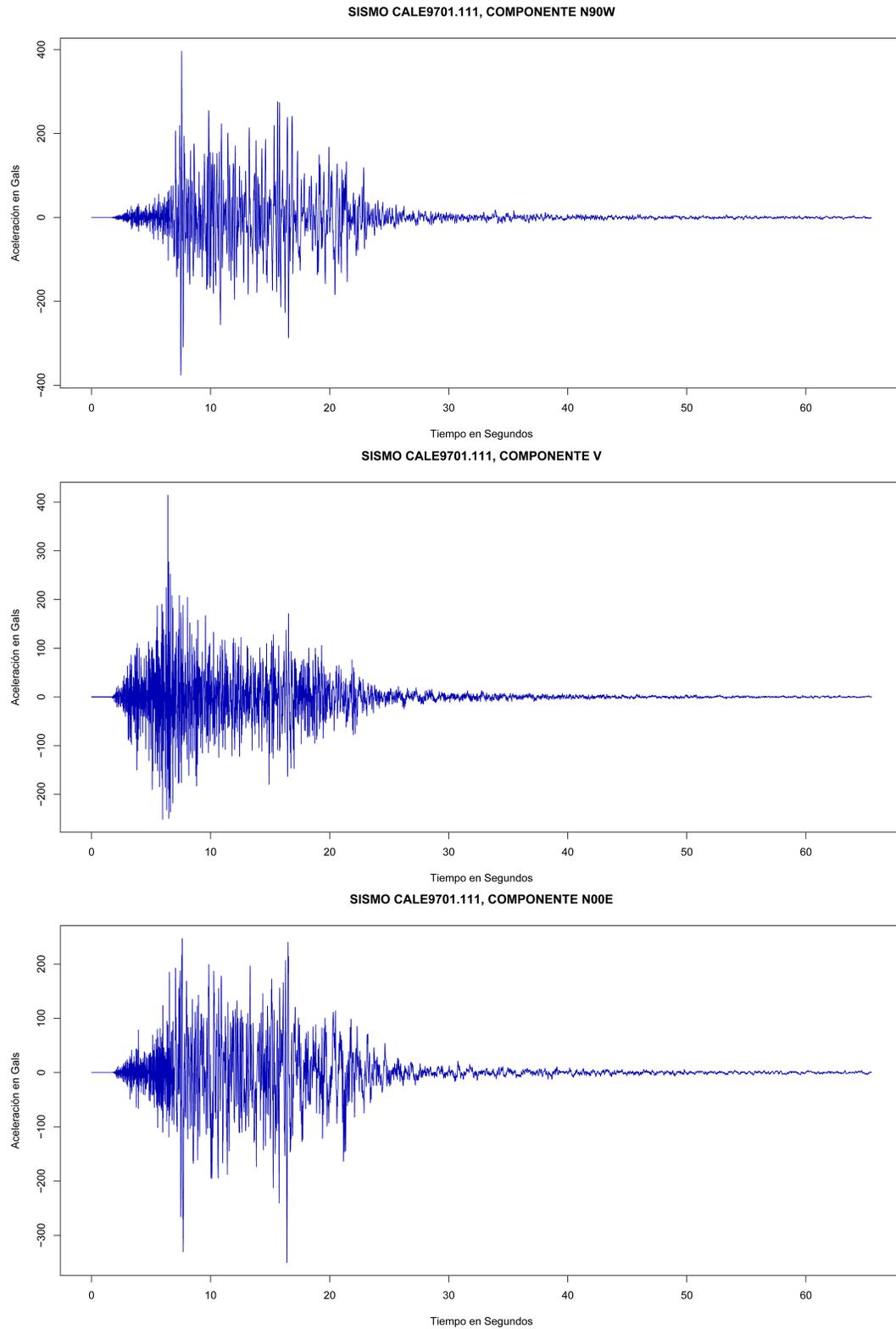


Figura 5.12: Componentes del acelerograma del sismo 2.

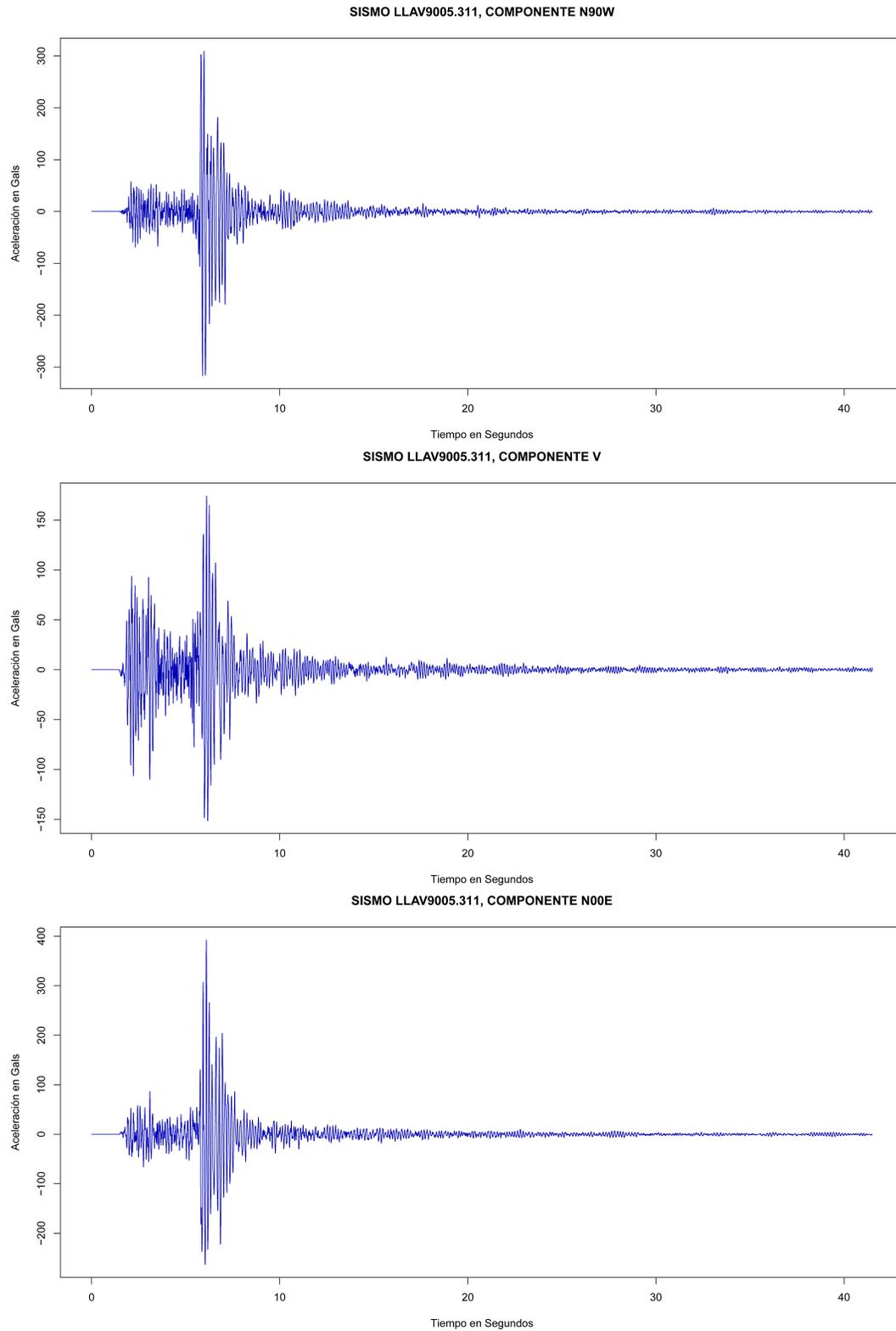


Figura 5.13: Componentes del acelerograma del sismo 3.

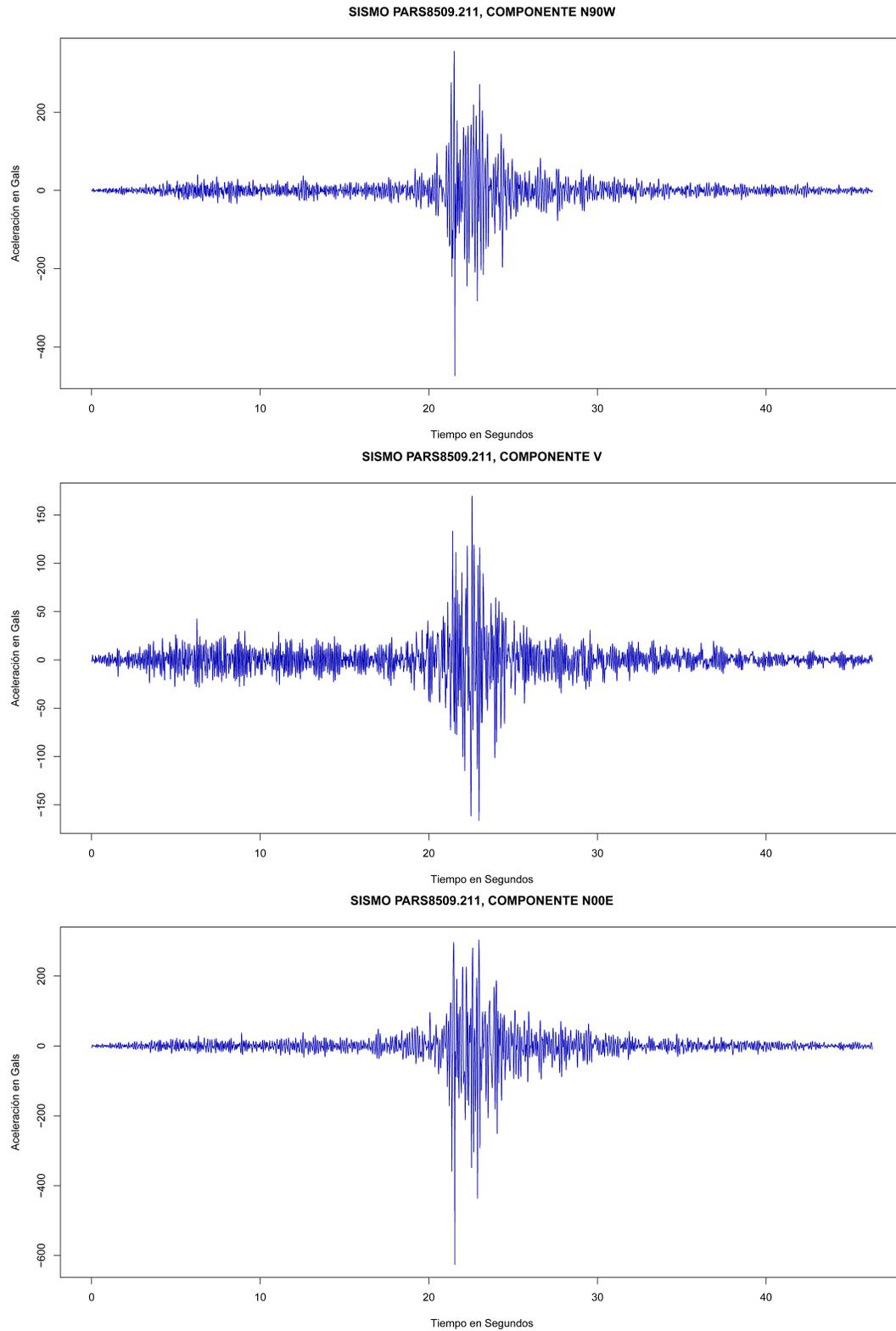


Figura 5.14: Componentes del acelerograma del sismo 4.

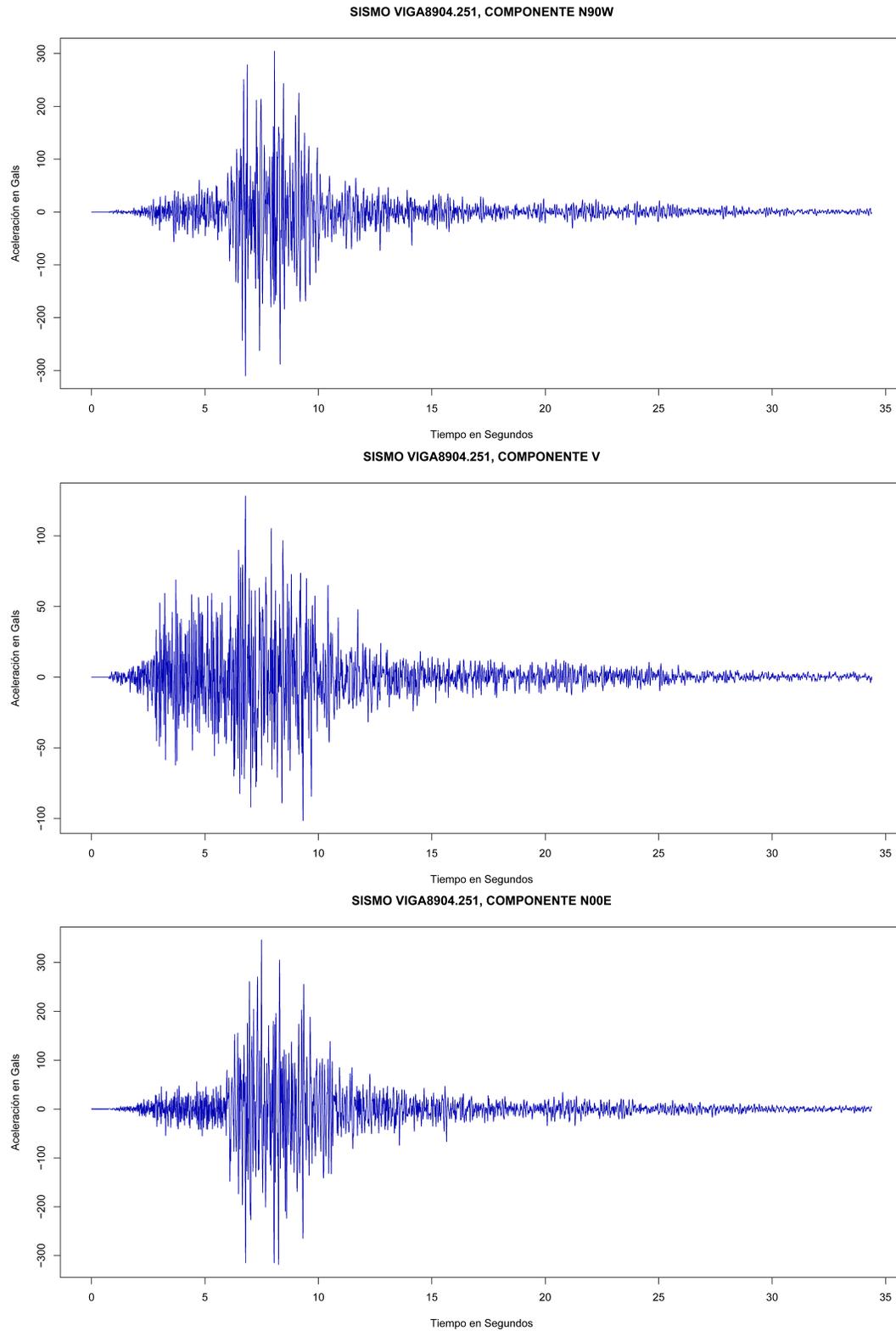


Figura 5.15: Componentes del acelerograma del sismo 5.

### 5.3.4 ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

Para la obtención de los niveles de confiabilidad en términos cuantitativos es posible aplicar los niveles de confiabilidad tipo dos y tres tal como el correspondiente índice  $\beta$  de Cornell [75, 18]. Procediendo de esta manera se debe determinar el margen de seguridad como función de la capacidad y demanda del sistema estructural; siguiendo un esquema semejante al presentado en el Capítulo del Marco Teórico propuesto por Díaz-López Esteva [22] se calculan las funciones de confiabilidad de los dos sistemas estudiados.

Una variación propuesta para el cálculo de confiabilidad permite considerar los posibles efectos torsionales de las estructuras mediante el cálculo de los desplazamientos planos absolutos en lugar de los desplazamientos unidimensionales; esto es, considerar como variable independiente en los cálculos de daño y demanda a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los desplazamientos en los ejes X y Z globales del sistema, de igual forma para el cálculo de las rigideces  $K_0$  y  $K_{sec}$  se utiliza la resultante espacial del corte basal, posteriormente se procede de manera convencional a la propuesta de confiabilidad de Díaz-López Esteva [22], lo anterior se presenta de manera esquemática a continuación en la Figura 5.16:

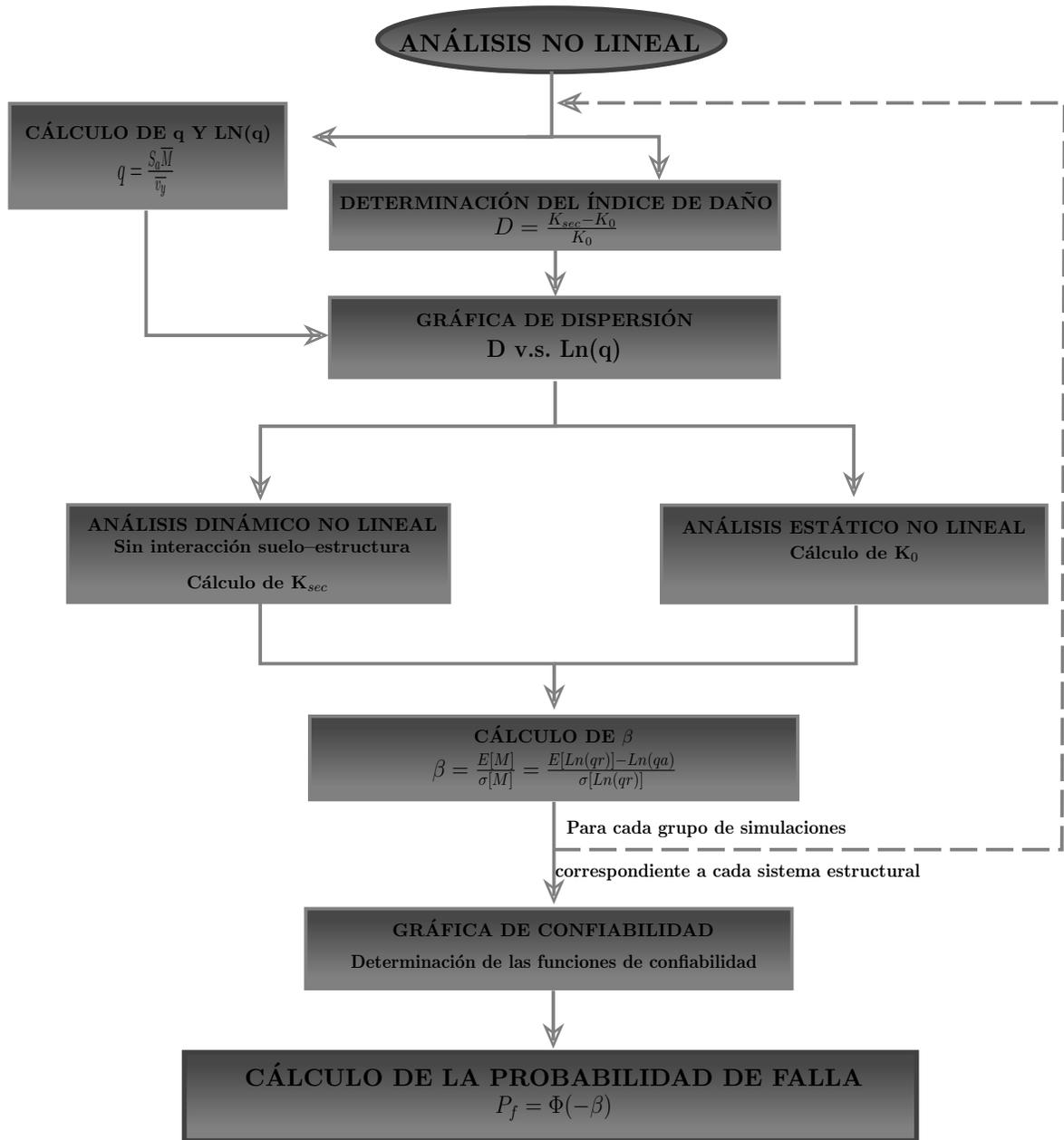


Figura 5.16: Esquema del proceso llevado a cabo para la obtención de las funciones de confiabilidad.

### 5.3.5 PROPUESTA DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

La propuesta de confiabilidad presentada permite considerar los posibles efectos torsionales de las estructuras mediante un esquema de interacción semejante al de la Superficie última de Corte y Torque (SUCT) propuesto por De la Llera y Chopra A. [41]; la extensión se realiza sobre la consideración de la interacción de efectos, sin embargo, aquí se propone considerar la interacción en términos de desplazamientos en el plano  $XZ$  de manera que el estado global del sistema puede determinarse en familias de diagramas de interacción y consecuentemente es posible establecer el margen de seguridad mediante la identificación de la capacidad y la demanda.

Considerando la libertad de desplazamientos de la estructura en los cuatro cuadrantes del plano  $XZ$  correspondientes a cada entrepiso del sistema estructural se propone determinar la capacidad de la estructura en función de las rigideces iniciales de los desplazamiento y distorsiones de entrepiso, lo cual es posible al realizar un análisis tipo *Pushover* aplicando en el sentido de control el total de la carga considerada y aplicando perpendicularmente un 30% de la carga de control. De esta manera se determina la capacidad en el sentido  $(+X)$ ,  $(+Z)$ ,  $(-X)$ ,  $(-Z)$ ,  $(+X + Z)$ ,  $(+X - Z)$ ,  $(-X + Z)$  y  $(-X - Z)$ ; debido a la configuración de las cargas las características torsionales del sistema son incluidas en los análisis.

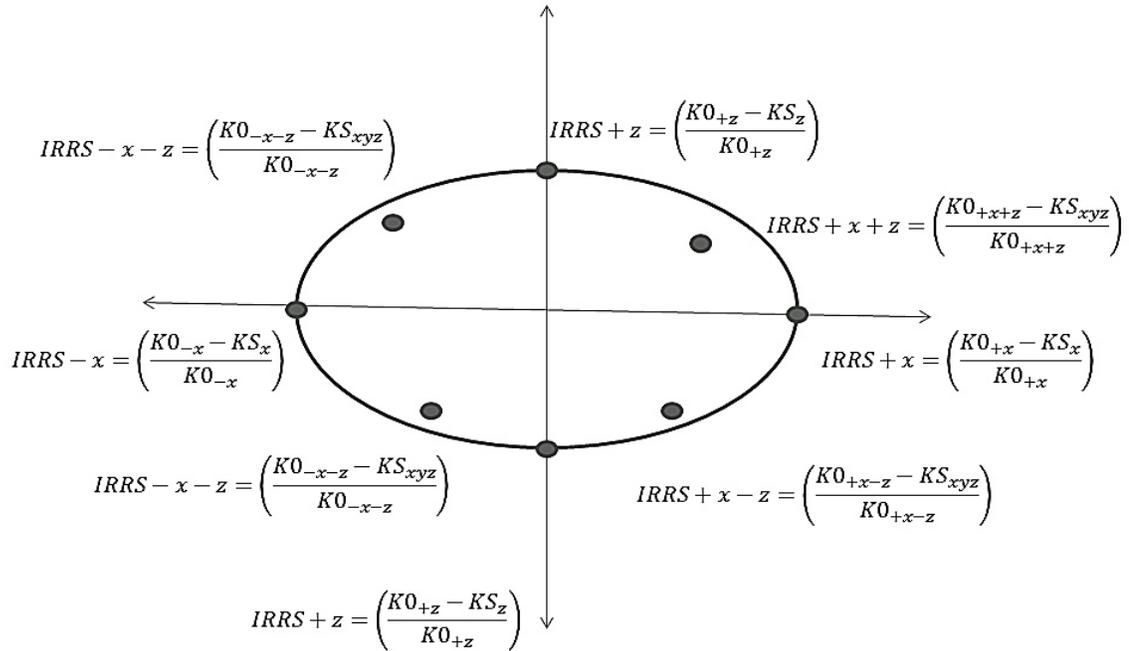


Figura 5.17: Ilustración de los cálculos planteados en la propuesta de confiabilidad para las medidas de daño por el IRRS [22].

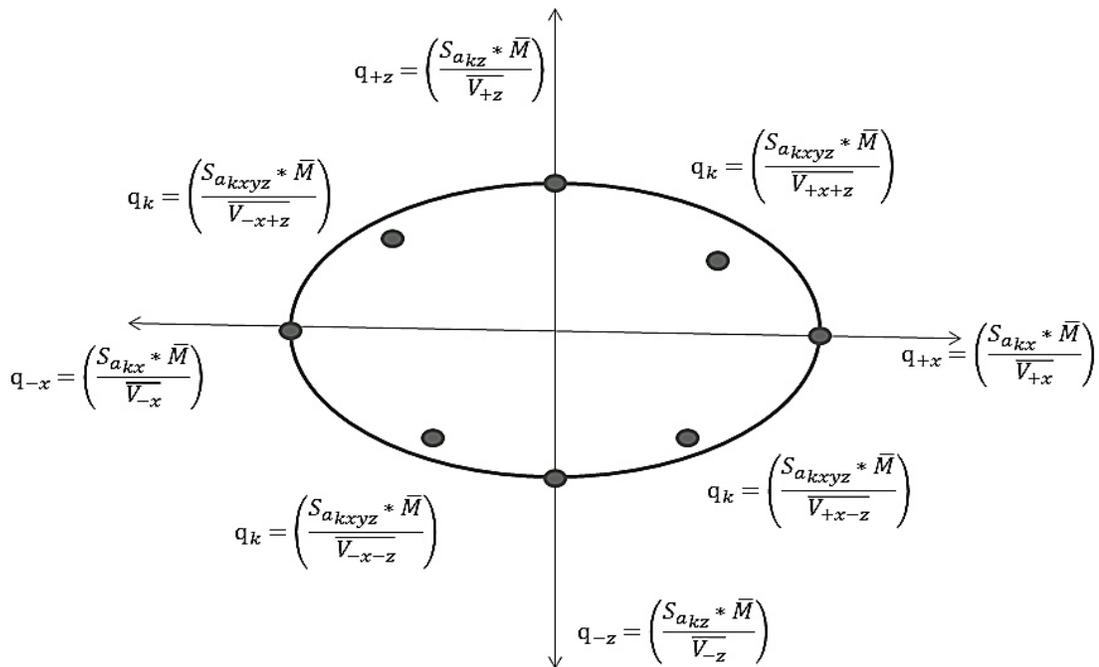


Figura 5.18: Ilustración de los cálculos planteados en la propuesta de confiabilidad para las medidas de intensidad normalizada q.

## CAPÍTULO 6

# ANÁLISIS DE RESULTADOS

---

*“Para las personas creyentes, Dios esta al principio. Para los científicos está el final de todas sus reflexiones”.*

Max Planck.

## 6.1 RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN POR MONTECARLO

Como parte de los resultados de las simulaciones de propiedades es posible observar en la Figura 6.1 y 6.2 las diferencias existentes entre los periodos de vibrar en uno u otro sentido cuyo origen reside en los cambios existentes entre las secciones simuladas.

Como parte de esta investigación se realizaron ocho simulaciones independientes de edificios considerando cuatro simulaciones con el modelo de carga viva de Mitchel, G. R. y Woodgate, R. W [57] y otras cuatro con el de Peir J. y Cornell C. [63]. Las conclusiones de esta parte de la investigaciones pueden obtenerse de manera detallada en uno de los artículos obtenidos por esta investigación [37].

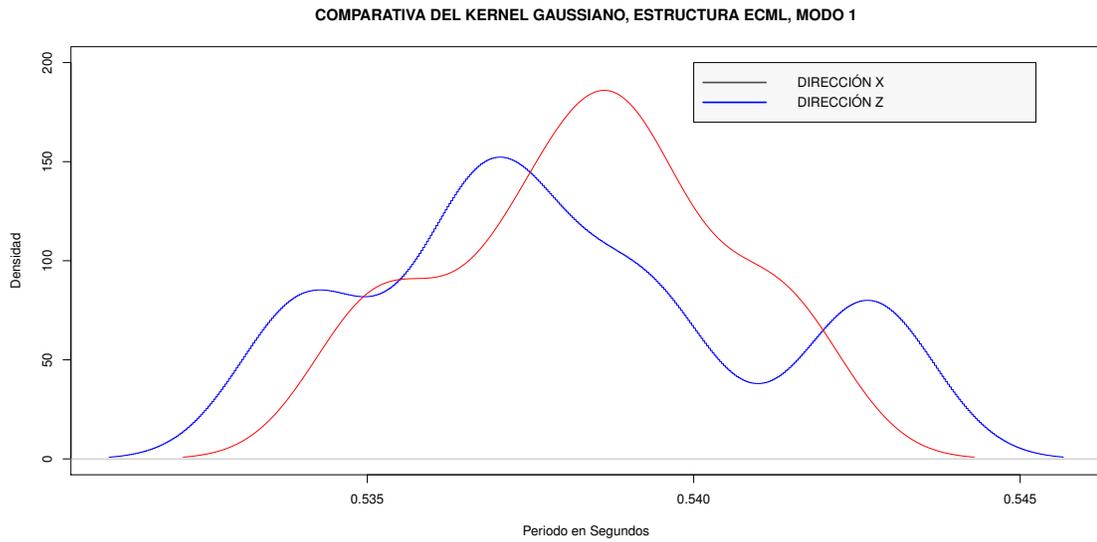


Figura 6.1: Comparativa de los resultados de los modos de vibrar.

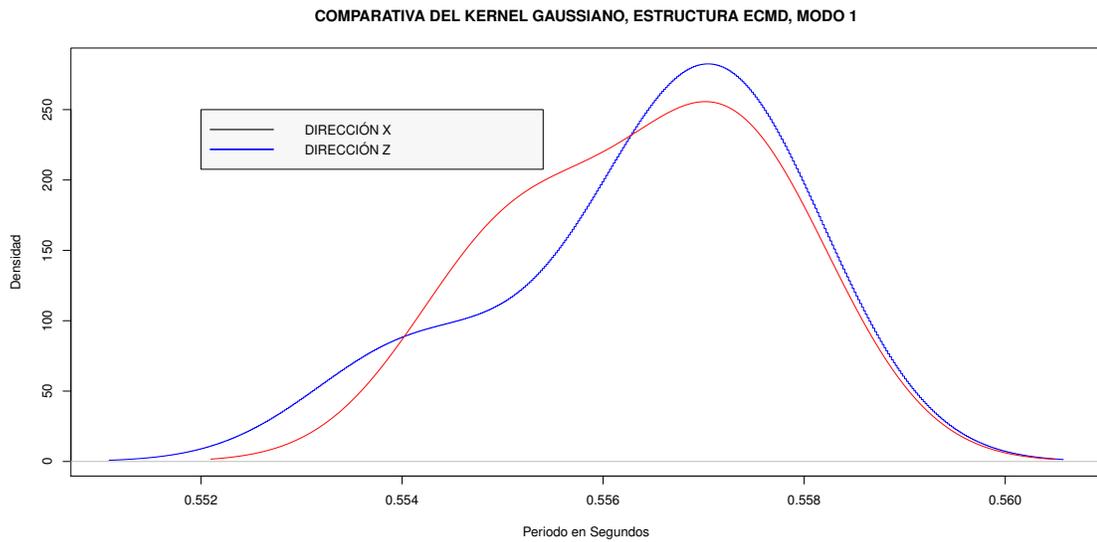


Figura 6.2: Comparativa de los resultados de los modos de vibrar.

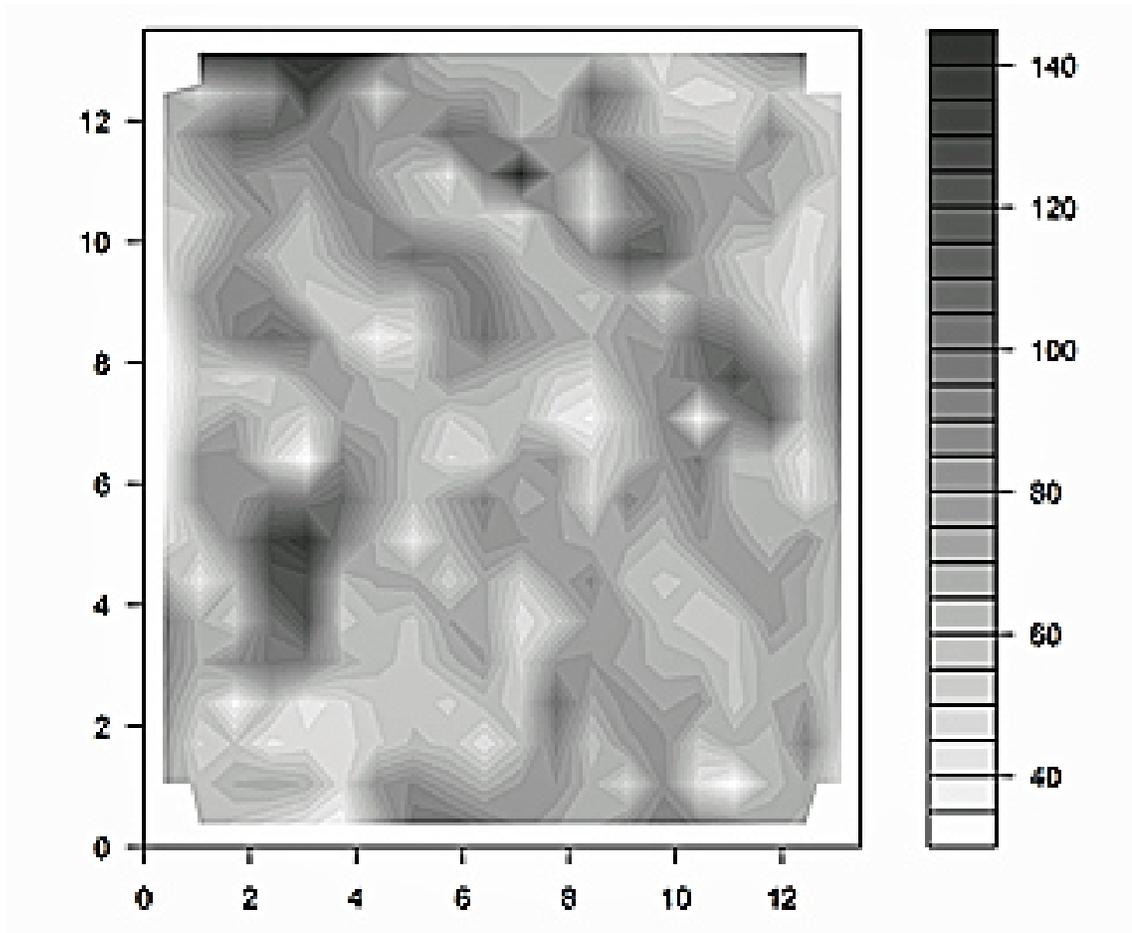


Figura 6.3: Distribución de carga viva en entrepiso conforme al modelo de Mitchelll y Goodwate, en  $kg/m^2$ .

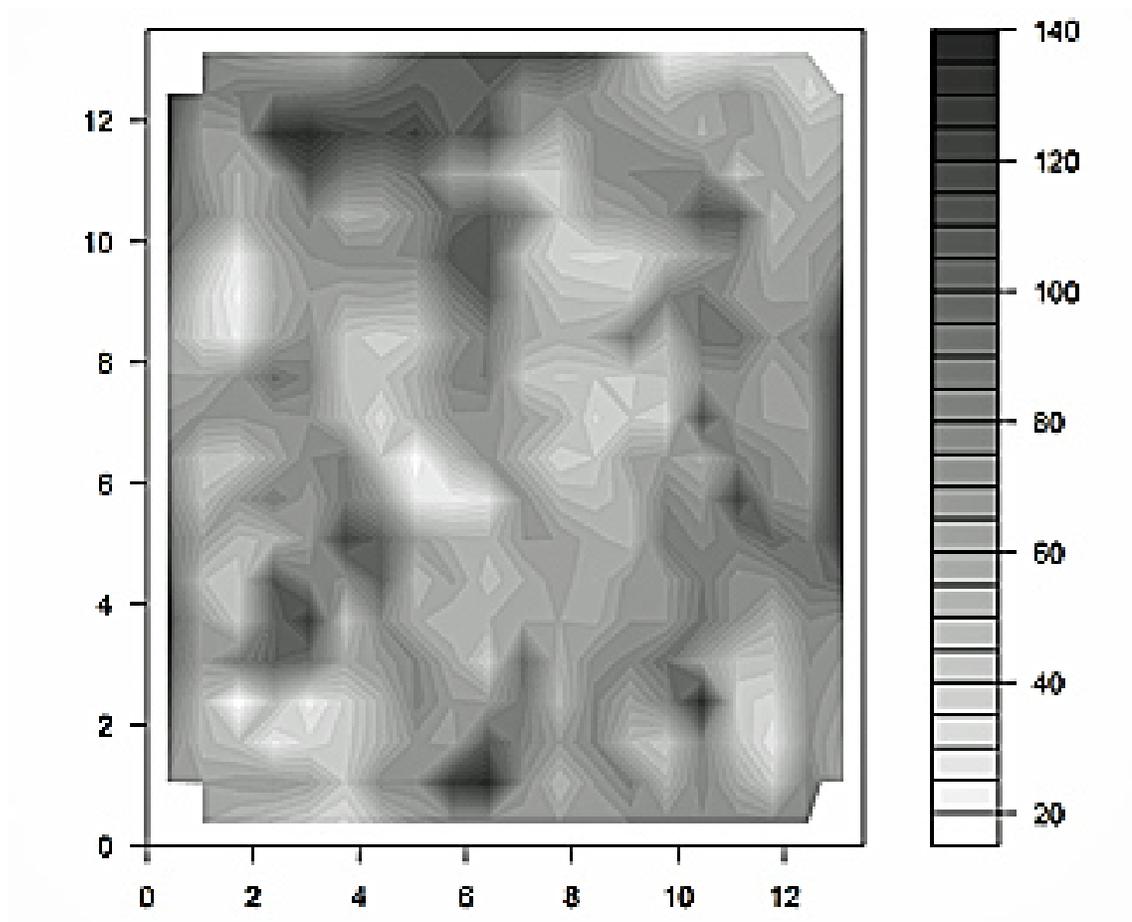


Figura 6.4: Distribución de carga viva en entrepiso conforme al modelo de Pier y Cornell, en  $kg/m^2$ .

En la Figura 6.3 y 6.4 se presenta una comparativa resultante de la distribución de cargas vivas resultado de los dos modelos de simulación estudiados. Como parte de los resultados de estos tipos de modelos es posible observar la ventaja del modelo de Peir J. y Cornell C. [63] respecto al de Mitchel, G. R. y Woodgate, R. W [57] debido a la correlación implícita entre áreas, edificios y niveles; lo anterior resulta en un modelo con gradientes suavizados entre diversos puntos del entrepiso.

## 6.2 MODELADO NO LINEAL DE LA MAMPOSTERÍA.

Una parte fundamental del modelado no lineal de la mampostería como se ha venido presentando es la consideración de los efectos fuera del plano del modelo de la mampostería de manera que resulta de vital importancia observar que el comportamiento sea el adecuado de acuerdo a las simplificaciones del análisis; para mayor información vease el *Apéndice A*. En la Figura 6.5 a 6.7 se presenta visualmente algunos resultados de la interacción de los desplazamientos, es posible concluir que siempre se mantienen dentro de los límites del diagrama calculado. En la Figura 6.7 puede observarse la tendencia de cambio de los desplazamientos conforme se incrementa en entrepiso, lo anterior es resultado de los modos de vibrar de la estructura.

Otra de las ventajas del modelo aplicado de la mampostería es la remoción del elemento debida al daño excesivo. En la Figura C.17 y C.18 del *Apendice C* es posible observar el orden determinado de ubicación de los muros de mampostería. Por otro lado un ejemplo de la secuencia de eliminación de los muros sujetos a los diversos análisis se muestra en la Figura 6.8; en dicha Figura es posible observar la eliminación de los muros correspondientes al segundo nivel y el incremento de desplazamientos relativos conforme se incrementa el número de entrepiso, el muro uno del segundo entrepiso corresponde al muro 13 del tercero, al 25 del cuarto y al 37 del quinto entrepiso.

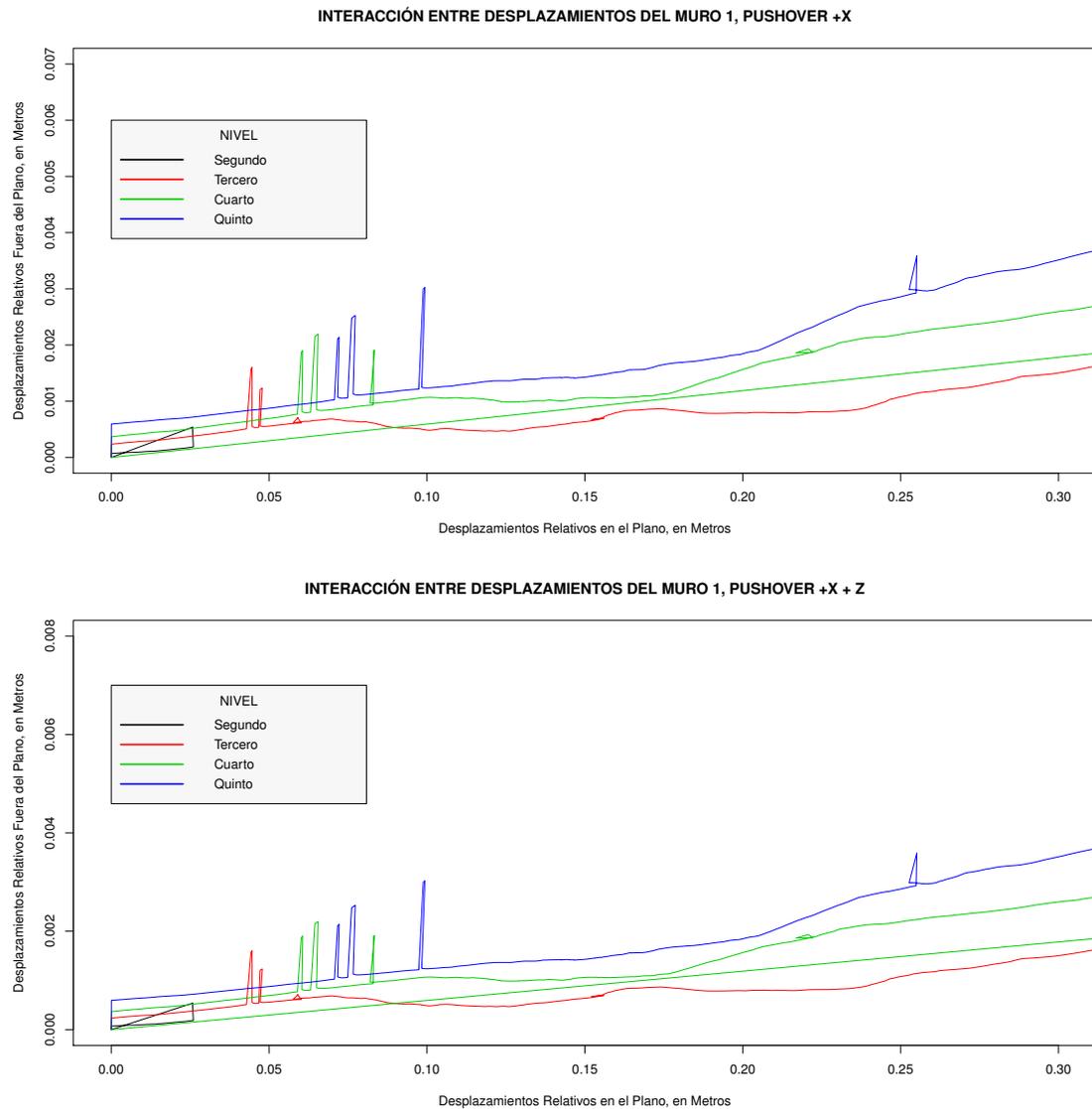


Figura 6.5: Comportamiento dentro y fuera del plano del modelo de mampostería ante Pushover.

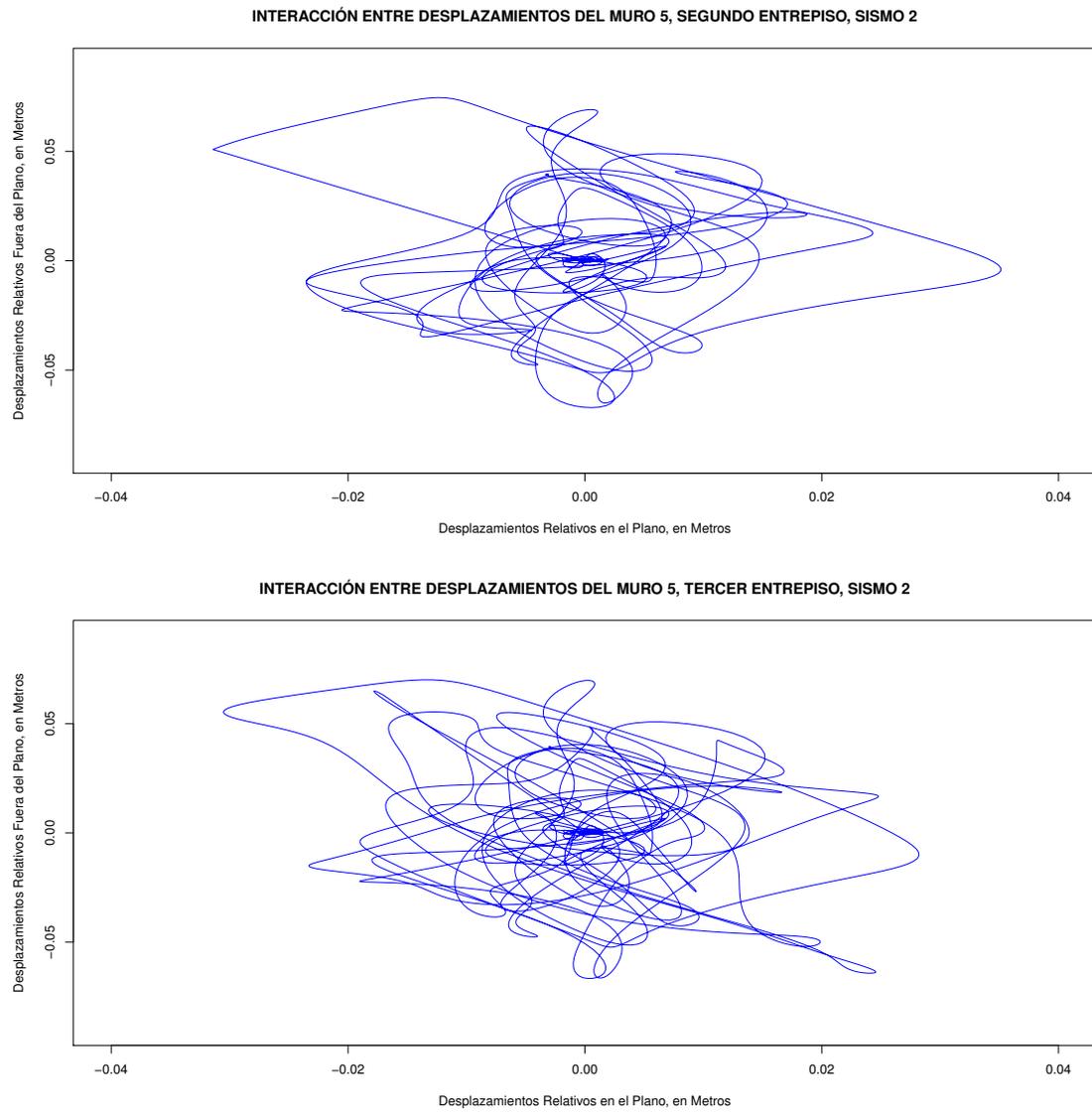


Figura 6.6: Comportamiento dentro y fuera del plano del modelo de mampostería ante Pushover.

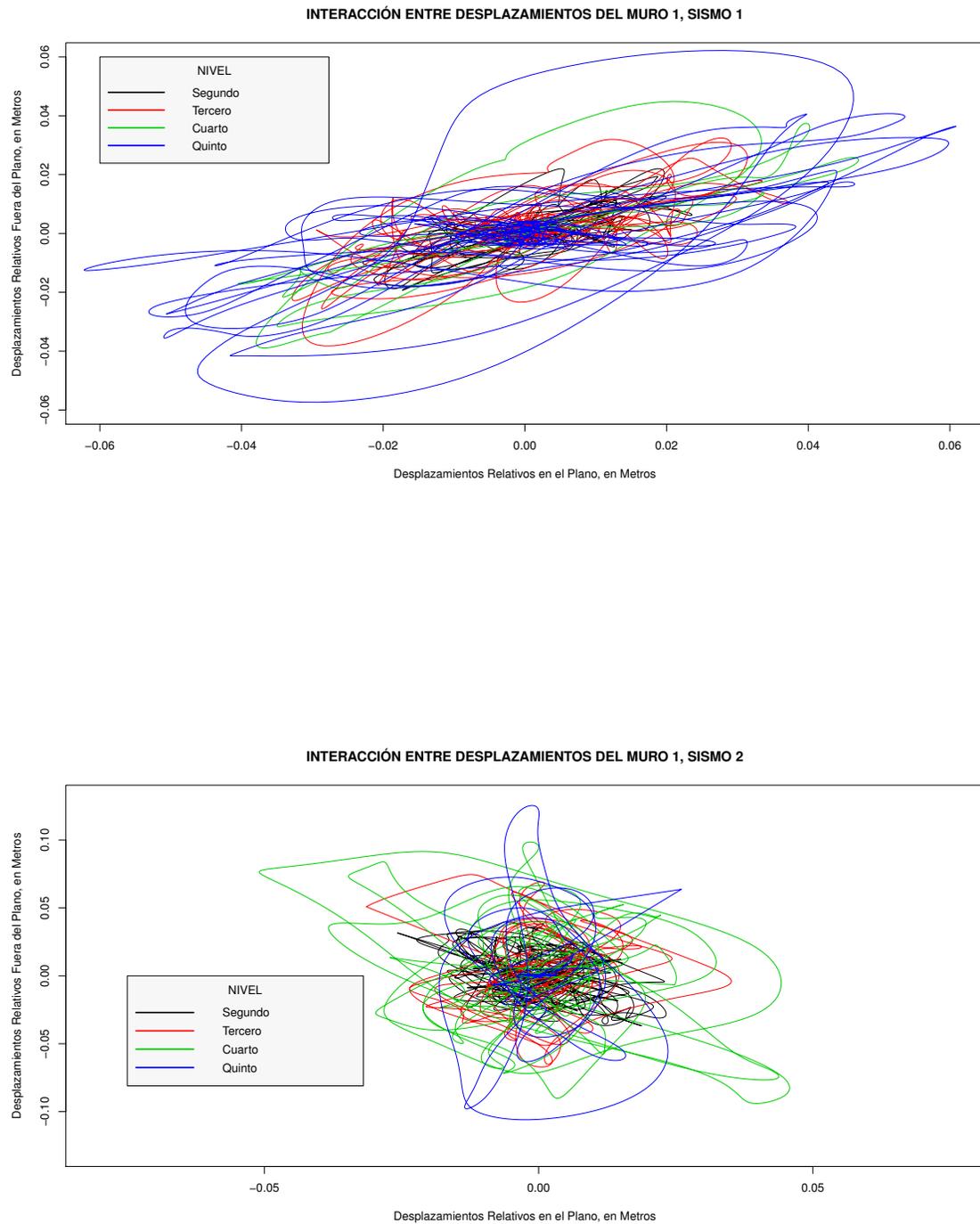


Figura 6.7: Comportamiento dentro y fuera del plano del modelo de mampostería ante Sismos.

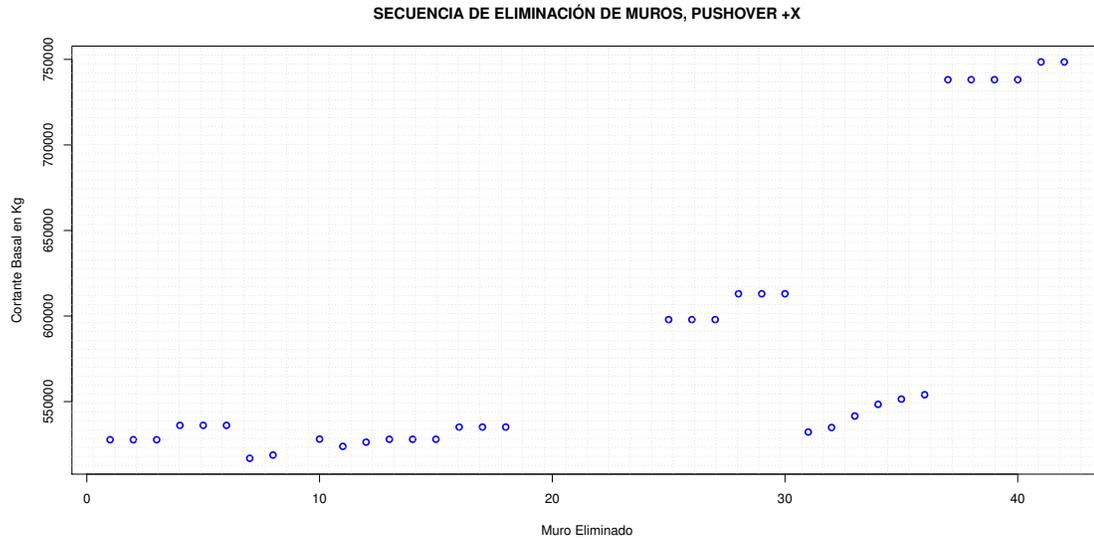


Figura 6.8: Proceso de remoción de mampostería ante Pushover.

En el *Apéndice D* se muestran los casos complementarios de eliminación de muros; con base en estos resultados es posible concluir que conforme al orden de numeración de los muros de mampostería la eliminación resulta acorde a lo esperado puesto que en la aplicación del Pushover los muros que reciben mayor demanda y consecuentemente se eliminan son los que se encuentran paralelos a la dirección de aplicación de la carga, mientras que en los análisis dinámicos los muros que se eliminan dependen de las formas de vibrar de la estructura. Respecto a las gráficas de eliminación cabe mencionar que en el caso de los empujes laterales, los muros del primer nivel son eliminados y conforme la estructura sufre mayores daños se eliminan los muros superiores, sin embargo, estos corresponden a las cargas descendentes del comportamiento no lineal y no a las correspondientes a la eliminación de los muros del segundo nivel.

### 6.3 MODELADO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA.

A continuación se presenta una parte de los resultados de la modelación no lineal de la estructura; existe una gran cantidad de información disponible para caracterizar el comportamiento global de la estructura, sin embargo, únicamente se utilizan en esta investigación los datos más significativos que permitan representar el comportamiento global de los edificios.

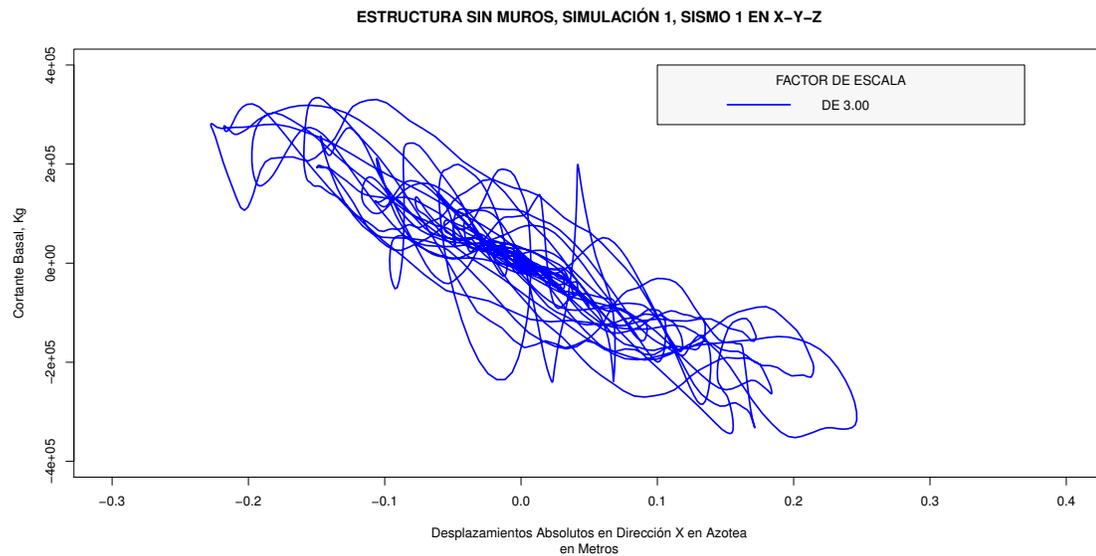


Figura 6.9: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sismo con sus tres componentes de aceleración escaladas un factor de tres.

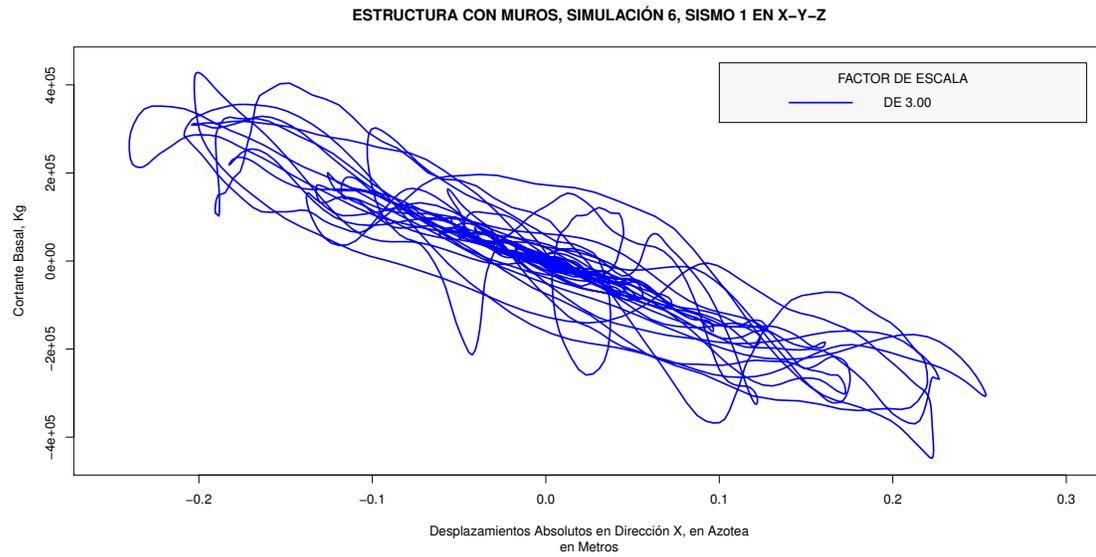


Figura 6.10: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sismo con sus tres componentes de aceleración escaladas un factor de tres, continuación.

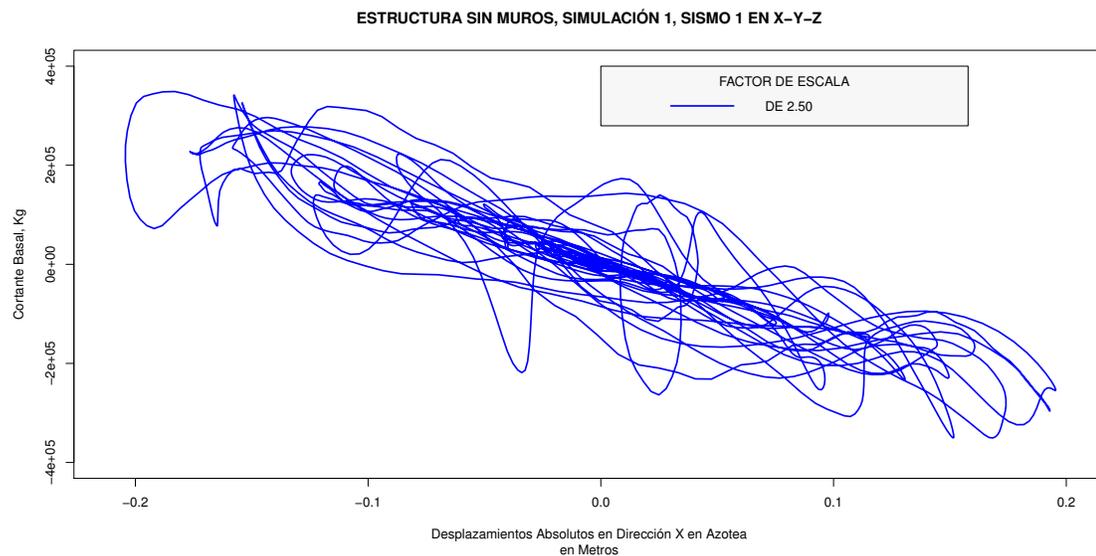


Figura 6.11: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sismo con sus tres componentes de aceleración escaladas un factor de dos y medio.

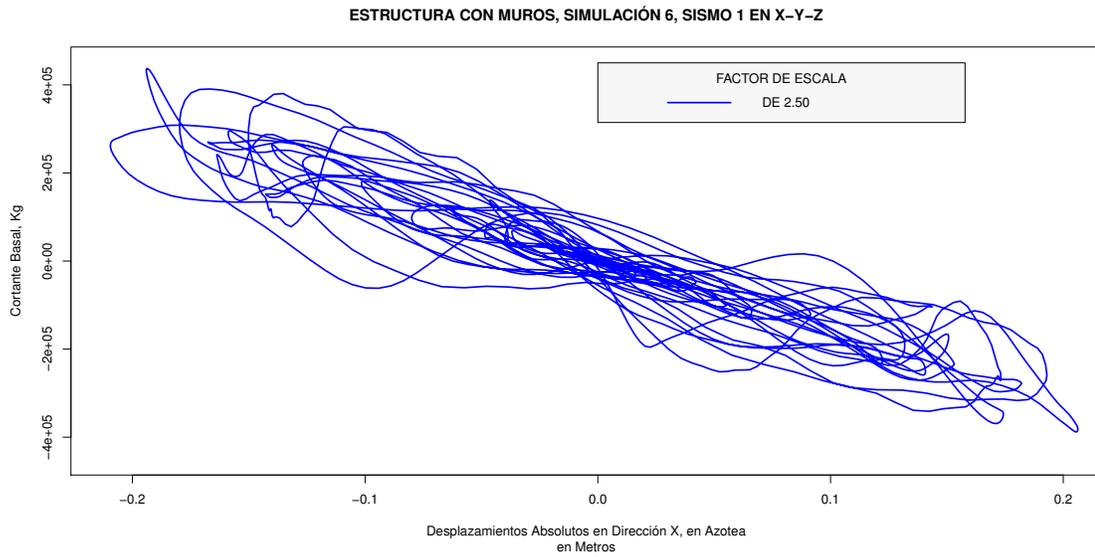


Figura 6.12: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sismo con sus tres componentes de aceleración escaladas un factor de dos y medio, continuación.

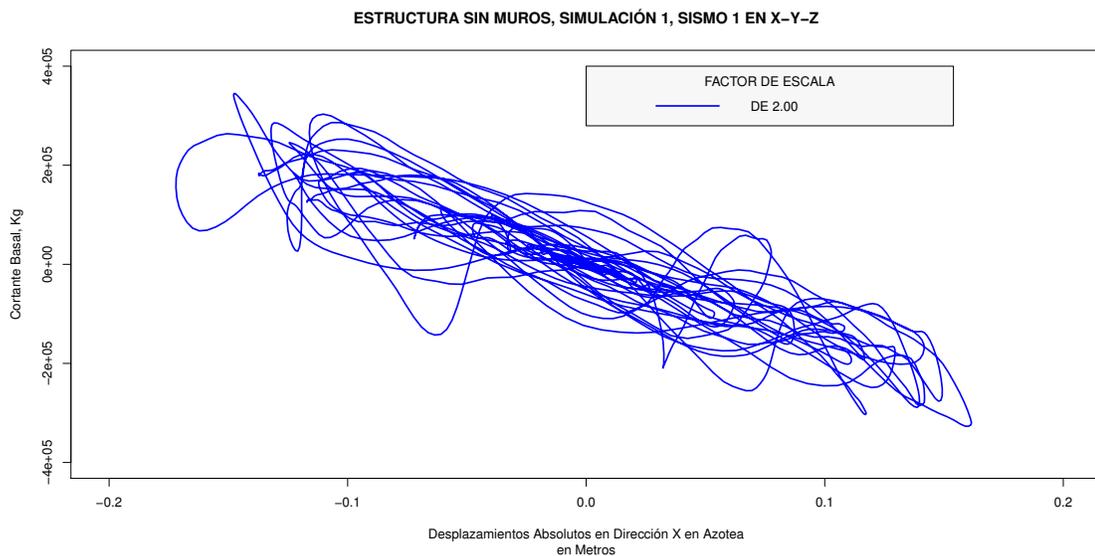


Figura 6.13: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sismo con sus tres componentes de aceleración escaladas un factor de dos.

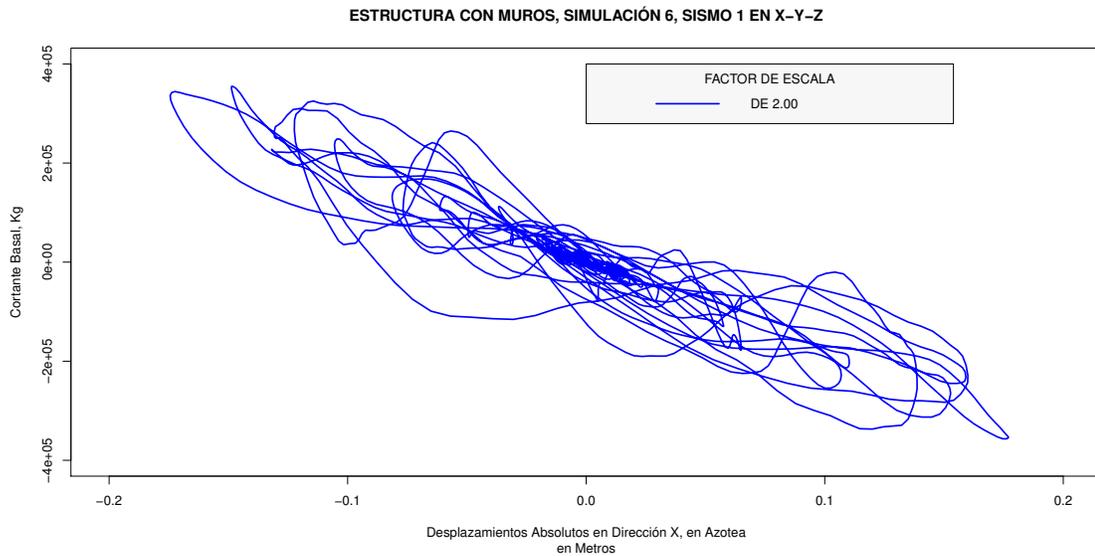


Figura 6.14: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sismo con sus tres componentes de aceleración escaladas un factor de dos, continuación.

El comportamiento dinámico de la estructura converge en un principio sobre un esquema elástico, el cual posteriormente al sufrir mayor daño se desplaza a valores de rigidez menores a los iniciales. Las diferencias primordiales entre las estructuras tipo ECMD y ECML en los análisis dinámicos residen en que los muros transmiten mayor rigidez globalmente a la estructura pero la rigidez de las columnas en planta baja retrasa la formación de un piso suave hasta altos grados de daño estructural.

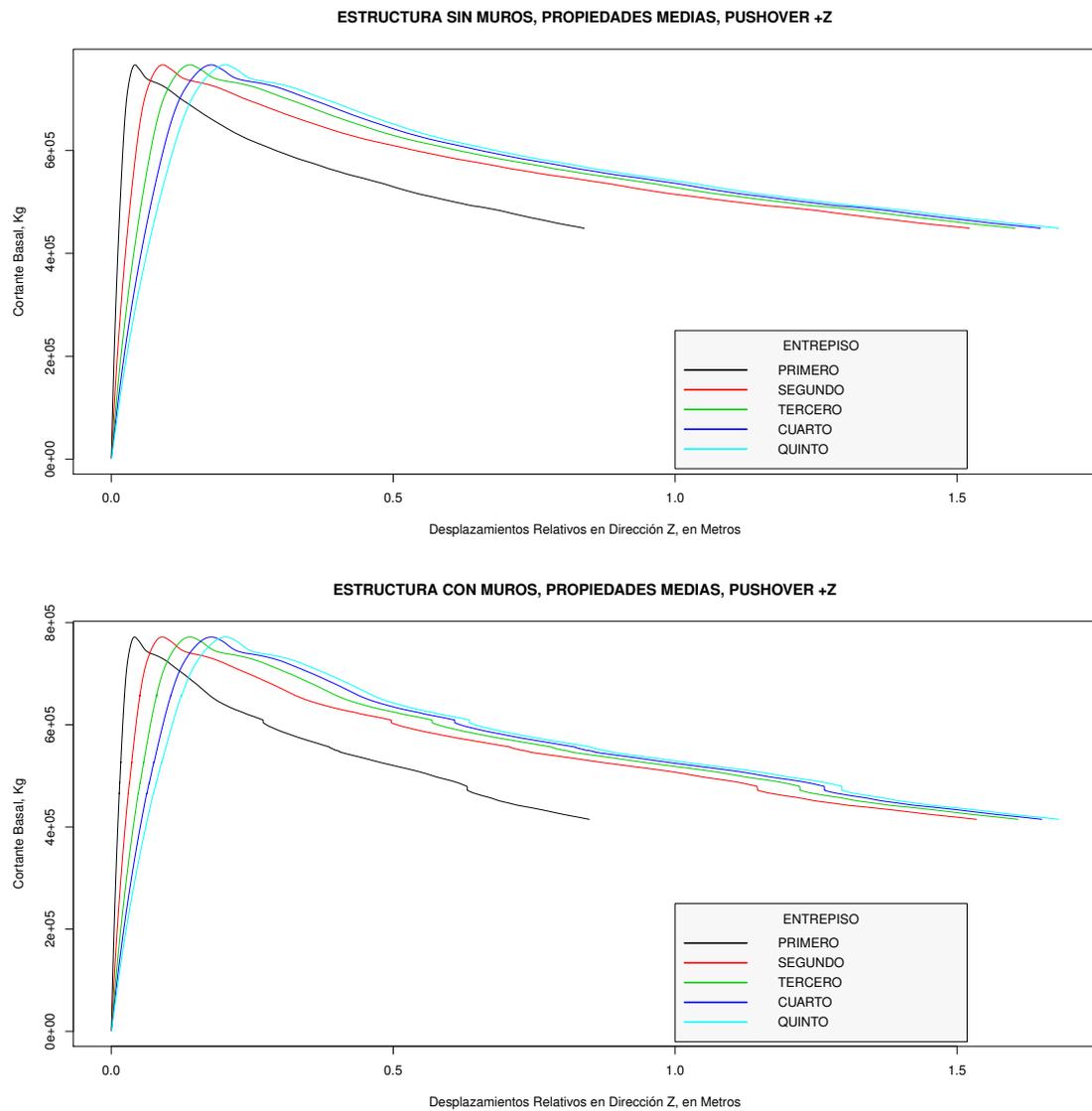


Figura 6.15: Comportamiento de los nodos maestros de entrepiso en Pushover de propiedades medias en la dirección +Z.

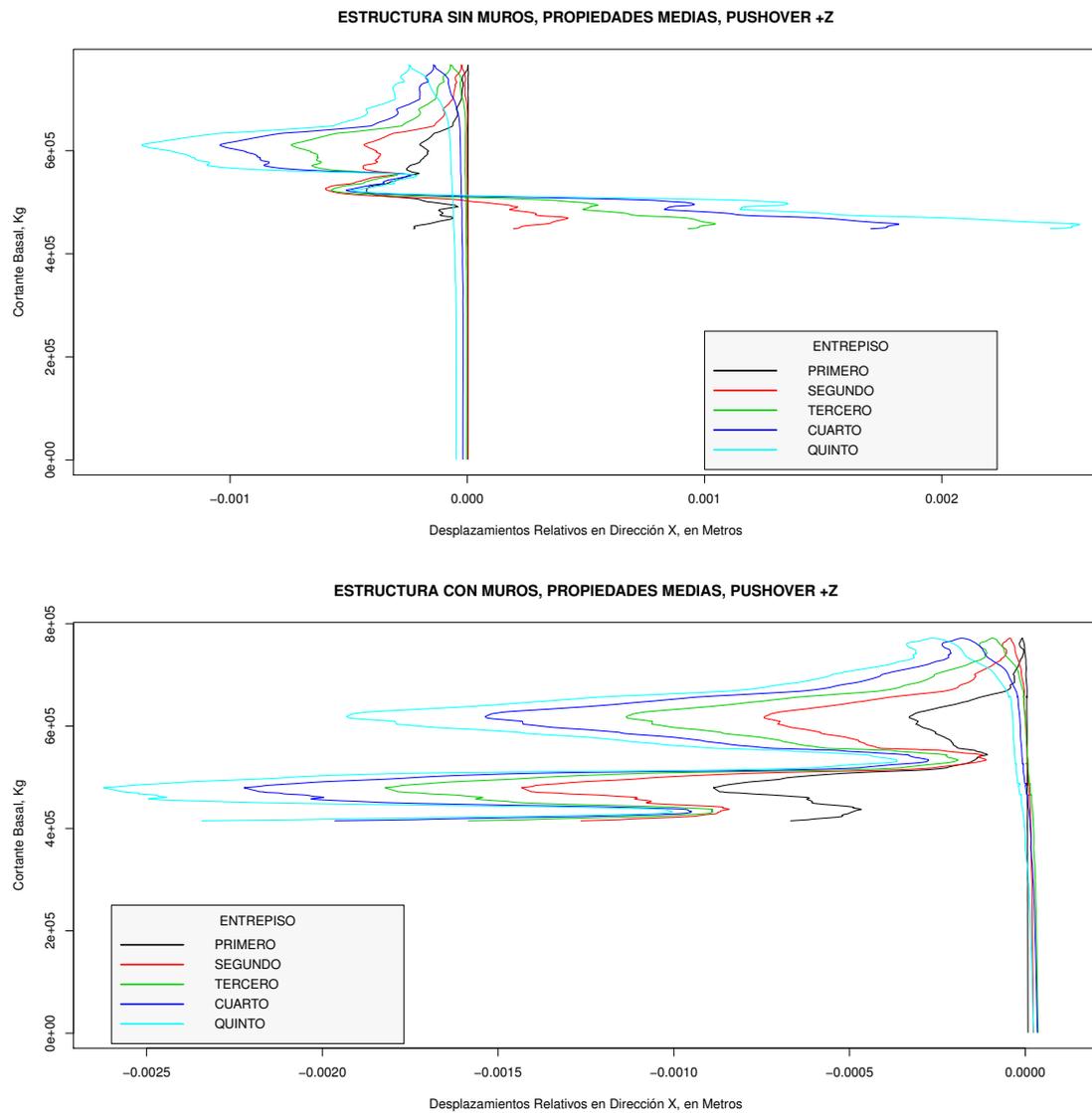


Figura 6.16: Comportamiento de los nodos maestros de entrepiso en Pushover de propiedades medias en la dirección +Z, continuación.

Como puede observarse en la Figura 6.15 y 6.16 existen diferencias significativas únicamente en los entrepisos menores al superior, principalmente la tendencia de falla se posiciona en el entrepiso número uno y dos, posiblemente por la presencia de los muros de mampostería y el cambio de rigidez.

El tipo de pushover aplicado posiblemente influye en la forma de falla debido a que la aplicación de fuerzas es controlada por los desplazamientos del nodo maestro del nivel superior de manera que las curvas de cortante basal contra desplazamientos utilizadas para la obtención del IRRS resultan de gran similitud entre si. Cabe mencionar que los valores del cortante basal utilizados corresponden a los valores de las fuerzas resultantes del plano, es decir, de los ejes X y Z así como los desplazamientos considerados son los desplazamientos resultantes.

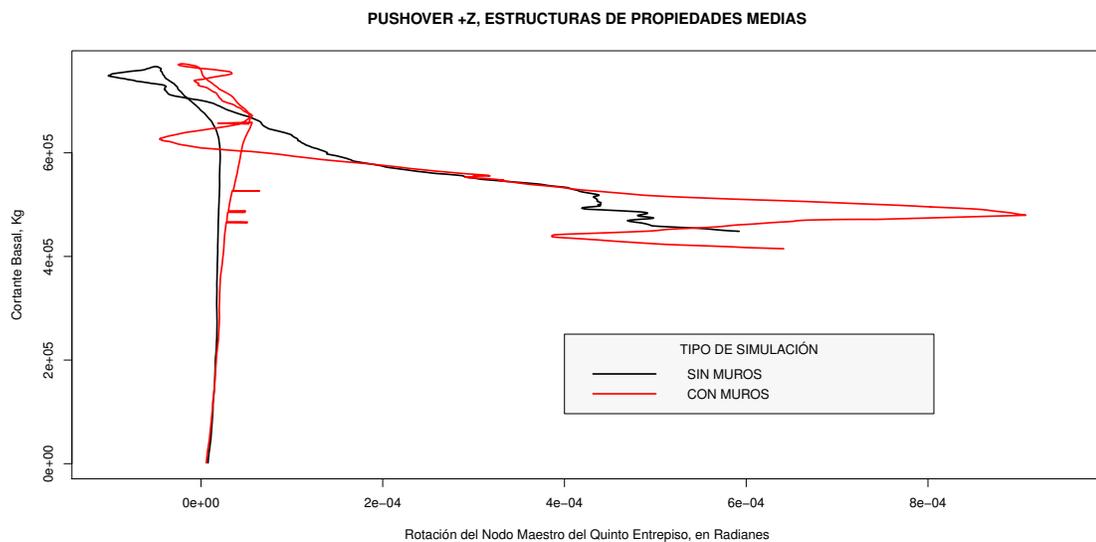


Figura 6.17: Rotación de los nodos maestros de entrepiso en Pushover de propiedades medias en la dirección +Z.

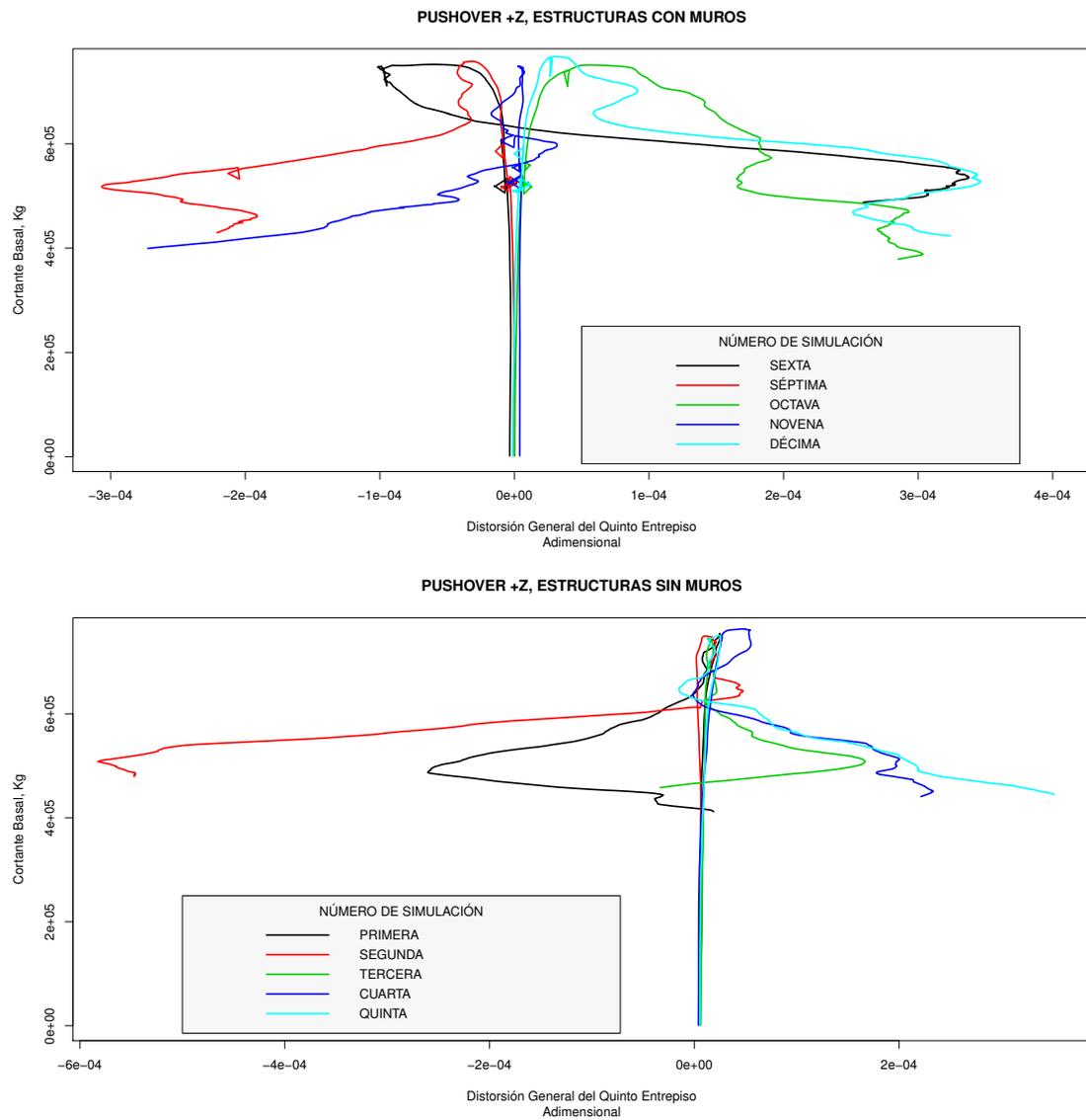


Figura 6.18: Distorsión de los nodos maestros de entrepiso en Pushover de propiedades simuladas en la dirección +Z.

En los resultados puede observarse que debido a la generación de los mecanismos de falla en la dirección de aplicación de la carga, la estructura se re-acomoda liberando energía en estos puntos y exigiendo demanda sobre la dirección perpendicular, por lo anterior como medida de daño directo podría resultar adecuado el uso de las rotaciones y distorsiones de entrepiso las cuales son visualmente distintas entre si. Tómese como ejemplo la Figura 6.17 y 6.18 en las cuales se puede observar que existe valores variables de simulación en simulación.

Finalmente resulta importante observar que las pendientes iniciales mostradas en la Figura 6.19 son básicamente equivalentes de manera que la pendiente de capacidad y daño requeridas por el *IRRS* no presentan distinción considerable.

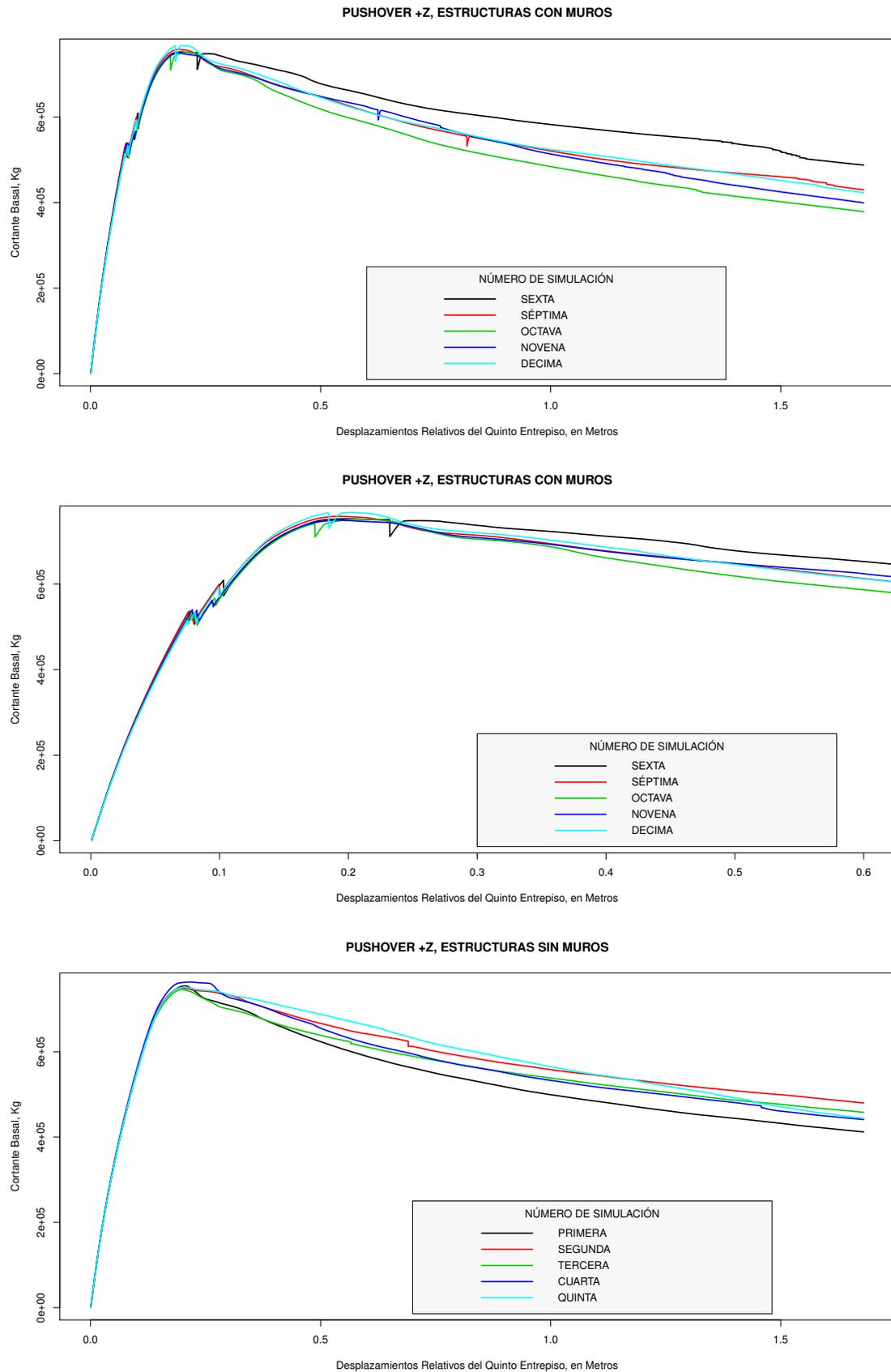


Figura 6.19: Diferencias en las curvas de Pushover en la dirección +Z en sistemas ECMD y ECML.

## 6.4 ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

A continuación se presentan los resultados finales obtenidos a través de la modelación no lineal que permiten obtener las funciones de confiabilidad; estos resultados corresponden a los niveles de desplazamiento generadas en los entrepisos del nivel superior. Los resultados se presentan de acuerdo al esquema propuesto de confiabilidad en el espacio. En el *Apendice D* se presentan resultados complementarios a los presentados a continuación.

### 6.4.1 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN $+X$ .

En la Figura 6.20 y 6.21 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML respectivamente para el caso de dirección positiva en X. Los resultados se presentan de acuerdo al esquema propuesto de confiabilidad en el espacio.

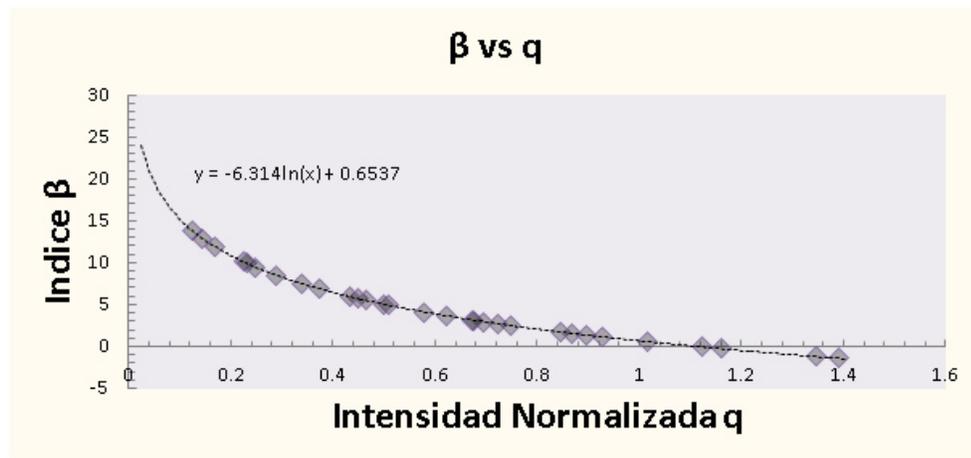


Figura 6.20: Gráficas de confiabilidad en dirección  $+X$  para la estructura sin muros de mampostería.

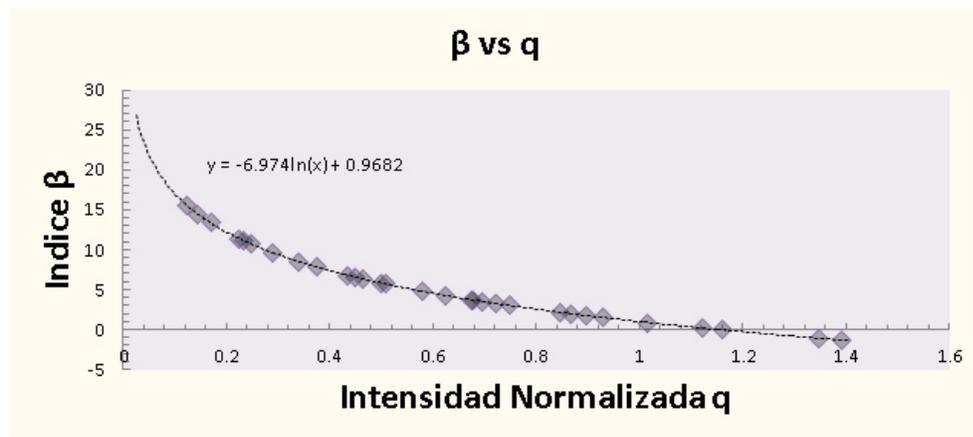


Figura 6.21: Gráficas de confiabilidad en dirección  $+X$  para la estructura con muros de mampostería.

#### 6.4.2 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN $-X$ .

En la Figura 6.22 y 6.23 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML en la aplicación de carga en dirección  $X$  negativa global. Los resultados se presentan de acuerdo al esquema propuesto de confiabilidad en el espacio.

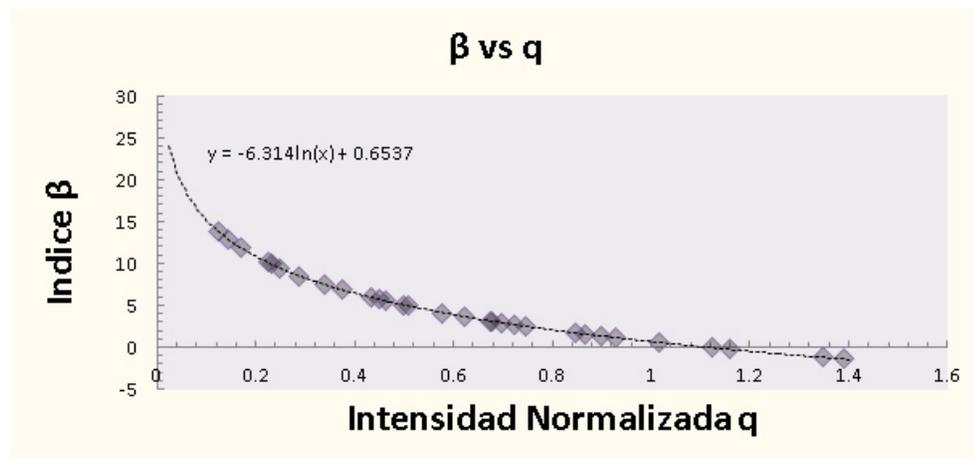


Figura 6.22: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-X$  para la estructura sin muros de mampostería.

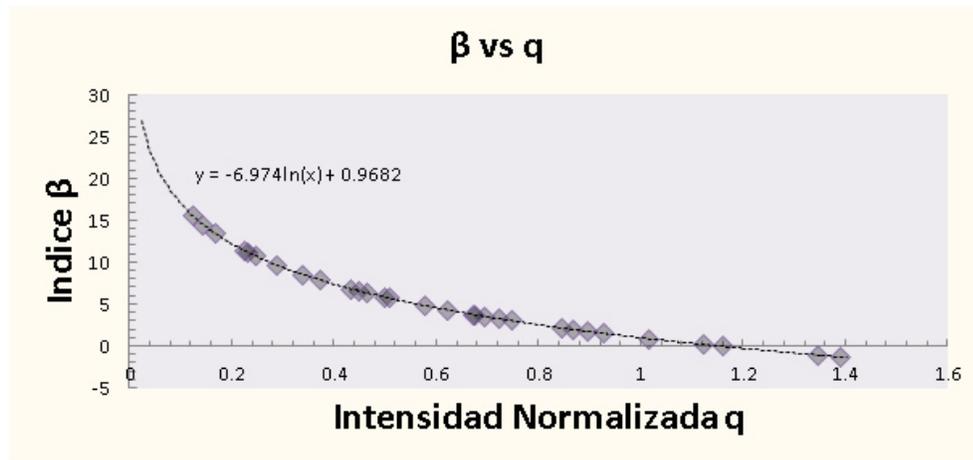


Figura 6.23: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-X$  para la estructura con muros de mampostería.

### 6.4.3 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN $+Z$ .

En la Figura 6.24 y 6.25 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML en la aplicación de carga en dirección  $Z$  positiva global. Los resultados se presentan de acuerdo al esquema propuesto de confiabilidad en el espacio.

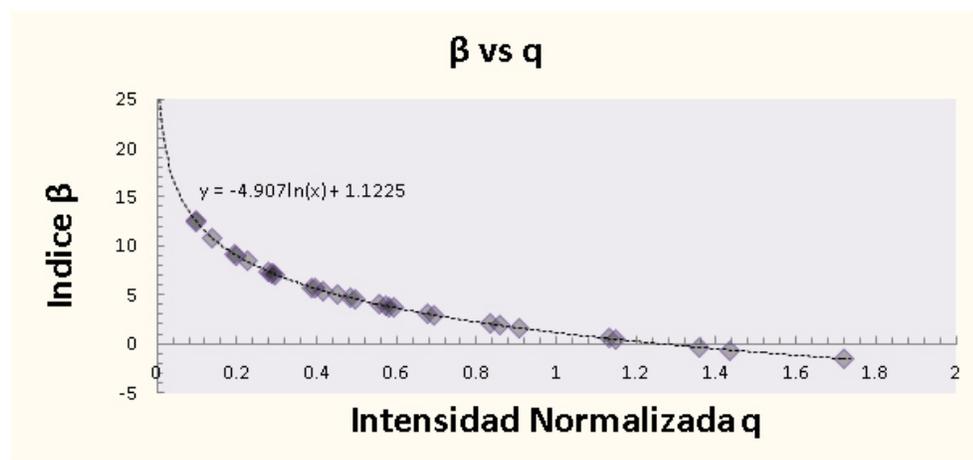


Figura 6.24: Gráficas de confiabilidad en dirección  $+Z$  para la estructura sin muros de mampostería.

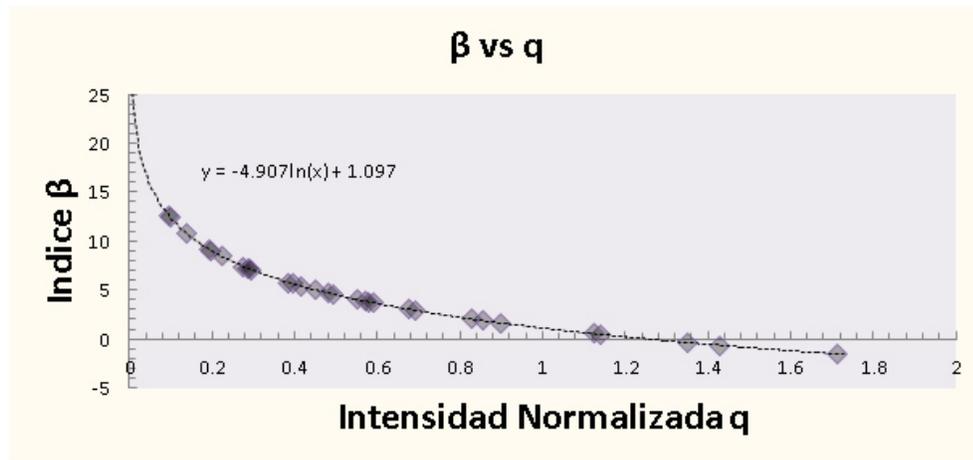


Figura 6.25: Gráficas de confiabilidad en dirección +Z para la estructura con muros de mampostería.

#### 6.4.4 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN -Z.

En la Figura 6.26 y 6.27 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML respectivamente en la aplicación de carga en dirección Z negativa global. Los resultados se presentan de acuerdo al esquema propuesto de confiabilidad en el espacio.

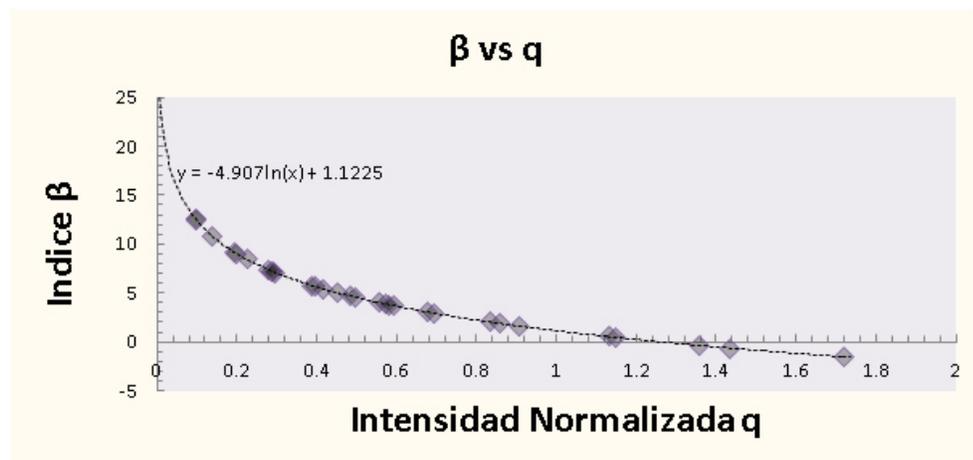


Figura 6.26: Gráficas de confiabilidad en dirección -Z para la estructura sin muros de mampostería.

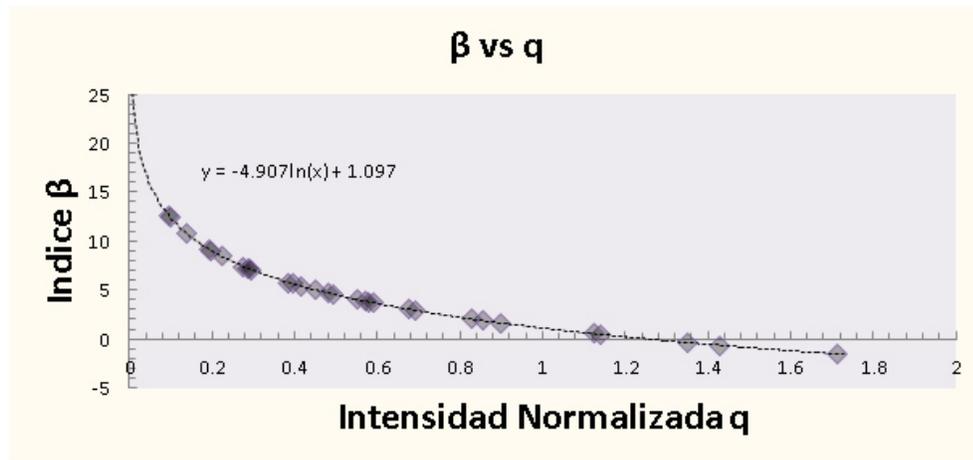


Figura 6.27: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-Z$  para la estructura con muros de mampostería.

#### 6.4.5 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN $+X + Z$ .

En la Figura 6.28 y 6.29 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML respectivamente en la aplicación de cargas en dirección  $+X$  y  $+Z$ , controlando el pushover en  $X$ . Los resultados se presentan de acuerdo al esquema propuesto de confiabilidad en el espacio.

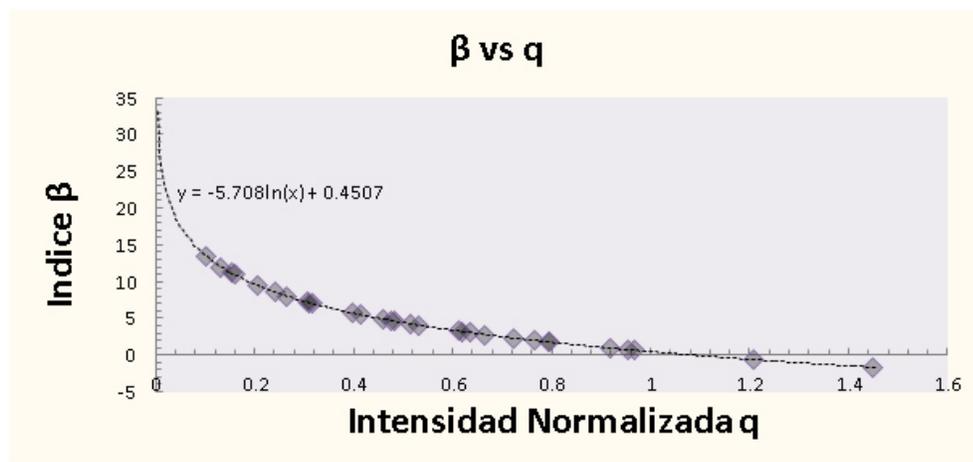


Figura 6.28: Gráficas de confiabilidad en dirección  $+X + Z$  para la estructura sin muros de mampostería.

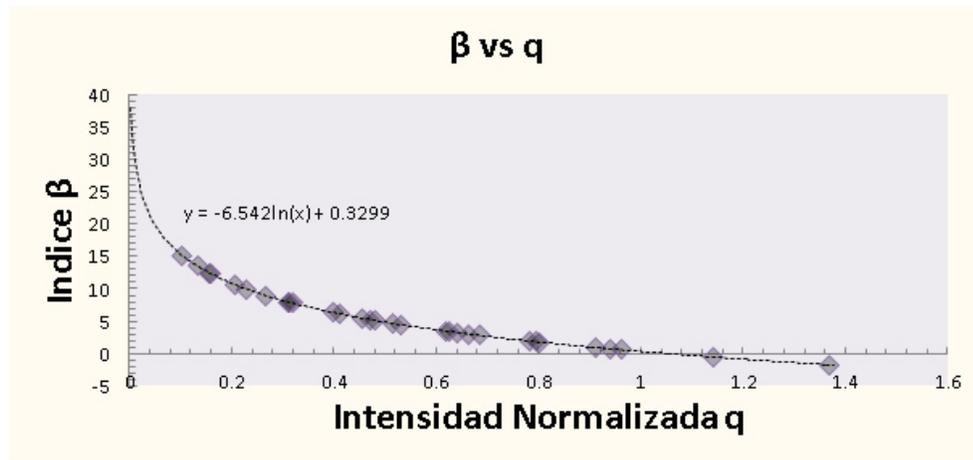


Figura 6.29: Gráficas de confiabilidad en dirección  $+X + Z$  para la estructura con muros de mampostería.

#### 6.4.6 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN $+X-Z$ .

En la Figura 6.30 y 6.31 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML respectivamente en la aplicación de carga en dirección  $+X$  y  $-Z$ , controlando el pushover en X. Los resultados se presentan de acuerdo al esquema propuesto de confiabilidad en el espacio.

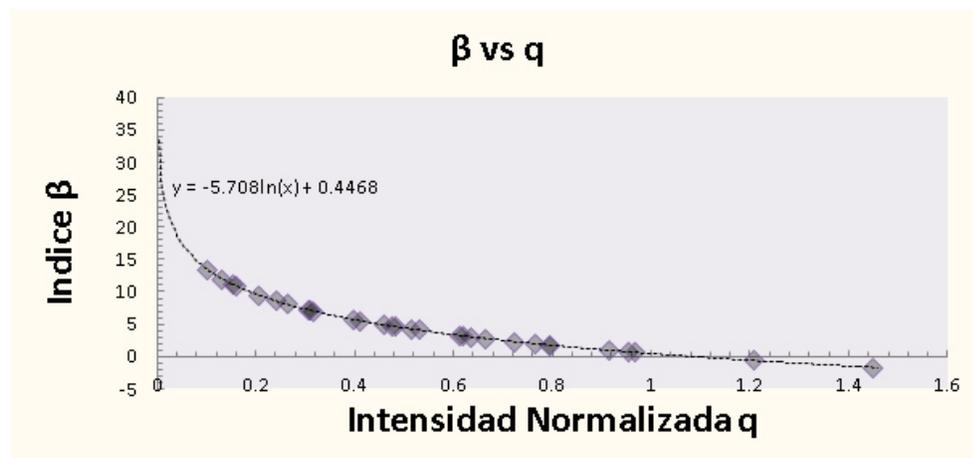


Figura 6.30: Gráficas de confiabilidad en dirección  $+X - Z$  para la estructura sin muros de mampostería.

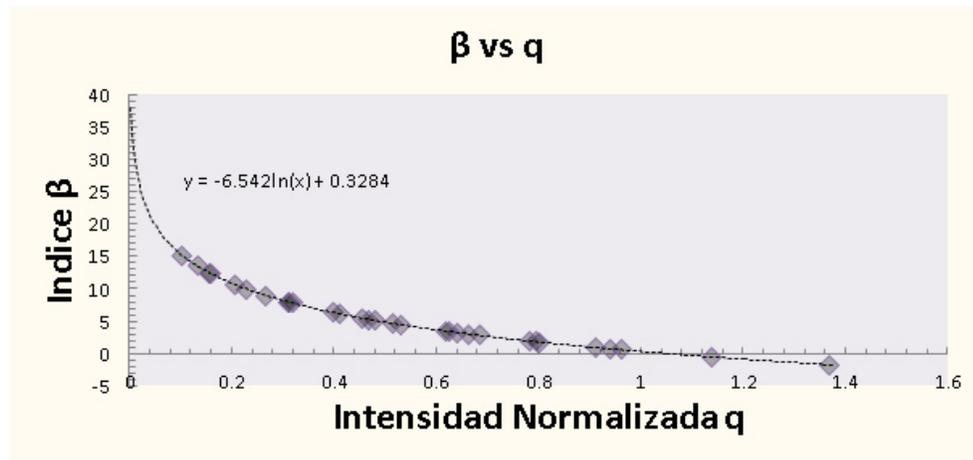


Figura 6.31: Gráficas de confiabilidad en dirección  $+X - Z$  para la estructura con muros de mampostería.

#### 6.4.7 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN $-X + Z$ .

En la Figura 6.32 y 6.33 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML respectivamente en la aplicación de carga en dirección  $-X$  y  $+Z$ , controlando el pushover en  $Z$ . Los resultados se presentan de acuerdo al esquema propuesto de confiabilidad en el espacio.

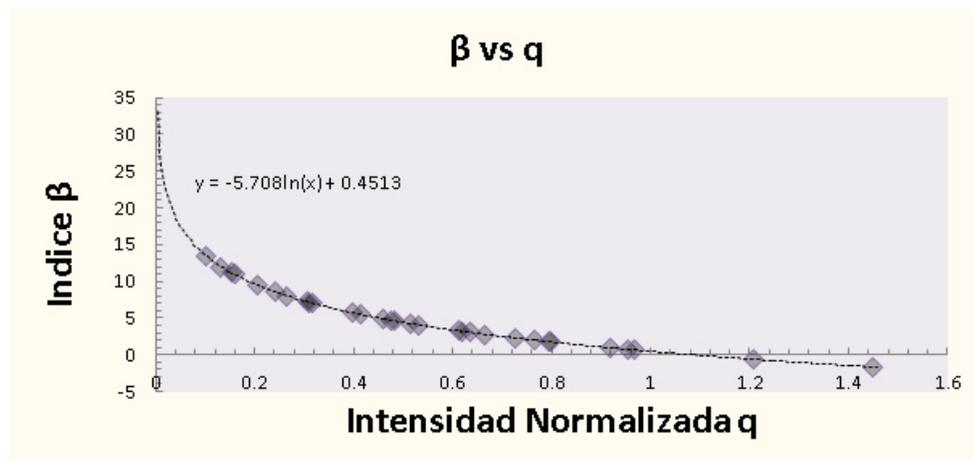


Figura 6.32: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-X + Z$  para la estructura sin muros de mampostería.

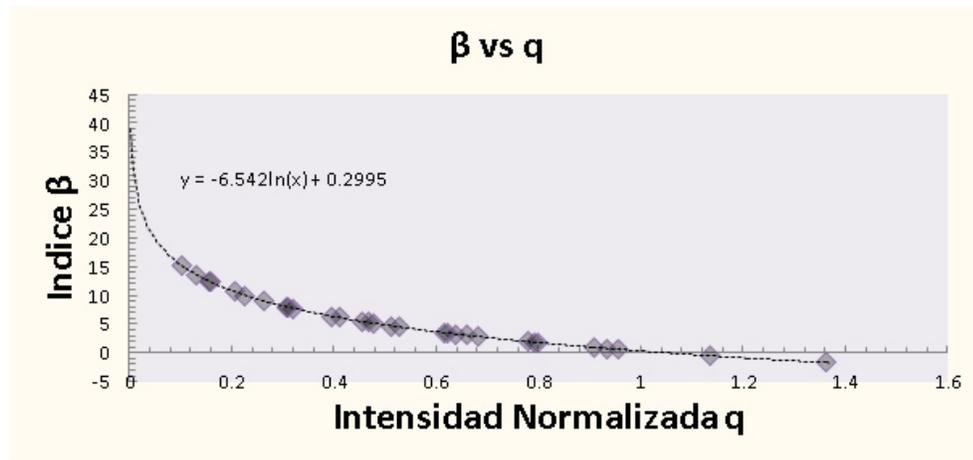


Figura 6.33: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-X + Z$  para la estructura con muros de mampostería.

#### 6.4.8 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN $-X-Z$ .

En la Figura 6.34 y 6.35 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML respectivamente en la aplicación de carga en dirección  $-X$  y  $-Z$ , controlando el pushover en  $Z$ . Los resultados se presentan de acuerdo al esquema propuesto de confiabilidad en el espacio.

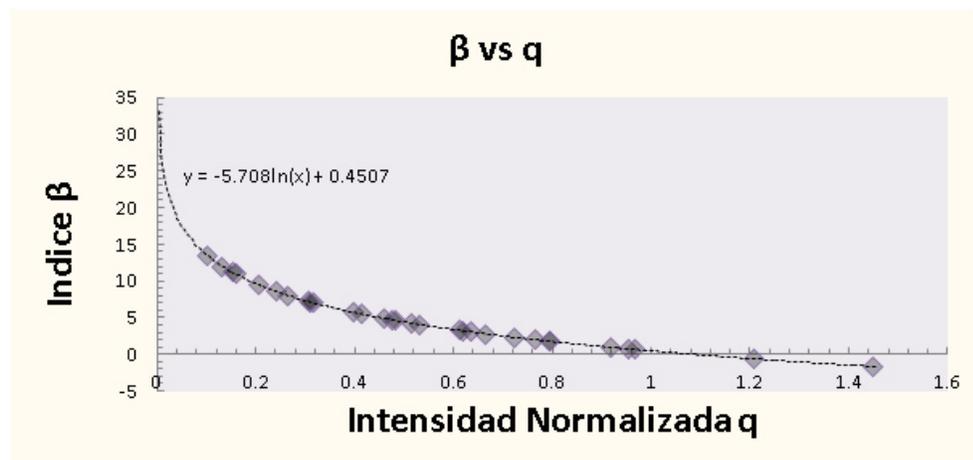


Figura 6.34: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-X - Z$  para la estructura sin muros de mampostería.

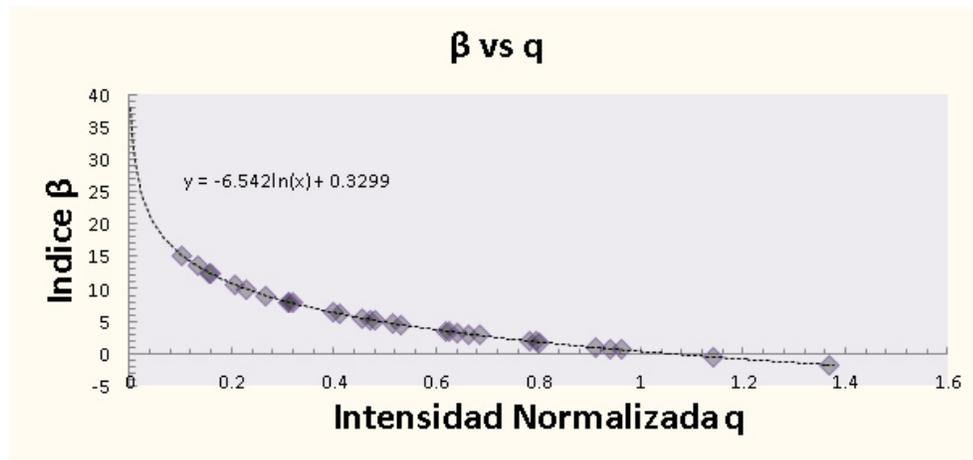


Figura 6.35: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-X - Z$  para la estructura con muros de mampostería.

#### 6.4.9 OBSERVACIONES GENERALES

De los anteriores resultados se observa que es posible establecer relaciones de daño en el espacio. Resulta conservador seleccionar los valores mínimos del índice  $\beta$  que corresponden en el espacio simulado a los valores obtenidos en la dirección  $+Z$ ; lo anterior posiblemente reside en: la menor intensidad de las aceleraciones registradas en dirección  $N00E$  y por otro lado en el truncamiento de las funciones de distribución debido a la falta de simulaciones.

En la Figura 6.36 se reproducen los valores del índice  $\beta$  considerados, como puede observarse las estructuras sin muros tipo ECMD resultan de menor confiabilidad para rangos de intensidad normalizada que mantienen a la estructura en el rango elástico, posteriormente conforme se incrementa la intensidad y la estructura entra en un estado de deformación considerable y la confiabilidad de las estructuras ECML resulta menor, esto representa la generación del fenómeno de piso suave en planta baja.

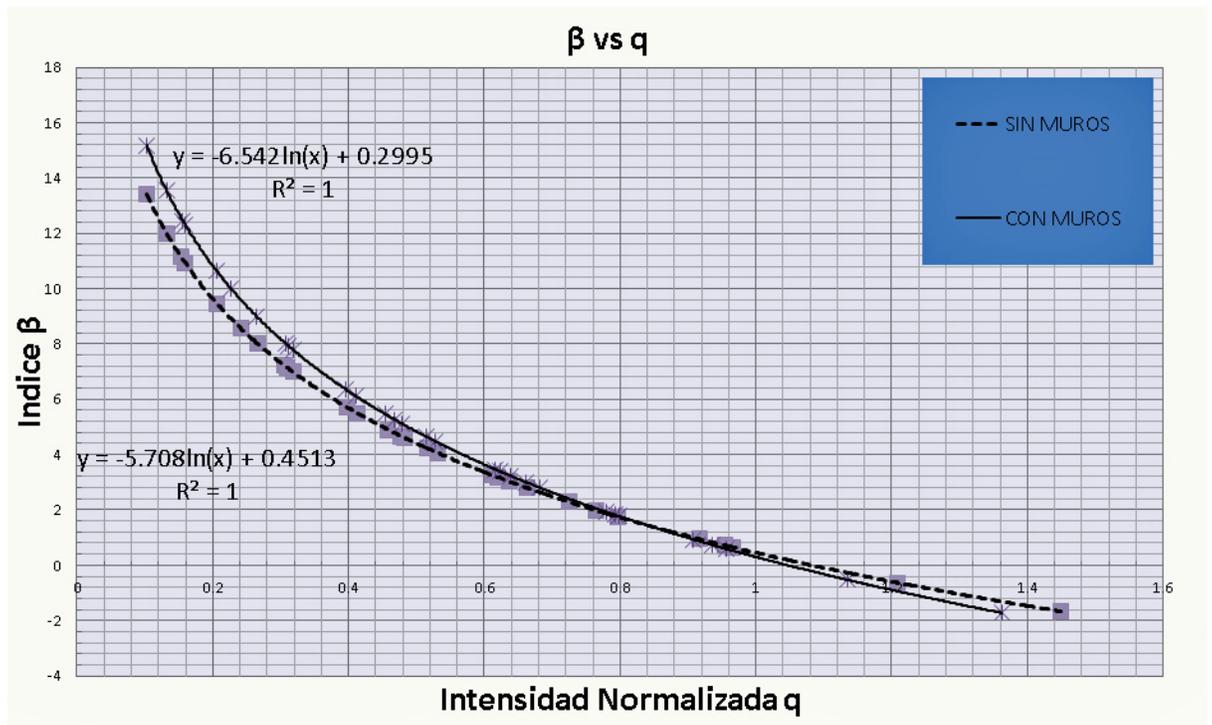


Figura 6.36: Gráfica de confiabilidad espacial mínima comparativa de estructuras ECMD y ECML.

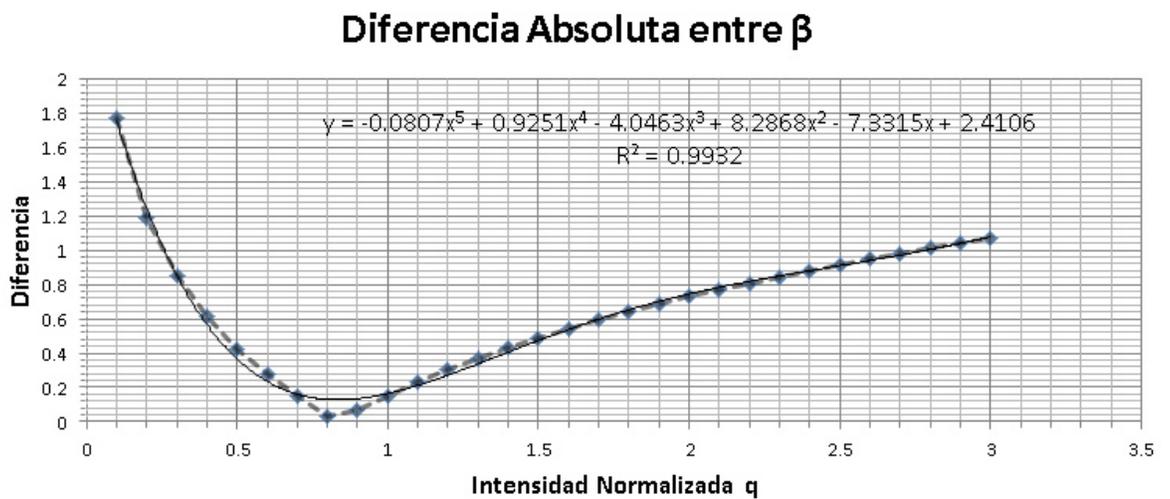


Figura 6.37: Gráfica de diferencias  $\beta$  de estructuras tipo ECMD y ECML.

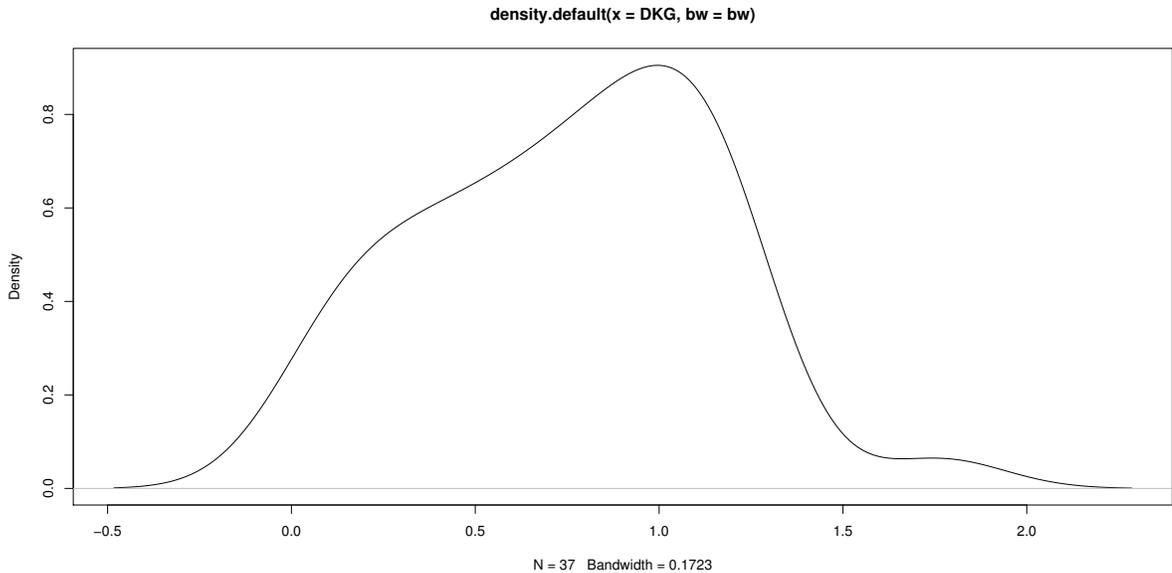


Figura 6.38: Kernel Gaussiano de la diferencia del índice  $\beta$  entre estructuras ECMD y ECML.

En la Figura 6.37 se muestran los valores absolutos de la diferencia numérica entre el índice  $\beta$  de estructuras tipo ECMD y ECML, como puede observarse el comportamiento obedece la tendencia de distinción entre la etapa elástica e inelástica y el valor de la intensidad en que cambia la tendencia de diferencias es de  $q \approx 0.80$ . En la Figura 6.38 se presentan el kernel gaussiano de los valores absolutos de las diferencias entre estructuras ECMD y ECML en el cual puede observarse que la tendencia de diferencia es de 1.0 unidades del índice  $\beta$ .

Finalmente de un proceso comparativo entre investigaciones anteriores [21, 64, 65] semejantes y los resultados presentados, resultan las siguientes observaciones:

- Los niveles de confiabilidad obtenidos en la presente investigación resultan menores a los obtenidos en las investigaciones comparativas [21, 64] respecto a los niveles de intensidad normalizada.
- La intensidad normalizada requerida para obtener valores negativos del índice  $\beta$  en la presente investigación resulta de valores alrededor de  $q = 1.10$ , por

otro lado los valores obtenidos en las investigaciones comparativas resultan alrededor de  $q = 5.0$  para estructuras tipo ECMD y de  $\beta = 6.0$  para estructura tipo ECML con *piso suave* en planta baja [64], en estas investigaciones no se obtienen valores negativos del índice  $\beta$ .

- Los valores de la intensidad normalizada para los que se logra la convergencia entre las curvas de estructuras ECMD y ECML es de  $q \approx 0.8$  para  $\beta \approx 2.0$ ; en investigaciones comparativas por otro lado se obtienen valores de  $q \approx 0.8$  para  $\beta \approx 3.5$  [64].
- En la presente investigación es posible visualizar los efectos tridimensionales de manera que se obtiene el comportamiento general del sistema. Resulta claro que la confiabilidad varía espacialmente y siendo una estructura con alta irregularidad esta metodología resulta adecuada para obtener los niveles de confiabilidad.

Es importante observar que se ha establecido un marco teórico que permite observar los efectos de irregularidad que pueden repercutir en fenómenos torsionales a través de la medida del índice  $\beta$  en un diagrama de interacción tridimensional, sin embargo, para los casos estudiados en esta investigación no fue posible observar diferencias significativas. Es necesario resaltar que los valores de los desplazamientos y el cortante basal corresponden a valores absolutos resultantes y no valores unidimensionales como en otras investigaciones [21, 64, 65].

Es necesario realizar un mayor número de simulaciones, las cuales en esta investigación no fueron posibles de realizar debido a que fue necesario realizar las diversas herramientas de análisis previo a las simulaciones, se recomienda un mínimo de 200 simulaciones para obtener valores concluyentes sin que se trunquen las distribuciones consideradas.

## CAPÍTULO 7

# CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

*“Con el conocimiento se acrecientan las dudas”.*

Johann Wolfgang Goethe.

### 7.1 CONCLUSIONES

Los resultados mostrados en el *Capítulo 6* ilustran el comportamiento obtenido de los análisis realizados en la investigación, de lo anterior pueden obtenerse las siguientes conclusiones:

- 1) La presencia no planeada de muros de mampostería muestra influencia considerable en los niveles de confiabilidad en etapas de alta deformación y daño.
- 2) Las estructuras tipo ECML sometidas a los análisis pushover, se ven afectadas por la presencia de los muros de mampostería en una etapa intermedia de la zona elástica; sin embargo, después de la eliminación de los muros de mampostería la estructura sigue la tendencia de la rigidez inicial. Posteriormente en la formación de las secciones plásticas la influencia de los muros se vuelve nuevamente significativa.

- 3) Las incertidumbres muestran mayor influencia en etapas de alta deformación y daño.
- 4) El cumplimiento de los límites de desplazamientos relativos de entrepiso establecidos en las NTC-2004 [3] para edificios con la presencia de elementos frágiles dentro de los marcos principales ha mostrado ser de vital importancia para la permanencia de comportamiento elástico. Cabe mencionar que al haberse realizado el diseño asumiendo un factor de comportamiento sísmico  $Q = 2.0$  la capacidad de presentar comportamiento dúctil es baja como se ha confirmado en los resultados de esta investigación.
- 5) El modelo utilizado de la mampostería ha demostrado su correcto funcionamiento en cuanto al cumplimiento de los límites establecidos por los diagramas de interacción de los desplazamientos dentro y fuera del plano, cabe mencionar que se han obtenido resultados esperados respecto a la secuencia de eliminación de los muros de mampostería ante diversos tipos de análisis.
- 6) El modelo tridimensional utilizado ha permitido observar la influencia continua de la estructura en dirección perpendicular a los casos de carga aplicados (principalmente en aquellos casos de aplicación de carga unidimensional) y se puede concluir que existe una influencia significativa de esta dirección al presentarse los mecanismos de falla. Se concluye por lo anterior que no resulta correcto condensar los grados de libertad unidimensionales y de esto resulta más general el uso del esquema tridimensional de confiabilidad propuesto en esta investigación. Es importante mencionar que no se logró la convergencia en los análisis no lineales al impedir la libertad de desplazamiento en una sola dirección como se sugiere en la investigación reciente de Esteva *et al* [39].

- 7) Resulta aparente que una de las principales opciones para continuar con el uso del índice *IRRS* es a través de la sustitución de las pendientes de los desplazamientos por valores índice de las gráficas rotación y de distorsión de entrepiso respecto al correspondiente nodo maestro del último entrepiso.

## 7.2 RECOMENDACIONES Y TRABAJO FUTURO

Por lo anterior es posible determinar las siguientes recomendaciones generales para las estructuras similares:

- 1) En edificios que cuenten con la posibilidad de presentar un cambio de estructura tipo ECMD a ECML se recomienda cumplir con las características de diseño utilizadas en esta investigación y presentadas en el *Capítulo 5*.
- 2) Se recomienda utilizar el modelo de carga viva de Peir J. y Cornell C. [63] el cual presenta mejor modelación espacial debido a la correlación existente entre diversas variables. Sin embargo, es necesario remarcar el incremento de la demanda computacional respecto al modelo de Mitchel, G. R. y Woodgate, R. W [57].
- 3) Se recomienda realizar un mínimo de 200 simulaciones por configuración estructural estudiada, cabe mencionar que debido a la alta demanda computacional en horas CPU este número de simulaciones quedan fuera del alcance de la investigación.
- 4) Se recomienda simular las incertidumbres inherentes por muro individual en lugar de considerarlas por entrepiso, de esta manera sería posible observar un comportamiento global e independiente en sistemas ECML.
- 5) Se recomienda explorar el uso de un indicador que sea capaz de representar las variaciones de las simulaciones en la etapa de comportamiento no lineal basado en rotaciones y (o) distorsiones.

- 6) Es necesario estudiar el esquema de cargas laterales más adecuado para poder representar el rango no lineal en el cálculo de cualquier índice de daño.
- 7) Es posible visualizar los patrones de comportamiento y variación a través de las Gráficas de diferencias  $\beta$  cuando se esta comparando distintos sistemas estructurales.

### 7.2.1 TRABAJO FUTURO

#### MODELADO DE LA MAMPOSTERÍA

Debido a los resultados obtenidos en esta presente investigación resulta necesario como primer instancia para el desarrollo de las funciones de confiabilidad en estructuras ECML realizar los trabajos futuros propuestos a continuación:

- 1) Calibrar los resultados de un modelo tridimensional en Opensees cuyas características coincidan con pruebas empíricas de mesa vibradora y cuenten con muros de mampostería de propiedades determinadas.
- 2) Es necesario realizar análisis de sensibilidad [75] que permitan caracterizar las variables más influyentes en la generación del *piso suave* debido a la presencia de los muros de mampostería.
- 3) Se recomienda estudiar el comportamiento a tensión del macro modelo de mampostería utilizado. Es posible además explorar otros elementos de plasticidad distribuida y otros modelos de comportamiento esfuerzo–deformación de la sección no lineal.
- 4) Se recomienda estudiar el comportamiento de estructuras ECML con muros conformados en nucleos.
- 5) Se recomienda estudiar el comportamiento de estructuras ECML con muros que cuentan con refuerzo horizontal; esto puede realizarse a través de un macromodelo igual al utilizado en esta investigación pero que cuente con

una diagonal adicional y opuesta, o bien con el uso de elementos tipo placa tridimensionales (a la fecha no disponibles en Opensees [51]).

- 6) Se recomienda estudiar el comportamiento de estructuras ECML con muros que cuenten con aberturas debido a ventanales; esto puede realizarse a través del uso de diversos grupos de macromodelos tipo diagonales.

#### VARIABLES Y TIPOS DE IRREGULARIDADES

El esquema de confiabilidad espacial presentado en esta investigación permite observar diferencias puntuales en el comportamiento de la estructura de manera que es conveniente explorar un mayor número de casos en los cuales sea posible apreciar los efectos de diversos tipos de irregularidades.

A continuación se presenta un grupo de variables de estudio que comprenden un conjunto adecuado para caracterizar en primer instancia la irregularidad en planta baja debido a la presencia de muros de mampostería. Cabe aclarar que la configuración de muros en todos los niveles superiores a la planta baja es la misma; completamente cubierta de muros de relleno de mampostería, variando únicamente la distribución en planta baja.

a) Tipo de Irregularidad:

- i. Configuración de Piso Suave tipo ECML con ausencia de muros en planta baja en esquema tipo *C*.
- ii. Configuración de Piso Suave tipo ECML con ausencia de muros en planta baja en esquema tipo *Esquina*.

b) Factor de comportamiento sísmico:

- i. Valor de  $Q$  igual a 2.
- ii. Valor de  $Q$  igual a 4.
- iii. Valor de  $Q$  igual a 2 y 4.

c) Relación largo-ancho de la base:

i. Relación  $\frac{a}{b} = 1$ .

i. Relación  $\frac{a}{b} = 2$ .

d) Tipo de muro:

i. Sin refuerzo horizontal, de piezas macizas de tabíque rojo recocido (el cual se denomina *M2* [5]).

ii. Con refuerzo horizontal, de piezas macizas de tabíque rojo recocido (el cual se denomina *M4* [5]).

Las Figuras 7.1, 7.2, 7.3, 7.4, 7.5 y 7.6 presentan de manera visual los posibles tipos de irregularidad y sus correspondientes cortes sobre los ejes ortogonales.

Como puede observarse existen tres distribuciones generales a estudiar en las cuales las líneas perimetrales muestran cuáles contienen muros (líneas con mayor grosor) donde  $a$  y  $b$  son los anchos de crujía,  $h$  y  $h_1$  alturas de entepiso.

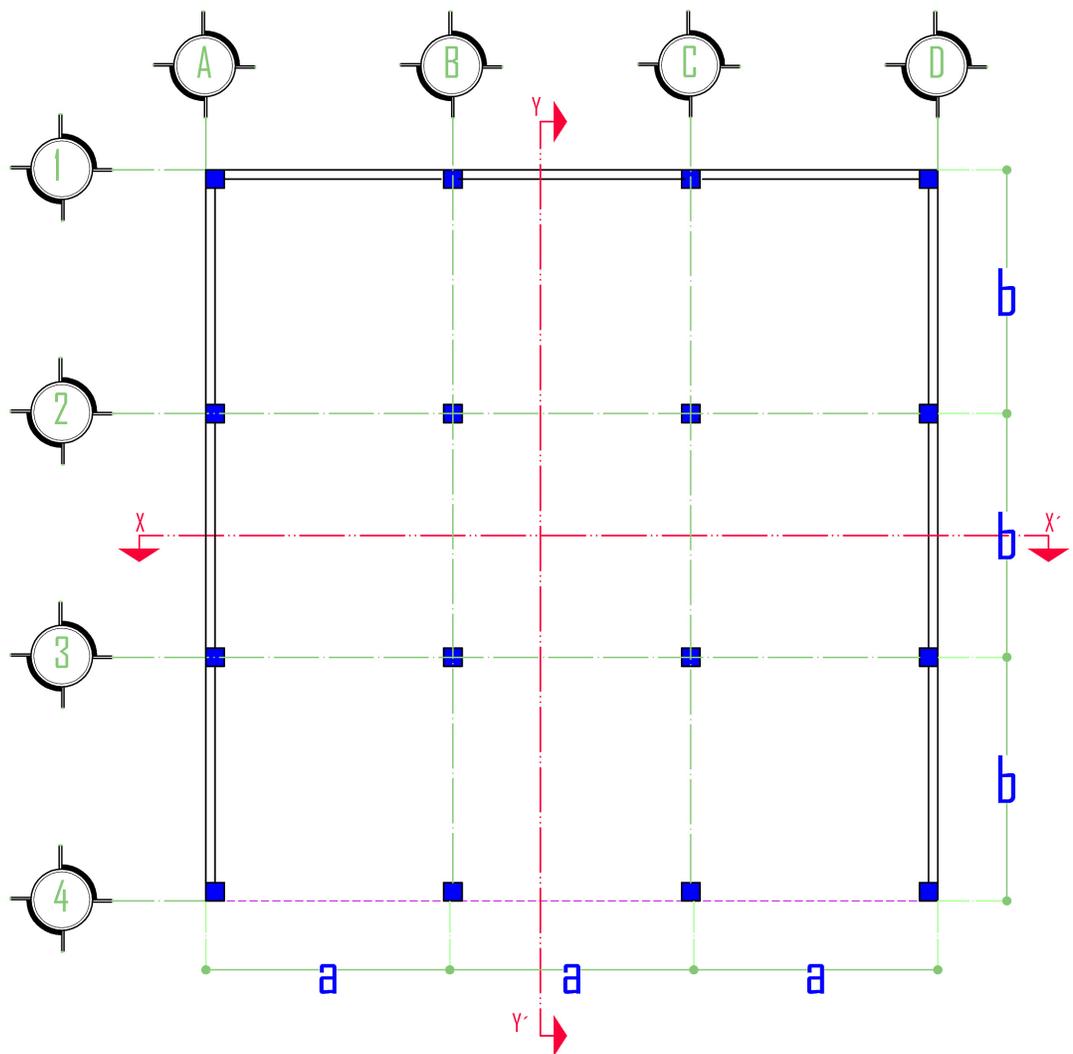


Figura 7.1: Configuración en planta tipo C.

CORTE X-X'

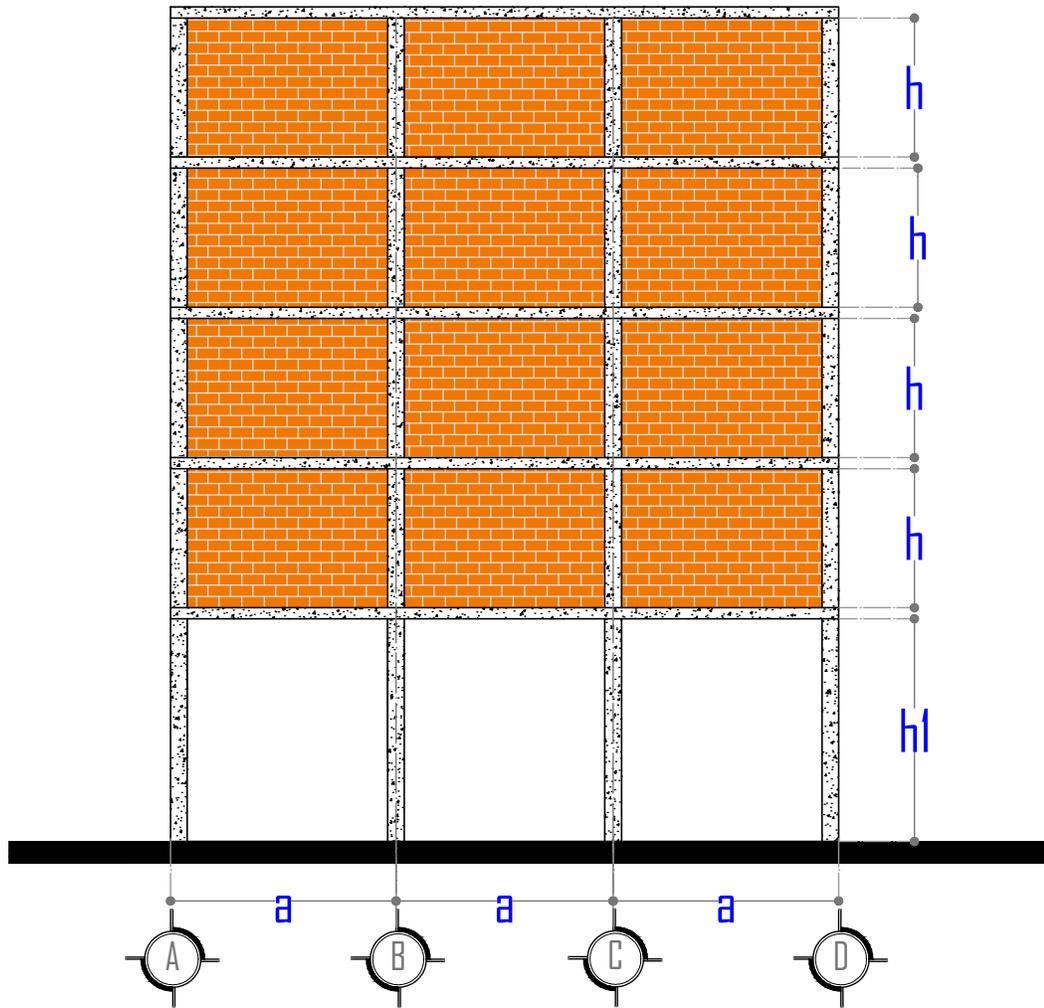


Figura 7.2: Vistas de la configuración tipo C.

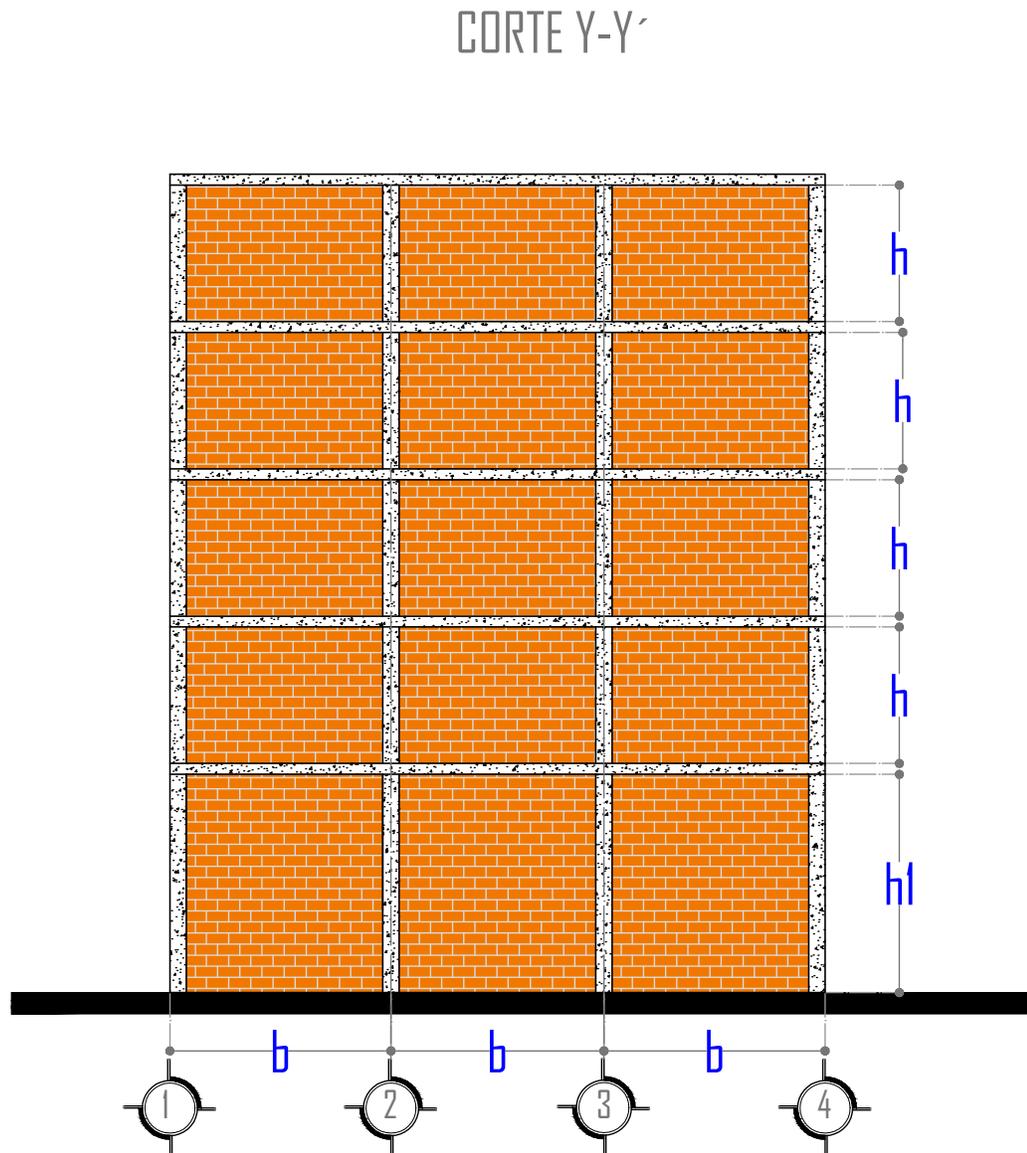


Figura 7.3: Vistas de la configuración tipo C.

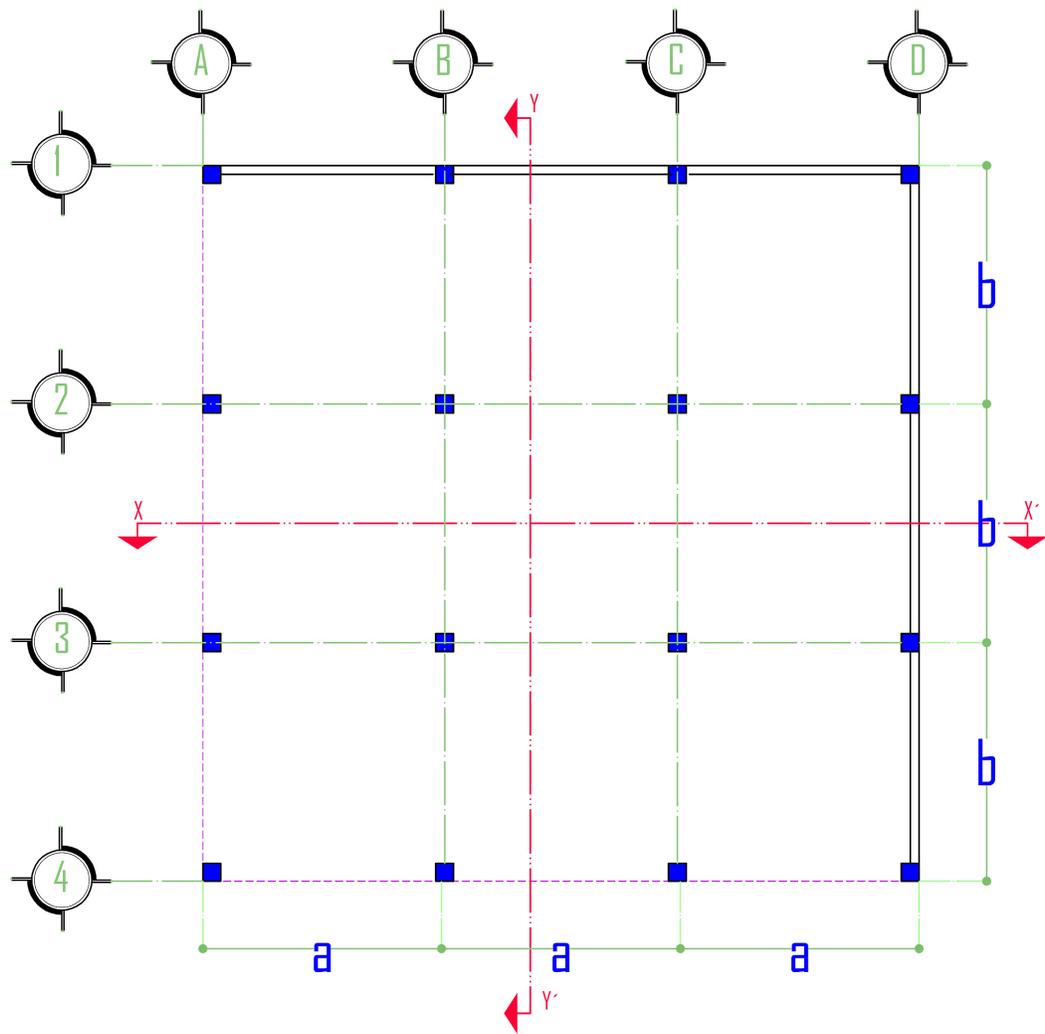


Figura 7.4: Vistas en planta de la configuración tipo Esquina.

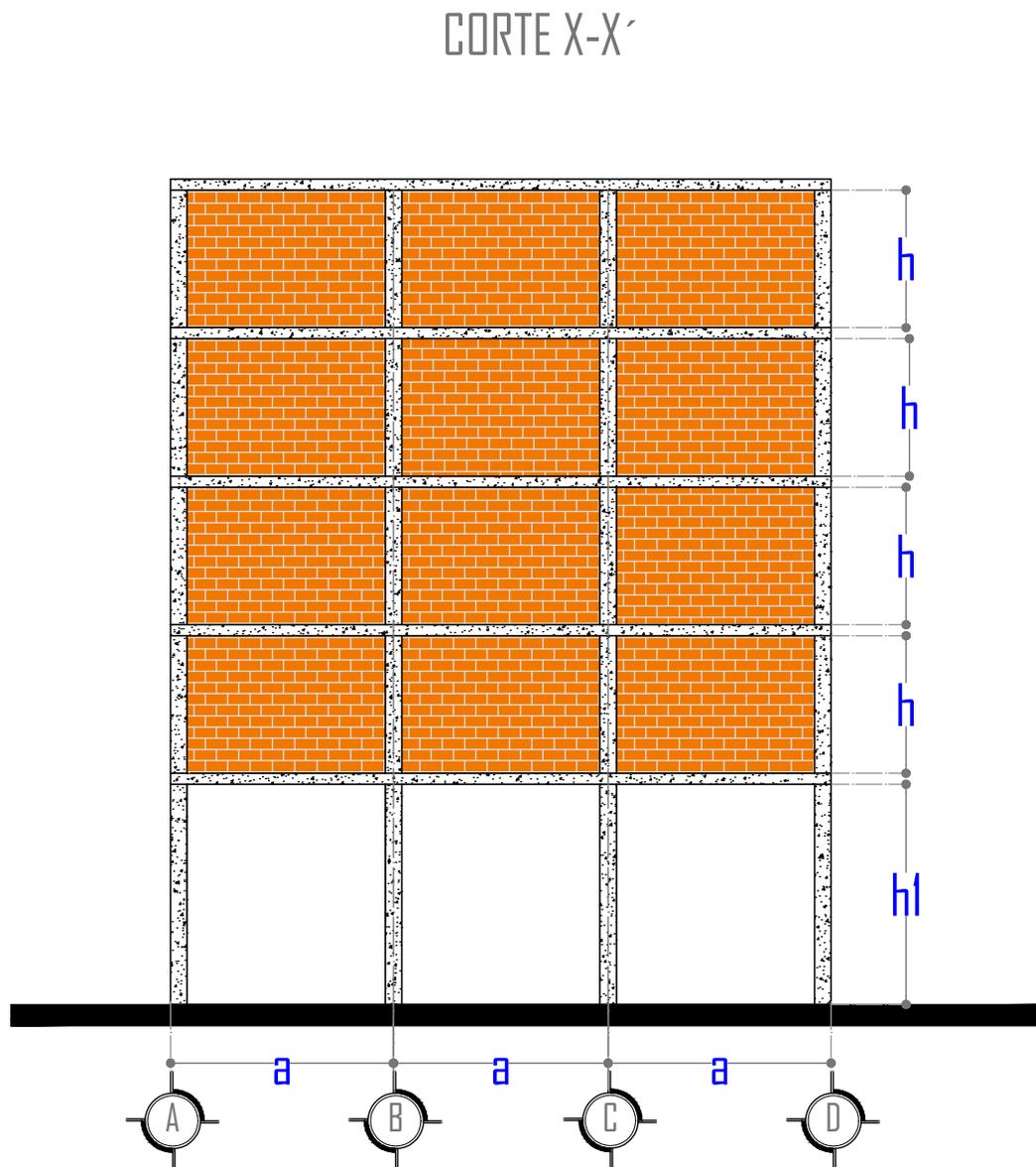


Figura 7.5: Vistas de la configuración tipo esquina.

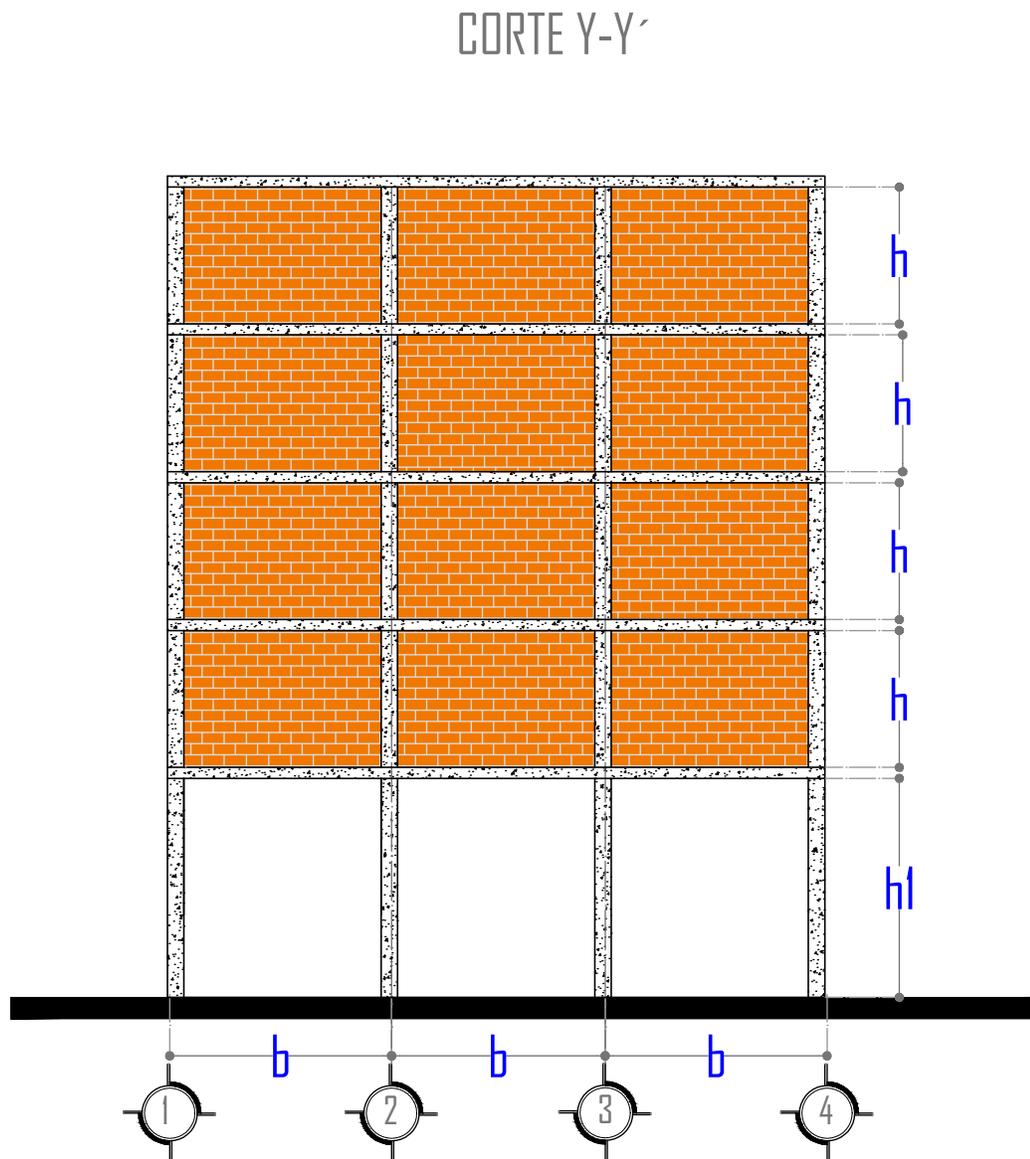


Figura 7.6: Vistas de la configuración tipo esquina.

# BIBLIOGRAFÍA

---

- [1] G. del Distrito Federal. “*Normas Técnicas Complementarias, NTC-2004*”. México, D.F., 6 de Octubre 2004. TOMO II No. 103-BIS.
- [2] T. R. foundation for Statistical Computing. “*R version 2.14.1 (2011-12-22)*”, 2011. <http://cran.r-project.org/mirrors.html>.
- [3] Gobierno del Distrito Federal, México, D.F. “*Normas Técnicas Complementarias, NTC-2004*”, 6 de Octubre 2004. TOMO I No. 103-BIS.
- [4] I. MathSoft. “*MathCad Users Guide*”, 1997.
- [5] Aguilar G. y Alcocer S. “Efecto del Refuerzo Horizontal en el Comportamiento de Muros de Mampostería”. México, DF, 2001. Reporte Técnico.
- [6] Alcocer S., Sánchez T., Vázquez R. y Díaz R. “Comportamiento Ante Cargas Laterales de Sistemas de Muros de Mampostería Confinada con Distintos Tipos de Refuerzo Horizontal”. México, DF, 1994. Financiada por el Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores.
- [7] ATC. “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”. Technical report, Consejo de Tecnología Aplicada, Redwood, California, 1996. Rep. No. ATC-40.
- [8] Azimikor N., Robazza B., Elwood K., Anderson D. L. y Brzev S. “An Experimental Study on the Out-Of-Plane Stability of Reinforced Masonry Shear Walls Under In-Plane Reversed Cyclic Loads”. In *15 World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.

- [9] Bayraktar A., Keypour H. y Naderzadeh A. “Application of Ancient Earthquake Resistant Method in Modern Construction Technology”. In *15 World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [10] Carr A. “*Ruaumoko Dynamic Nonlinear Analysis*”. University of Canterbury, Department of Civil Engineering, Christchurch, Nueva Zelanda, 2004.
- [11] Carrillo Julián y González Giovanni. “Influencia de la Mampostería no Reforzada en el Comportamiento Inelástico de Pórticos de Concreto”. *Dyna*, 74(152):217–227, Julio 2007.
- [12] Centro Nacional de Prevención de Desastres. “*Diagnostico de Peligros e Identificación de Riesgos de Desastres en México*”. CENAPRED, México, DF, 2001.
- [13] Chopra A. K. “Dynamics of Structures”. Prentice Hall Inc., tercera edición, 2007.
- [14] Chopra A. K., Clough D. P. y Clough R. W. “Earthquake Engineering and Structural Dynamics”. chapter Earthquake Resistance of Buildings with a Soft First Story. 1973.
- [15] Comisión Económica para América Latina, CEPAL. “Estudio de Caso de Cinco Países: México”. Naciones Unidas y BID, 2007.
- [16] Comisión Federal de Electricidad, CFE. “*Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismos*”. CFE, México, D.F., 1993.
- [17] Comité de la World Housing Encyclopedia. “El Desempeño Sísmico de los Edificios de Marcos de Concreto Reforzado Rellenos con Paredes de Mampostería”. Oakland, California, 1997. Número de publicación EERI WHE-2006-03.
- [18] Cornell C. “A Probability-Based Structural Code”. *ACI JOURNAL*, (348):974–985, Diciembre 1969.

- [19] Crisafulli F. J. “*Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structures With Masonry Infills*”. PhD thesis, Universidad de Canterbury, Departamento de Ingeniería Civil, Christchurch, Nueva Zelanda, 1997.
- [20] Dadi V. S. K. and Pankaj A. “The Performance Evaluation of Soft Storey RC Frame Buildings Based on Different Reinforcement Characteristics”. In *15 World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [21] Díaz Alcántara J. “Criterios de Aceptación para el Diseño por Desempeño y Confiabilidad de Edificios de Concreto Reforzado, con Piso Suave en Planta Baja, Desplantados en Suelos Blandos en la Ciudad de México”. México, D.F., 2008. Tesis de Maestría.
- [22] Díaz López O. y L Esteva. “Seismic Reliability Analysis of Complex Nonlinear Systems Using Secant Stiffness Reduction Indicators”. In *First European on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Suiza, 2006.
- [23] Esteva L. “Comportamiento de Muros de Mampostería Sujetos a Carga Vertical”. México, DF, 1961. Reporte Técnico.
- [24] Esteva L. “Earthquake Engineering Research and Practice in Mexico After the 1985 Earthquakes”. *Journal of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 20(3):159–200, Septiembre 1987.
- [25] Esteva L. “Nonlinear Seismic Response of Soft-Story Buildings Subjected to Narrow-Band Accelerograms”. *Earthquake Spectra Journal*, 8(3), 1992.
- [26] Esteva L., Díaz López O., García Pérez J., Sierra G. y Ismael E. “Life Cycle Optimization in the Establishment of Performance Acceptance Parameters for Seismic Design”. *Elsevier Journal*, 24:187–204, 2002.
- [27] Favvata M.J., Karayannis C.G. y Anagnostopoulou V. “Influence of infill panels with and without openings on the pounding effect of RC structures”. In *15 World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.

- [28] Favvata M.J., Naoum M.C. y Karayannis C.G. “Seismic Evaluation of Infilled RC Structures with Nonlinear Static Analysis Procedures”. In *15 World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [29] Fiorato A. E., Sozen M. A. y Gamble W. L. “An Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames With Masonry Filler Walls”. Structural research series, Universidad de Illinois, Estudios de Ingeniería Civil, Urbana, Illinois, 1970.
- [30] Flores Leonardo y Alcocer S. M. “Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería Confinada”. México, DF, 2001. Reporte Técnico.
- [31] Gallegos Hector y Ramírez Horacio. “Las Estructuras de Mampostería”. In *Edificaciones de Mampostería para Vivienda*. ICA, México, D.F., tercera edición edition, 2003.
- [32] Galli M. “Evaluation of the Seismic Response of Existing R.C. Fream Buildings With Masonry Infills”. Master’s thesis, Istituto Universitario de Estudios Superiores, Universidad de Pavia, 2006.
- [33] Hashemi Alidad y Mosalam Khalid M. “Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Buildings Including Effects of Masonry Infill Walls”. Peer report 2007/100, Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico, Universidad de California, Berkeley, California, 2007.
- [34] Heinen. “Ingeniería Civil”. chapter A.- Historia. 2008. Reg. S.E.P. 8169/85.
- [35] Holmes M. “Steel frames with brickwork and concrete infilling”. In *Instituto de Ingenieros Civiles*, volume 19, pages 473–478, 1961.
- [36] Hoyos L. y Rodríguez M. “Evaluación de Elementos de Concreto Reforzado Sometidos a Acciones Sísmicas Considerando el Modo de Falla de Pandeo del Acero de Refuerzo Longitudinal”. Ciudad Universitaria, CP 04510, México, DF, 2006. ISBN: 970-32-3250-7.

- [37] J. G. Rangel, L. Esteva Maraboto, Edwin M.R. Martínez, Sergio Márquez Domínguez y Roberto Pérez Martínez. “Influencia del Modelo Probabilista de Carga Viva en LA Respuesta de Edificios de Concreto Reforzado”. *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Noviembre 2014.
- [38] J. G. Rangel, L. Esteva Maraboto y Edwin M.R. Martínez. “Aplicación para la Simulación de Edificios con Propiedades Aleatorias”. *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Noviembre 2014.
- [39] J. G. Rangel, L. Esteva Maraboto y Edwin M.R. Martínez. “Funciones de Confiabilidad Sísmica de Edificios con Excentricidades Torsionales”. *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Noviembre 2014.
- [40] Kadysiewski S. y Mosalam K.M. “Modeling of Unreinforced Masonry Infill Walls Considering In-Plane and Out-of-Plane Interaction”. volume I. Berkeley, California, 2009. PEER Report 2008/102.
- [41] Kadysiewski Stephen y Mosalam Khalid M. “Accidental and Natural Torsion in Earthquake Response and Design of Buildings”. Technical report, Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico, Universidad de California, Berkeley, California, 1994. Report UCB/EERC-94/07.
- [42] Kadysiewski Stephen y Mosalam Khalid M. “Modeling of Unreinforced Masonry Infill Walls Considering In-Plane and Out-of-Plane Interaction”. Peer report, Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico, Universidad de California, Berkeley, California, 2009.
- [43] Kappos J. A. y Ellul F. “Seismic Design and Performance Assessment of Masonry Infilled R/C Frames”. In *12 World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2000.
- [44] Klinger R. E. y Bertero V. V. “Infilled Frames in Earthquake Resistance Construction”. Technical report, Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER), Berkeley, California, 1976. EER Report 76–32.

- [45] Korkmaz K. A., Demir Fuat y Sivri Mustafa. “Earthquake Assessment of R/C Structures with Masonry Infill Walls”. *International Journal of Science Technology*, 2(2):155–164, 2007.
- [46] Kreyszig Erwin. “Matemáticas Avanzadas para Ingeniería II”. Limusa Wiley, tercera edición edition, 2008. ISBN–13:978–968–18–5311–2.
- [47] Liauw T. C. y Kwan K. H. “Nonlinear behavior of non-integral infilled frames”. *Comp. Struct. Journal*, 18:551–560, 1984.
- [48] Madan A. y Hashmi A. K. “Analytical Prediction of the Seismic Performance of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames Subjected to Near Field Earthquakes”. *Journal of Structural Engineering*, 134(9), 2008.
- [49] Mainstone R. J. “On the stiffness and strengths of infilled frames”. In *Instituto de Ingenieros Civiles*, pages 57–90, 1971.
- [50] Mander J., Priestley M. y Park R. “Theoretical Stress–Strain Model for Confined Concrete”. *Journal of Structural Engineering*, 114(8):1804–1825, 1988.
- [51] Mazzoni Silva, McKenna Frank, Scott Michael H., Fenves Gregory L., et al. “OpenSees Command Language Manual”. Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER), 2006.
- [52] Meli R. “Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería”. México, D.F., 1979. Reporte Técnico.
- [53] Meli R. “Mampostería Estructural. La Práctica, la Investigación y el Comportamiento”. México, DF, 1994. Financiada por el Instituto del Fondo Nacional para la Vivienda de los Trabajadores.
- [54] Mendoza C.J. “Propiedades Mecánicas de los Concretos Fabricados en el Distrito Federal”. Ciudad Universitaria, CP 04510, México, DF, 1985. Número: 495.

- [55] Michael Scott y Gregory Fenves. “Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam-Column Elements”. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING*, pages 244–252, Febrero 2006.
- [56] Mirza S.A. y MacGregor J.G. . “Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars”. *ASCE Journal of Structural Division*, pages 921–937, 1979.
- [57] Mitchel, G. R. y Woodgate, R. W. “Floor loadings in office buildings - the results of a survey”. Technical report, CPE/71 Building Research Station, Garston, United Kingdom, 1970. EER Report 76–32.
- [58] Mohammad Reza Tabeshpour, Amir Azad y Ali Akbar Golafshani. “*Seismic Behavior and Retrofit of Infilled Frames*”. 2012. Available from: <http://www.intechopen.com/books/earthquake-resistant-structures-design-assessment-and-rehabilitation/seismic-design-and-retrofit-of-infilled-frames>.
- [59] Montalvo Arrieta J. Carlos. “El Potencial de Riesgo Sísmico en el Noreste de México y sus Implicaciones en la Zona Metropolitana de Monterrey N.L.”. *Revista Ciencia UANL*, (4):398–408, Octubre–Diciembre 2009. Volumen XII.
- [60] Mostafaei Hossein y Kabeyasawa Toshimi. “Effect of Infill Masonry Walls on the Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings Subjected to the 2003 Bam Earthquake Strong Motion: A Case Study of Bam Telephone Center”. *Bull. Earthq. Res. Inst.*, 79:133–156, 2004.
- [61] National Earthquake Hazard Reduction Program, NEHRP. “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures”. Technical report, Agencia Federal de Manejo de Emergencias, Washington D. C., 1997. Rep. No. FEMA 302.
- [62] Paulay T. y Priestley M. J. N. “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”. volume 1. John Wiley Sons, Inc., 1992.
- [63] Peir J. y Cornell C. . “Spatial and Temporal Variability of live loads”. *ASCE Journal of Structural Division*, pages 903–921, 1973.

- [64] Pérez Martínez R. “Confiabilidad y Optimización para Diseño Sísmico de Edificios Considerando la Contribución de Muros de Mampostería”. México, D.F., 2010. Tesis de Doctoral.
- [65] Pérez Martínez R. y Esteva L. “Influence of Masonry Panels on the Life-Cycle Expected Performance Functions of Multi-Story RC Frames”. In *15 World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [66] Polyakov J. A. “On the Interaction Between Masonry Filler Walls and Enclosing Frame when Loaded in the Plane of the Wall”. *Earthquake Engineering Research Institute*, 7:36–42, 1960.
- [67] Pujol Santiago, Benavent Climent Amadeo, Rodriguez Mario E., y Smith Pardo J. Paul. “Masonry Infill Walls: An Effective Alternative for Seismic Strengthening of Low-Rise Reinforced Concrete Building Structures”. In *14 World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
- [68] Ramos Zúñiga Luis G., Medina Ferrusquía Hugo C. y Montalvo Arrieta Juan C. “Patrones de Sismicidad en la Curvatura de Monterrey, noreste de México”. *Revista Mexicana de Ciencias Geológicas*, (2):572–589, 2012.
- [69] Ricci P., De Risi M. T., Verderame G. M. y Manfredi G. “Influence of Infill Presence and Design Typology on Seismic Performance of RC Buildings: Sensitivity Analysis”. In *15 World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [70] Rodríguez M. y Botero J. “Aspectos del Comportamiento Sísmico e Estructuras de Concreto Reforzado Considerando las Propiedades Mecánicas d Aceros de Refuerzo Producidos en México”. Ciudad Universitaria, CP 04510, México, DF, 1996. Número: 575.
- [71] Ruiz S. E. y Diederich R. “Performance of Weak First Story Buildings Subjected to the Michoacán–Guerrero, 1985 Earthquake”. In *Ninth Conference on Earthquake Engineering*, pages 303–308, Tokyo-Kyoto, Japan, 1988.

- [72] Ruiz S. E. y Soriano A. “Design Live Loads for Office Buildings in Mexico and the United States”. *Journal of Structural Engineering*, 123(6), Junio 1997.
- [73] SMIE. “Edificaciones de Mampostería para Vivienda”. ICA, México, D.F., tercera edición edition, 2003.
- [74] Smith B. S. y Carter C. “A method of analysis for infilled frames”. In *Instituto de Ingenieros Civiles*, volume 44, pages 31–48, 1969.
- [75] Sorensen J. D. “Notes in Structural Reliability Theory And Risk Analysis”. Dinamarca, Febrero 2004.
- [76] Structural Engineering Association of California, SEAOC. “Performance based seismic engineering of buildings”. Technical report, Comité VISIÓN 2000, Sacramento, California, 1995.
- [77] Tasligedik A. S., Pampanin S. y Palermo A. “In Plane Cyclic Testing of Non-Structural Drywalls Infilled Within RC Frames”. In *15 World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [78] Taucer F. F., Spacone E. y Filippou F. C. “A Fiber Beam–Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures”. Technical report, Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER), Universidad de California, Berkeley, California, 1991. Report No. UCB/EERC–91/17.
- [79] Themelis Spyridon. “*Pushover Analysis for Seismic Assessment and Design of Structures*”. PhD thesis, Heriot–Watt University, School of the Built Enviroment, Edinburgh, Escocia, Octubre 2008.
- [80] Tomazevic Miha. “Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings”. volume 1. Imperial College Press, London, 2006.
- [81] Tomazevic Miha, Lutman Marjana y Petkovic Ljubo. “Seismic Behavior of the Masonry Walls: Experimental Simulation”. *Journal of Structural Engineering*, (9):1040–1047, Septiembre 1996. Volumen 122.

- [82] Wang DZ. y Dai JW. “Collapse-resistant Capacity of Masonry Building with Framed-Shear Walled Lower Floor with Different Protection Levels”. In *15 World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [83] Wang ML. y Shah SP. “Reinforced Concrete Hysteresis Model Based on the Damage Concept”. pages 993–1003. 1987.
- [84] Wang Zhenming. “Seismic Hazard and Risk Assessment in the Intraplate Environment: The New Madrid Seismic Zone of the Central United States”. *Journal of the Geological Society of America*, (425):363–373, 2007.
- [85] Williams D. “*Seismic Behaviour of Reinforced Masonry Shear Walls*”. PhD thesis, University of Canterbury, Department of Civil Engineering, Christchurch, Nueva Zelanda, 1971.
- [86] Xun Guo, Zhihua Zheng y Fu He. “Collapse Mechanism of Multi-story Masonry Structure with First Soft Story”. In *15 World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [87] Yao C. G. y Chen W.C. “A Study of Seismic Strengthening Behavior for The Dry-wall With Mortar-filling System in Taiwan”. In *15 World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [88] Zienkiewicz O.C. y Taylor R.L. “The Finite Element Method”. chapter Basic Formulation and Linear Problems. McGraw Hill, Londres, cuarta edición edition, 1989. Primer Volumen.
- [89] USGS. Earthquake archive search url builder. <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/search/>. 2013-05-28.

APÉNDICE A

# MODELADO NO LINEAL DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

---

## A.1 FORMULACIÓN DE ELEMENTOS VIGA–COLUMNA

En este apéndice se presenta el desarrollo del modelo equivalente de un elemento viga–columna donde se describe el comportamiento no lineal de miembros tipo marco bajo un historial de carga cíclica arbitraria de flexión biaxial y carga axial mediante una discretización por fibras tal como se presenta en el trabajo de F. F. Taucer, E. Spacone y F. C. Filippou [78].

El modelo de elemento viga–columna está basado en la suposición de que las deformaciones son pequeñas y que las secciones planas permanecen planas durante el historial de carga. La formulación del elemento está basada en el método mixto: la descripción de la distribución de fuerzas dentro del elemento se obtiene por funciones de interpolación que satisfacen el equilibrio, es el punto de partida de la formulación. Basado en los conceptos del método mixto se muestra que la selección de las funciones de forma dependientes de la flexibilidad para el campo de deformación del elemento resulta en una considerable simplificación. Con cierta selección de las funciones de forma de la deformación, el método general mixto reduce al caso especial del método de flexibilidad.

La formulación presentada ofrece las siguientes ventajas con respecto a otros modelos:

- El equilibrio y la compatibilidad son siempre satisfechos a lo largo del elemento: el equilibrio es satisfecho por la selección de funciones de interpolación de fuerzas y la compatibilidad es satisfecha mediante la integración de la sección de deformaciones para obtener los elementos de deformaciones y desplazamientos extremos correspondientes. Una solución iterativa es utilizada entonces para satisfacer la relación fuerza-deformación no lineal de la sección dentro de una tolerancia especificada.
- La fluencia de miembros de concreto reforzado que están pobremente reforzados o están sometidos a fuerzas axiales altas, puede ser descrita sin dificultad.

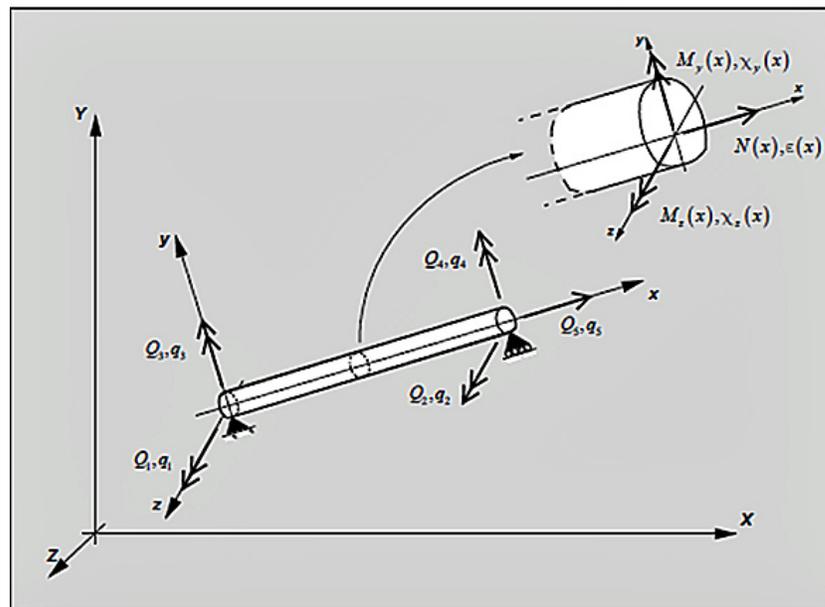


Figura A.1: Marco de referencia para el elemento considerado en un sistema coordenado X, Y, Z.

El elemento viga-columna estudiado se muestra esquemáticamente en la Figura A.1; se presenta un marco de referencia local tridimensional de coordenadas  $x, y, z$ ,

mientras que  $X, Y, Z$  denota el sistema de referencia global. El eje longitudinal  $x$  corresponde a la unión de los centroides geométricos de cada sección.

El siguiente criterio es seguido para la notación de fuerzas, desplazamientos y deformaciones: las fuerzas están representadas por las letras mayúsculas y las correspondientes deformaciones o desplazamientos se indican con la misma letra en minúscula. Las letras normales denotan cantidades escalares, mientras que las letras en negrita indican los vectores y matrices.

La Figura A.1 muestra las fuerzas de los elementos con las deformaciones correspondientes; no se considera la modelación por cuerpo rígidos en el esquema presentado, sin embargo, este tipo de modelos pueden ser incorporados con una simple transformación geométrica.

El elemento tiene 5 grados de libertad: deformación axial,  $q_5$ , y dos rotaciones relativas a cada nodo final,  $(q_1, q_3)$  y  $(q_2, q_4)$ , respectivamente. Por razones de simplicidad estas son llamadas deformaciones generalizadas del elemento o simplemente deformaciones del elemento en lo que resta de la formulación.  $Q_1$  a  $Q_5$  representan las fuerzas generalizadas correspondientes: una fuerza axial,  $Q_5$ , y dos momentos de flexión en cada nodo final  $(Q_1, Q_3)$  y  $(Q_4, Q_2)$ , respectivamente. Las rotaciones finales y sus momentos correspondientes se refieren a dos ejes ortogonales arbitrarios  $y$  y  $z$ . Las fuerzas y deformaciones generalizadas del elemento son agrupadas en los siguientes vectores:

$$\text{Vector de Fuerzas del Elemento } Q = \left\{ \begin{array}{c} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \\ Q_4 \\ Q_5 \end{array} \right\} \quad (\text{A.1})$$

$$\text{Vector de Deformaciones del Elemento } q = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ q_5 \end{Bmatrix} \quad (\text{A.2})$$

En la Figura A.1 se presentan las fuerzas y deformaciones generalizadas en la sección del elemento. Las deformaciones en las secciones se representan mediante las siguientes tres resultantes de esfuerzos: deformación axial  $\epsilon(x)$  a lo largo del eje longitudinal y curvaturas  $X_z(x)$  y  $X_y(x)$  alrededor de dos ejes ortogonales arbitrarias,  $y$  y  $z$ , respectivamente. Las fuerzas resultantes correspondientes son la fuerza axial  $N(x)$  y dos momentos flexionantes  $M_z(x)$  y  $M_y(x)$ . Los vectores de fuerza y deformación de las secciones se agrupan como sigue:

$$\text{Vector de Fuerzas de Sección } D(X) = \begin{Bmatrix} M_z(x) \\ M_y(x) \\ N(x) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} D_1(x) \\ D_2(x) \\ D_3(x) \end{Bmatrix} \quad (\text{A.3})$$

$$\text{Vector de Deformaciones de Sección } D(X) = \begin{Bmatrix} X_z(x) \\ X_y(x) \\ \epsilon(x) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} d_1(x) \\ d_2(x) \\ d_3(x) \end{Bmatrix} \quad (\text{A.4})$$

La formulación se puede ampliar fácilmente para incluir los grados de libertad de torsión, siempre y cuando estos estén desacoplados de los presentes grados de libertad y se encuentren dominados por un comportamiento elástico lineal.

A continuación no se hace referencia a funciones de interpolación específicas; se demuestra, sin embargo, que si las funciones de forma-deformación son dependientes de la flexibilidad y son seleccionadas de manera adecuada, entonces el método mixto se simplifica al método de flexibilidad.

La presente derivación utiliza el método de dos campos combinados, dicho método utiliza la forma integral del equilibrio y las relaciones de fuerza-deformación de las secciones para derivar la relación matricial entre las fuerzas generalizadas del elemento y las deformaciones correspondientes. A fin de llegar a una relación lineal, la función de fuerza-deformación de la sección es linealizada sobre el estado actual. Un algoritmo iterativo es entonces utilizado para satisfacer la relación fuerza-deformación dentro de la tolerancia requerida.

En el método de dos campos mixtos se utilizan funciones de forma independientes para obtener una aproximación de los campos de fuerza y deformación a lo largo del elemento. Mediante el uso de incrementos de las cantidades correspondientes, los dos campos son descritos como sigue:

$$\Delta d^i(x) = a(x)\Delta q^i \tag{A.5}$$

$$D^i(x) = b(x)Q^i \quad y \quad \Delta D^i(x) = b(x)\Delta Q^i \tag{A.6}$$

Donde  $a(x)$  y  $b(x)$  son las matrices de interpolación de las deformaciones y fuerzas respectivamente. El superíndice  $i$  describe la  $i$ -ésima iteración del algoritmo de solución (Newton Rhapsion, Modified Newton, etc.) la cual es realizada en todos los grados de libertad hasta que el equilibrio entre las fuerzas externas y las fuerzas resistentes internas satisfacen el equilibrio. El superíndice es necesario para el manejo de las funciones de interpolación dependientes de un esquema de flexibilidad.

En el método de formulación mixto la forma integral del equilibrio y las relaciones fuerza-deformación se obtienen primero y posteriormente se combinan para obtener la relación entre la fuerza del elemento y los incrementos de deformación.

La integral (pesada conforme al método de integración) de la relación esfuerzo-deformación linealizada es la siguiente:

$$\int_0^L \delta D^T(x) [\Delta d^i(x) - f^{i-1}(x) \Delta D^i(x)] dx = 0 \quad (\text{A.7})$$

La relación fuerza–deformación descrita en un esquema de flexibilidad es la siguiente:

$$\Delta d^i(x) = f^{i-1}(x) \Delta D^i(x) \quad (\text{A.8})$$

De esta manera la matriz de flexibilidad resulta simétrica (vease [88]). El superíndice  $i - 1$  indica que en la iteración  $i$  del algoritmo de solución (Newton Raphson) se utiliza la integración anterior de la flexibilidad de la sección. Sustituyendo las ecuaciones A.5 y A.6 en la A.8 se obtiene lo siguiente:

$$\delta Q^T \int_0^L b^T(x) [a(x) \Delta q^i - f^{i-1}(x) b(x) \Delta Q^i] dx = 0 \quad (\text{A.9})$$

Como puede observarse la Ecuación A.9 se satisface para cualquier  $\delta Q^T$  de manera que puede procederse como a continuación:

$$\left[ \int_0^L b^T(x) a(x) dx \right] \Delta q^i - \left[ \int_0^L b^T(x) f^{i-1}(x) b(x) dx \right] \Delta Q^i = 0 \quad (\text{A.10})$$

Las expresiones que se presentan dentro de los paréntesis rectangulares representan a las siguientes matrices:

$$F^{i-1} = \left[ \int_0^L b^T(x) f^{i-1}(x) b(x) dx \right] \quad (\text{A.11})$$

$$T = \left[ \int_0^L b^T(x) a(x) dx \right] \quad (\text{A.12})$$

Donde  $F$  es la matriz de flexibilidad del elemento y  $T$  es una matriz que depende de las matrices de funciones de interpolación. Utilizando las ecuaciones A.11 y A.12 la Ecuación A.10 se reduce a lo siguiente:

$$T\Delta q^i - F^{i-1}\Delta Q^i = 0 \quad (\text{A.13})$$

$$T\Delta q^i = F^{i-1}\Delta Q^i \quad (\text{A.14})$$

La Ecuación A.14 resulta ser la forma integral de la relación fuerza–deformación. Por otro lado del principio de trabajo virtual se toma la forma integral de la ecuación de equilibrio de la siguiente manera:

$$\int_0^L \delta d^T(x)[D^{i-1}(x) + \Delta D^i(x)]dx = \delta q^T P^i \quad (\text{A.15})$$

En la Ecuación A.15  $P^i$  es el vector de fuerzas aplicadas que están en equilibrio con las fuerzas internas  $[D^{i-1}(x) + \Delta D^i(x)]$  sustituyendo las fuerzas internas de la Ecuación A.5 y A.6 a través de incrementos se obtiene lo siguiente:

$$\delta q^T \left[ \int_0^L a^T(x)[b(x)Q^{i-1} + b(x)\Delta Q^i]dx \right] = \delta q^T P^i \quad (\text{A.16})$$

En la expresión anterior puede observarse que el término  $\delta q^T$  se reduce de manera que re acomodando se llega a lo siguiente:

$$\left[ \int_0^L a^T(x)b(x)dx \right] Q^{i-1} + \left[ \int_0^L a^T(x)b(x)dx \right] \Delta Q^i = \delta q^T P^i \quad (\text{A.17})$$

O bien utilizando la notación de las matrices correspondientes se tendrá la forma integral matricial de la ecuación de equilibrio del elemento estudiado:

$$T^T Q^{i-1} + T^T \Delta Q^i = P^i \quad (\text{A.18})$$

La expresión anterior junto con la Ecuación A.13 genera el siguiente sistema de estado:

$$\begin{bmatrix} -F^{i-1} & T \\ T^T & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta Q^i \\ \Delta q^i \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P^i - T^T Q^{i-1} \end{Bmatrix} \quad (\text{A.19})$$

Dado que es relativamente sencillo resolver la primera ecuación del sistema matricial presentado con anterioridad debido a la igualdad con cero, es posible sustituir la solución del  $\Delta Q^i$  en la segunda ecuación obteniendo lo siguiente:

$$T^T [F^{i-1}]^{-1} T \Delta q^i = P^i - T^T Q^{i-1} \quad (\text{A.20})$$

A continuación se plantean funciones de forma dependientes de la flexibilidad de la siguiente forma:

$$a(x) = f^{i-1}(x) b(x) [F^{i-1}]^{-1} \quad (\text{A.21})$$

Estas funciones estarán relacionadas al campo de deformaciones de las secciones del elemento de la siguiente manera:

$$\Delta d^i(x) = f^{i-1}(x) b(x) [F^{i-1}]^{-1} \Delta q^i \quad (\text{A.22})$$

Aquí  $F^{i-1}$  es la matriz tangente de flexibilidad del elemento de la anterior iteración del algoritmo de solución. La ventaja de la selección de este tipo de funciones de forma puede observarse mediante la sustitución de la Ecuación A.21 en la A.12, de esto resulta lo siguiente:

$$T = \left[ \int_0^L b^T(x) a(x) dx \right] = \left[ \int_0^L b^T f^{i-1}(x) b(x) dx \right] [F^{i-1}]^{-1} = \mathbf{I} \quad (\text{A.23})$$

Finalmente con esta selección de funciones de forma  $a(x)$  la Ecuación A.20 resulta en lo siguiente:

$$[F^{i-1}]^{-1} \Delta q^i = P - Q^{i-1} \quad (\text{A.24})$$

Al mismo tiempo, esta elección de las funciones de forma  $a(x)$  reduce el método mixto general a lo método de flexibilidad.

## A.2 MODELACIÓN POR DISCRETIZACIÓN DE FIBRAS

El modelo de viga-columna discretizado en fibras se muestra en la Figura A.2 bajo un sistema de referencia local. Como puede observarse la longitud del elemento cuenta con diversos puntos de control, es decir, dentro del elemento se seleccionan puntos donde se desea obtener información directa a través de la integración, posteriormente estos puntos de control sirven para obtener el estado total del elemento a través de las funciones de forma utilizadas. Particularmente es utilizada en esta investigación el método de integración de Lobato debido a que cuenta entre los puntos de control a los extremos físicos de los elementos, esto es importante en los análisis no lineales debido a la tendencia de la generación de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos.

Cada sección considerada es subdividida en áreas comúnmente llamadas fibras las cuales permiten establecer un comportamiento axial particular, es decir, se pueden determinar zonas de concreto o bien zonas de acero en cada sección; este tipo de modelos resulta bastante práctico ya que elimina la necesidad de obtener diagramas de comportamiento axial respecto a la flexión y permite considerar las variaciones de dimensiones en los elementos así como de las áreas de varillas obtenidas por la simulación de propiedades en el SIB [38].

Los vectores de fuerza y deformación para el elemento y las secciones consideradas ya fue presentada en la Ecuación A.1, A.2, A.3 y A.4.

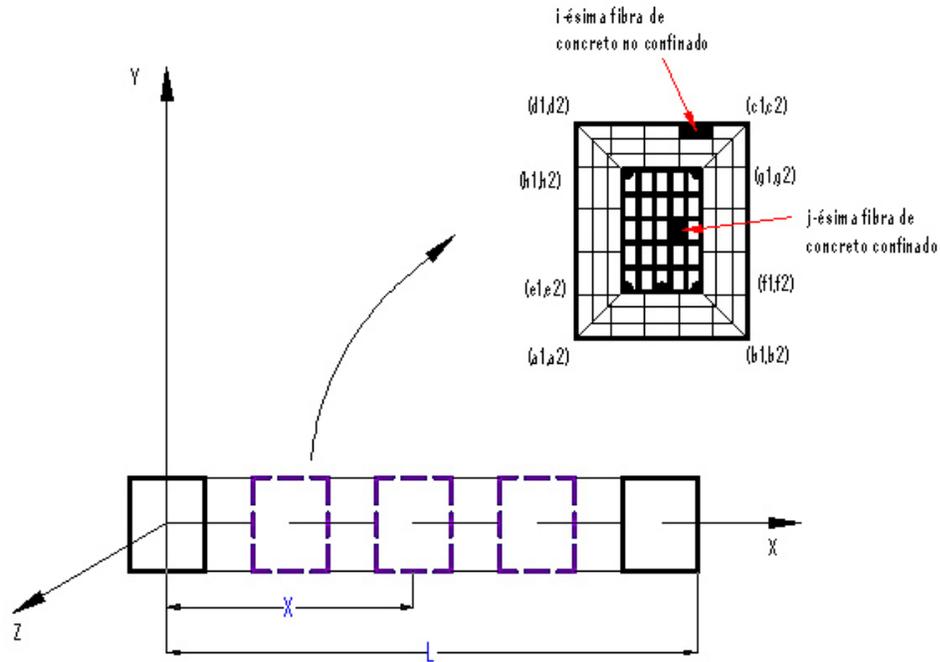


Figura A.2: Modelo de secciones elementos y secciones discretizadas utilizados en esta investigación.

Se introducen dos vectores adicionales para describir el estado de las fibras de cada sección, estos son las deformaciones y esfuerzos de las fibras:

$$\text{Vector de Deformaciones de Fibras } e(x) = \left\{ \begin{array}{c} \epsilon_1(x, y_1, z_1) \\ \dots \\ \epsilon_{ifib}(x, y_{ifib}, z_{ifib}) \\ \dots \\ \epsilon_n(x, y_n, z_n) \end{array} \right\} \quad (A.25)$$

$$\text{Vector de Esfuerzos de Fibras } E(x) = \left\{ \begin{array}{c} \sigma_1(x, y_1, z_1) \\ \dots \\ \sigma_{ifib}(x, y_{ifib}, z_{ifib}) \\ \dots \\ \sigma_n(x, y_n, z_n) \end{array} \right\} \quad (A.26)$$

En los vectores de estado de las fibras  $x$  representa la posición de la sección a lo largo del eje longitudinal de referencia y  $y_{ifib}, z_{ifib}$  se refieren a la posición de la  $i$ -ésima fibra en la sección, en la Figura A.2 se ilustra el esquema de discretización utilizado en la presente investigación; como puede observarse se utilizan en total 85 fibras de las cuales 60 son para el concreto no confinado y 25 de concreto confinado.

Considerando que las secciones planas permanecen planas y normales al eje longitudinal el vector de deformaciones de las fibras y de la sección se relacionan por la siguiente relación simple:

$$e(x) = l(x)d(x) \tag{A.27}$$

Donde  $l(x)$  es la matriz geométrica cuyo valor es el siguiente:

$$l(x) = \begin{pmatrix} -y_1 & z_1 & 1 \\ \dots & \dots & \dots \\ -y_{ifib} & z_{ifib} & 1 \\ \dots & \dots & \dots \\ -y_n & z_n & 1 \end{pmatrix} \tag{A.28}$$

Es posible utilizar formas más complejas de la matriz de compatibilidad para considerar efectos tales como el cortante y deslizamientos, sin embargo, requieren de una mayor inversión de tiempo y trabajo.

Se resume a continuación el proceso de determinación del estado de un elemento:

1. Resolver el sistema global de ecuaciones y actualizar los desplazamientos estructurales.
2. Cálculo de los incrementos de deformación de los elementos y actualizar las deformaciones de los elementos.

3. Iniciar la determinación del estado del elemento por fibras. Bucle sobre todos los elementos de la estructura.
4. Determinar los incrementos de la fuerza de elemento.
5. Actualización de las fuerzas de los elementos.
6. Determinar los incrementos de fuerzas en la sección. Los pasos (6) a (11) se llevan a cabo para todas las secciones de control (puntos de integración) del elemento.
7. Determinar los incrementos de deformación de la sección.
8. Determinar los incrementos de deformación de las fibras.
9. Determinar los esfuerzos y módulos tangentes de las fibras.
10. Determinar las matrices de rigidez tangente y de flexibilidad en la sección.
11. Determinar las fuerzas resistentes de la sección.
12. Determinar las fuerzas desequilibradas en la sección.
13. Determinar las deformaciones residuales en la sección.
14. Determinar las matrices de rigidez y flexibilidad del elemento.
15. Comprobación de la convergencia.
16. Determinar las fuerzas resistentes y la nueva matriz de rigidez de toda la estructura.

### A.3 MODELO DE KADYSIEWSKI Y MOSALAM PARA LA MAMPOSTERÍA

En este apéndice se presenta el desarrollo del modelo con comportamiento fuera del plano del muro de relleno no reforzado utilizado en esta investigación, este modelo se presenta en Kadysiewski y Mosalam [40]. Aquí se presentan los cálculos para la obtención de las propiedades elásticas e inelásticas del elemento viga-columna, también se presentan los cálculos del valor de la masa fuera del plano.

En el modelo se representa la acción de la mampostería de relleno mediante una diagonal en el interior del marco de concreto reforzado actuando como un puntal tanto a tensión como a compresión, lo anterior puede producir distribuciones de acciones internas distintas a las reales, sin embargo, se espera que debido a la existencia de diafragmas en los entrepisos de los edificios las consecuencias de esta simplificación sean menores. En la Figura A.3 se presenta un esquema del modelo y sus principales componentes: el elemento viga columna discretizado por fibras, la masa puntual fuera del plano y el marco de la estructura principal.

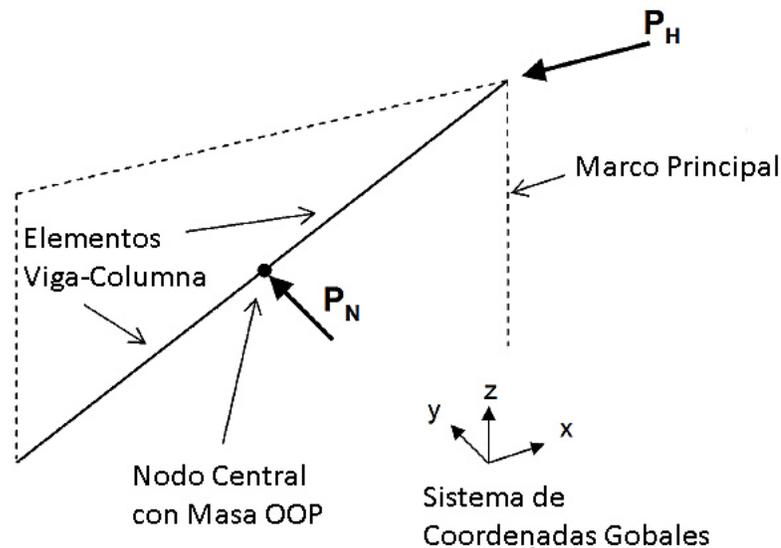


Figura A.3: Modelo de la mampostería de relleno. Adaptado de [40].

En la aplicación del modelo en Opensees [51] se utilizan en los extremos del

muro en unión con los marcos de concreto elementos viga–columna elásticos y en la parte central de la diagonal existen elementos no lineales con una zona de plasticidad distribuida alrededor de la masa que actúa únicamente fuera del plano.

Se desarrolla un modelo equivalente para los muros de mampostería con el objetivo de obtener una correcta selección de la inercia y rigidez tomando en cuenta la interacción dinámica del muro con los marcos principales. Se idealiza a los muros como elementos viga dispuestos con el eje vertical fuera del plano, se consideran condiciones de apoyo simples en sus extremos; posteriormente se realiza una concentración puntual en el centro de la viga de una masa equivalente y se determina una rigidez a la flexión equivalente; véase la Figura A.4, en esta figura se denomina OOP a la libertad de desplazamiento fuera del plano por su abreviación en el idioma inglés (Out Of Plane).

Se determina la frecuencia natural de vibración del sistema original idealizado como una viga mediante la solución de la ecuación de movimiento de un sistema con masa distribuida, sin amortiguamiento y con condiciones de apoyo iguales a las idealizadas [13]. El problema matemático se reduce a la solución de la siguiente ecuación diferencial parcial en términos del desplazamiento fuera del plano  $u(x, t)$ :

$$m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} = 0 \quad (\text{A.29})$$

Aplicando el método de separación de variables [46] se asume una solución de la forma siguiente:

$$u(x, t) = \phi(x)q(t) \quad (\text{A.30})$$

Sustituyendo en el problema matemático de la Ecuación A.29 se tendrá:

$$\ddot{q}(t) + \omega^2 q(t) = 0 \quad \frac{\partial^4 \phi(x)}{\partial x^4} + \frac{m\omega^2}{EI} \phi(x) = 0 \quad (\text{A.31})$$

Se procede a resolver la Ecuación A.31 considerando las condiciones de frontera

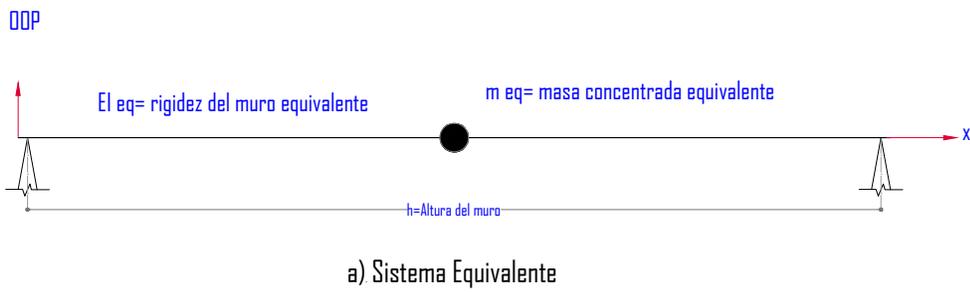
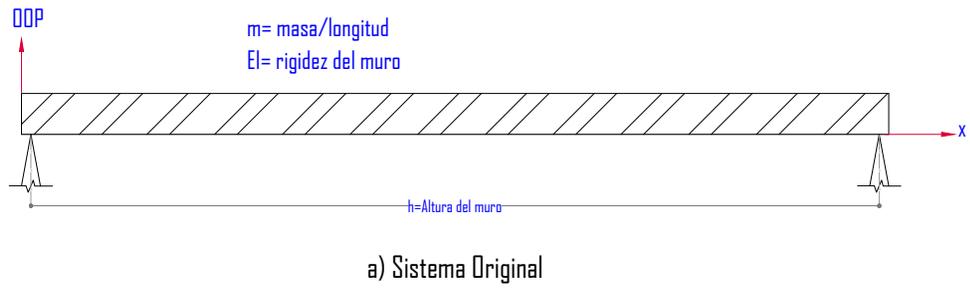


Figura A.4: Sistema original y equivalente del muro de mampostería idealizado.

apropiadas conforme a los apoyo simples; se llega a las siguientes formas modales:

$$\phi_i(x) = C_i \sin \frac{i\pi}{h}x \quad i = 1, 2, 3, \dots \quad (\text{A.32})$$

La solución general es la siguiente:

$$u(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \phi_i(x)q_i(t) \quad (\text{A.33})$$

Asumiendo que la respuesta dinámica del muro queda gobernada por el primer modo de vibrar de manera que el vector de forma y la frecuencia natural se pueden determinar mediante las siguientes expresiones:

$$\phi_1(x) = C_1 \sin \frac{\pi}{h}x \quad y \quad \omega_1 = \frac{\pi^2}{h^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (\text{A.34})$$

Debe notarse la simetría del comportamiento dinámico del muro respecto al eje vertical de referencia; lo anterior debido a la naturaleza de la función seno. Posteriormente es indispensable obtener la relación de los desplazamientos entre los apoyos del muro y los del marco de la estructura principal; para lo anterior se puede asumir cierta independencia entre la curva deformada del muro y los desplazamientos del marco de manera que existe únicamente una relación global entre ellos.

Siendo así, considérese a  $U_L(t)$  y  $U_R(t)$  como los desplazamientos libres del marco en los apoyos izquierdo y derecho respectivamente, véase Figura A.5, posteriormente se determina mediante estos valores el desplazamiento total del muro  $U^t(x, t)$  en coordenadas globales; se asume que el valor de  $U^t(x, t)$  puede obtenerse mediante una relación de variación lineal entre los desplazamientos  $U_L(t)$  y  $U_R(t)$  como sigue:

$$U^t(x, t) = u(x, t) + U_L(t) + [U_R(t) - U_L(t)] \frac{x}{h} \quad (\text{A.35})$$

O bien de la siguiente manera:

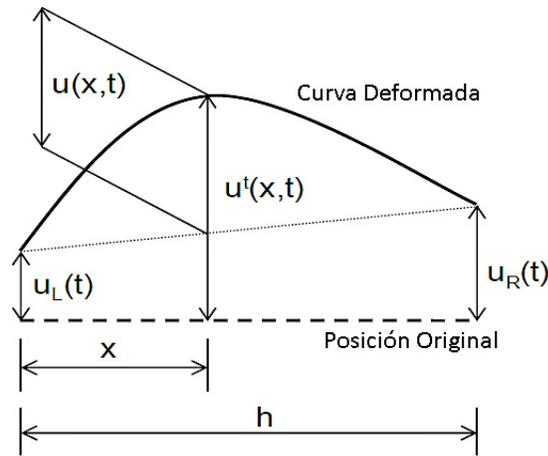


Figura A.5: Desplazamientos fuera del plano del muro de mampostería idealizado. Adaptado de [40].

$$U^t(x, t) = \frac{1}{2} [U_L(t) + U_R(t)] - [U_L(t) + U_R(t)] \left( \frac{x}{h} - \frac{1}{2} \right) + u(x, t) \quad (\text{A.36})$$

Es necesario observar la independencia del primer término del lado derecho de la expresión anterior respecto de  $x$  y la anti-simetría del segundo término en el valor específico de  $x = h/2$ . Del problema matemático conocido en términos del equilibrio dinámico A.29:

$$m \frac{\partial^2 u^t(x, t)}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 u^t(x, t)}{\partial x^4} = 0 \quad (\text{A.37})$$

Por lo que al sustituir la Ecuación A.35 y A.36 en la Ecuación A.37 se obtiene lo siguiente:

$$m \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 u(x, t)}{\partial x^4} = -m \frac{1}{2} [\ddot{u}_L(t) + \ddot{u}_R(t)] - [\ddot{u}_L(t) - \ddot{u}_R(t)] \left( \frac{x}{h} - \frac{1}{2} \right) \quad (\text{A.38})$$

Se sustituye la solución propuesta de la Ecuación A.33 en la Ecuación anterior para posteriormente multiplicar ambos lados de la expresión por  $\phi_1(x)$ , luego

realizando una integración en la longitud del muro y aplicando los principios de las condiciones de ortogonalidad [46] se llega a lo siguiente:

$$\begin{aligned}
 [\ddot{q}_1(t) + \omega_1^2 q_1(t)] \int_h^{x=0} m \phi_1^2(x) dx &= -\frac{1}{2} [\ddot{u}_L(t) + \ddot{u}_R(t)] \int_h^{x=0} m \phi_1(x) dx \\
 &+ [\ddot{u}_L(t) - \ddot{u}_R(t)] \int_h^{x=0} m \phi_1(x) \left( \frac{x}{h} - \frac{1}{2} \right) dx
 \end{aligned} \tag{A.39}$$

La segunda integral del lado derecho de la expresión anterior se reduce a cero debido a la simetría al centro del claro del integrando, por otro lado si se normaliza la ordenada máxima del vector de forma modal a uno y se define el coeficiente de participación de la siguiente manera:

$$\Gamma_1 = \frac{\int_h^{x=0} m \phi_1(x) dx}{\int_h^{x=0} m \phi_1^2(x) dx} = 1.2732 \tag{A.40}$$

De lo anterior la Ecuación A.39 se reduce a lo siguiente:

$$[\ddot{q}_1(t) + \omega_1^2 q_1(t)] = -\left[ \frac{\ddot{u}_L(t) + \ddot{u}_R(t)}{2} \right] \Gamma_1 \tag{A.41}$$

Con lo que finalmente es posible obtener la respuesta fuera del plano cuando sólo se considera la primer forma de vibrar del muro; resulta en estas condiciones que como puede verse en el segundo término de la Ecuación A.41 se consigue la solución asumiendo que los apoyos superior e inferior experimenta la misma aceleración, la cual es simplemente el promedio en cada paso del tiempo de las aceleraciones en los correspondientes apoyos.

La resupuesta máxima de los muros puede ser obtenida a través del método del espectro de respuesta siendo la máxima coordenada modal igual a:

$$q_{1max} = \Gamma_1 S_{d1} \tag{A.42}$$

Donde  $S_{d1}$  es el desplazamiento para un sistema de un grado de libertad excitado por la aceleración media mencionada anteriormente. Posteriormente el momento flexionante y la fuerza cortante se obtienen de la teoría básica de vigas mediante las siguientes expresiones

$$M(x, t) = EI \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2} \quad V(x, t) = EI \frac{\partial^3 u(x, t)}{\partial x^3} \quad (\text{A.43})$$

Primero se determina la fuerza total máxima existente debido a la estructura del marco rígido. Esta fuerza es igual en el instante dado  $t$  a  $V(0, t) - V(h, t)$ , esto es la suma de cortante en los extremos, con la debida consideración de los signos.

$$\begin{aligned} V(0, t) - V(h, t) &= EI \left[ \frac{\partial^3 u(x, t)}{\partial x^3} - \frac{\partial^3 u(h, t)}{\partial x^3} \right] = -EI \int_h^{x=0} \frac{\partial^4 u(x, t)}{\partial x^4} dx \\ &= -EI \int_h^{x=0} \frac{\partial^4 \phi(x)}{\partial x^4} q(t) dx = F(t) = -\omega^2 \left\{ \int_h^{x=0} m \phi(x) dx \right\} q(t) \end{aligned} \quad (\text{A.44})$$

En la expresión anterior los índices de la forma modal se desprecian debido a que unicamente se considera la primer forma modal. Por consecuencia de la Ecuación A.42 el mayor valor absoluto de la suma de fuerzas de soporte con aceleración espectral  $S_a = \omega^2 S_d$  estará dado por:

$$\begin{aligned} F_{max} &= \omega^2 \int_h^{x=0} m \phi(x) dx q_{max} = \omega^2 \left\{ \int_h^{x=0} m \phi(x) dx \right\} \Gamma S_d \\ &= \left\{ \int_h^{x=0} m \phi(x) dx \right\} \Gamma S_a = MME S_a \end{aligned} \quad (\text{A.45})$$

Siendo  $MME$  el valor de la masa modal efectiva cuyo valor se define por la expresión siguiente:

$$MME = \left\{ \int_h^{x=0} m \phi(x) dx \right\} \Gamma = \frac{\left( \int_h^{x=0} m \phi_1(x) dx \right)^2}{\int_h^{x=0} m \phi_1^2(x) dx} \quad (\text{A.46})$$

Para la primer forma modal  $MME = 0.81mh$ , o bien el 81 % de la masa de la viga original. Posteriormente el máximo momento central será:

$$M\left(\frac{h}{2}, t\right) = EI \left. \frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} \right|_{x=\frac{h}{2}} q(t) \quad (\text{A.47})$$

$$M\left(\frac{h}{2}, t\right) \Big|_{max} = EI \left. \frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} \right|_{x=\frac{h}{2}} q(max) = EI \left. \frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} \right|_{x=\frac{h}{2}} \frac{\Gamma S_a}{\omega^2} \quad (\text{A.48})$$

Posteriormente considerando el primer modo de vibrar y un valor de la constante  $C_1 = 1.0$  tendremos lo siguiente:

$$\left. \frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} \right|_{x=\frac{h}{2}} q(max) = -\frac{\pi^2}{h^2} \quad (\text{A.49})$$

Reordenando la Ecuación A.34 se obtiene que  $\frac{\omega^2 h^4 m}{EI \pi^4} = 1$ . Por lo que usando la Ecuación A.49 y A.48 se llega a lo siguiente:

$$M\left(\frac{h}{2}, t\right) \Big|_{max} = \left[ EI \left. \frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} \right|_{x=\frac{h}{2}} \right] \frac{\Gamma S_a}{\omega^2} = EI \left( \frac{\pi^2}{h^2} \right) \frac{\Gamma S_a}{\omega^2} \left[ \frac{\omega^2 h^4 m}{EI \pi^4} \right] = \frac{\Gamma S_a h^2 m}{\pi^2} \quad (\text{A.50})$$

Al considerar el factor de participación del primer modo de vibrar  $\Gamma_1 = 1.2732$  se determina el máximo momento central a corde a la siguiente expresión:

$$M\left(\frac{h}{2}, t\right) \Big|_{max} = \frac{(m S_a) h^2}{7.752} \quad (\text{A.51})$$

Finalmente es posible calcular el momento de fluencia central asumiendo que la resistencia esperada fuera del plano esta dada en términos de una presión uniforme  $q_{ine}$ :

$$M_y = \frac{q_{ine} L_{inf} h^2}{7.752} \quad (\text{A.52})$$

Reordenando la expresión anterior en términos de la aceleración de cedencia tendremos:

$$S_{ay} = 0.969 \frac{q_{ine} L_{inf}}{m} \quad (A.53)$$

A continuación es necesario considerar la respuesta del sistema equivalente con masa concentrada; dicho sistema cuenta únicamente con un grado de libertad fuera del plano cuyo desplazamiento es  $\Delta_{OOP}$  y corresponde al desplazamiento de la masa fuera del plano, véase la Figura A.6. Asumiendo que la masa central concentrada tiene un valor equivalente a la *MME* derivada para el sistema original se procede a calcular la rigidez en flexión requerida para obtener la misma frecuencia que en el sistema original y se calcula el momento de fluencia condicionado a la misma aceleración espectral que el sistema original.

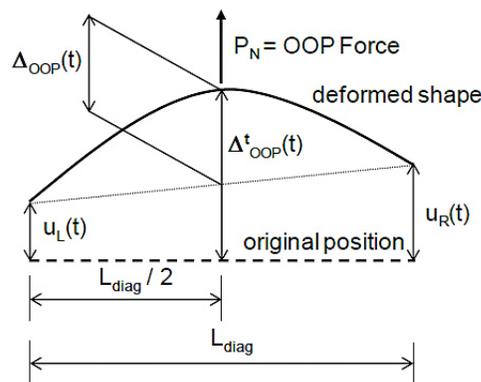


Figura A.6: Deformación del sistema en su primer modo de vibrar. Adaptado de [40].

La rigidez fuera del plano del sistema equivalente  $k_{eq}$ , definida como la fuerza fuera del plano  $P_N$  requerida para producir una deflexión unitaria asumiendo un comportamiento del muro semejante a una viga simplemente apoyada se determina mediante la siguiente ecuación:

$$k_{eq} = \frac{P_N}{\Delta_{OOP}} = \frac{48EI_{eq}}{L_{diag}^3} \quad (A.54)$$

En dicha expresión  $I_{eq}$  es igual al momento de inercia equivalente de la sección,

y  $E$  es módulo de elasticidad del muro de mampostería no reforzada. La frecuencia natural de vibrar del sistema equivalente asumiendo que la masa del panel vibra bajo su primer modo,  $MME$  es dada por la expresión:

$$\omega_{eq} = \sqrt{\frac{k_{eq}}{MME}} \quad \text{O bien} \quad k_{eq} = MME \omega^2 \quad (\text{A.55})$$

Calculando esta frecuencia, procediendo sobre la Ecuación A.34 y sustituyéndola en la Ecuación A.55 se llega a lo siguiente:

$$I_{eq} = \frac{MME \omega_{eq}^2 L_{diag}^2}{48E} = \frac{MME \pi^4 E I L_{diag}^3}{48h^4 m E} = \frac{0.81\pi^4}{48} \left(\frac{L_{diag}}{h}\right)^3 I = 1.644 \left(\frac{L_{diag}}{h}\right)^3 I \quad (\text{A.56})$$

Lo anterior nos permite obtener el momento de inercia del sistema equivalente mediante el momento de inercia del sistema original igual a  $\frac{\kappa L_{inf} t_{inf}^3}{12}$  donde  $t_{inf}$  es el espesor del muro de relleno y  $\kappa$  es un factor que toma en consideración la fractura.

Haciendo uso de los principios de la mecánica estructural la ecuación de movimiento para el sistema equivalente con masa  $MME$  se obtiene:

$$MME \Delta_{OOP}'' + k_{eq} \Delta_{OOP} = -MME \left[ \frac{\ddot{u}_L(t) + \ddot{u}_R(t)}{2} \right] \quad (\text{A.57})$$

O bien de la siguiente manera:

$$\Delta_{OOP} + \omega_{eq}^2 \Delta_{OOP} = - \left[ \frac{\ddot{u}_L(t) + \ddot{u}_R(t)}{2} \right] \quad (\text{A.58})$$

La solución para el desplazamiento máximo es dada por lo siguiente:

$$\Delta_{OOP_{max}} = S_d \quad (\text{A.59})$$

Donde  $S_d$  es la respuesta del sistema de un grado de libertad para el movimiento medio. Por otro lado la máxima fuerza en la base es la siguiente:

$$F_{max} = k_{eq} \Delta_{OOP_{max}} = MME \omega_{eq}^2 S_d = MME S_a \quad (A.60)$$

De esta manera la fuerza en la base del sistema equivalente es igual a la del sistema original dada por la Ecuación A.45. El momento máximo del muro es dado por la siguiente expresión:

$$M_{max} = \frac{F_{max} L_{diag}}{4} = MME S_a \frac{L_{diag}}{4} \quad (A.61)$$

Para mantener la equivalencia, el momento de fluencia en el sistema equivalente es alcanzado cuando la aceleración  $S_a$  es igual a la aceleración de fluencia del sistema original  $S_{ay}$  de manera que se obtiene lo siguiente:

$$M_{eq-y} = MME S_{ay} \frac{L_{diag}}{4} \quad (A.62)$$

$$M_{eq-y} = 0.81mh \frac{7.752M_y L_{diag}}{mh^2} \frac{L_{diag}}{4} = 1.570 \frac{L_{diag}}{h} M_y \quad (A.63)$$

Finalmente se calcula la fuerza fuera del plano que causa que la viga equivalente llegue a la fluencia, usando la Ecuación A.47, la Ecuación A.54 y la Ecuación A.60 se obtiene:

$$F_{eq-y} = \frac{4M_{eq-y}}{L_{diag}} = MME S_{ay} = (0.81mh) (0.969) \frac{q_{ine} L_{inf}}{m} = 0.785 [q_{ine} L_{inf} h] \quad (A.64)$$

Como puede observarse el término entre paréntesis rectangulares es la capacidad estática esperada fuera del plano. El coeficiente 0.785 es el producto de dos factores; uno de ellos es 0.81 y equivale a la relación entre la masa efectiva del primer modo y el peso total del muro, el otro factor es 0.969 y equivale a la relación entre el momento debido a la carga uniforme quasi-estática y el momento causado por la vibración del primer modo.

## APÉNDICE B

# CALIBRACIÓN DEL MACRO-MODELO DE KADYSIEWSKI Y MOSALAM

---

## B.1 SIMULACIÓN DE PROPIEDADES DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA

Las principales propiedades simuladas de los muros se presentan en el siguiente código de lenguaje R [2] junto con los resultados de una corrida del programa.

```
#
# LIMPIEZA DEL SISTEMA Y LECTURA DE ARREGLO DE INFORMACIÓN
#
rm(list=ls())
#
# DIRECCIÓN DE LOS DATOS DE ENTRADA
#
datos <- read.csv("C:\\EDWIN\\data.csv", header=TRUE, sep = ",")
#
# NÚMERO SELECCIONADO DE SIMULACIONES
#
n.simulaciones <- 360
#
# GENERACIÓN DE VALORES DE SIMULACIÓN DE PROPIEDADES
```

```
#
# ARREGLO PARA LAS VARIABLES CORRELACIONADAS DE vm y G
#
mediavm <- 4.35
mediag <- 4763.3
desvm <- 0.8809
desg <- 1039.5
correlacion <- 0.47
t22 <- (1-(correlacion^2))^(1/2)
#
mu <- matrix (c(mediavm,mediag), ncol=1, nrow=2, byrow=TRUE)
d <- matrix (c(desvm,0,0,desg), ncol=2, nrow=2, byrow=TRUE)
t <- matrix(c(1,correlacion,correlacion,t22), ncol=2, nrow=2, byrow=TRUE)
vm <- array(0, dim=c(n.simulaciones,1))
gmuro <- array(0, dim=c(n.simulaciones,1))
#
# PROPIEDADES SIMULADAS NO CORRELACIONADAS
#
conteo <- 1:n.simulaciones
for(sim in seq(along=conteo)) {
uuno <- rnorm(1, mean=0.00, sd=1.00)
udos <- rnorm(1, mean=0.00, sd=1.00)
u <- array(uuno, udos, dim=c(2,1))
nmz <- mu+d%*%t%*%u
vm[sim,1] <- abs(nmz[1,1])
gmuro[sim,1] <- abs(nmz[2,1])
}
#
# SIMULACIÓN DE LAS PROPIEDADES RESTANTES
#
wmuro <- rnorm(n.simulaciones, mean=12.30, sd=0.31)
murofy <- rnorm(n.simulaciones, mean=7140, sd=142.80)
```

```
murofu <- rnorm(n.simulaciones, mean=8220, sd=82.20)
epsym <- rnorm(n.simulaciones, mean=0.0060, sd=0.00024)
muroees <- rnorm(n.simulaciones, mean=6873.75, sd=1374.75)
pmuro <- rnorm(n.simulaciones, mean=1300, sd=195)
fm <- rnorm(n.simulaciones, mean=38.75, sd=6.4906)
#
# GENERANDO LOS CÁLCULOS ESTADÍSTICOS
#
summary(wmuro)
  Min. 1st Qu.  Median    Mean 3rd Qu.    Max.
11.41  12.03   12.30   12.28  12.51   13.12
summary(vm)
      V1
Min.   :0.6009
1st Qu.:3.4829
Median :4.2941
Mean   :4.2995
3rd Qu.:5.1740
Max.   :8.1885
summary(gmuro)
      V1
Min.   : 692.4
1st Qu.:3821.7
Median :4702.6
Mean   :4708.4
3rd Qu.:5658.1
Max.   :8931.4
summary(murofy)
  Min. 1st Qu.  Median    Mean 3rd Qu.    Max.
 6754  7035   7129   7133  7221   7529
summary(muroees)
  Min. 1st Qu.  Median    Mean 3rd Qu.    Max.
```

```

3326    5788    6814    6789    7756    10620
summary(pmuero)
Min. 1st Qu.  Median    Mean 3rd Qu.    Max.
846.9 1198.0 1327.0 1318.0 1460.0 1776.0
summary(fm)
Min. 1st Qu.  Median    Mean 3rd Qu.    Max.
18.23  34.30  38.38  38.41  42.85  55.61
summary(murofu)
Min. 1st Qu.  Median    Mean 3rd Qu.    Max.
7930   8160   8216   8215   8266   8457
summary(epsym)
Min. 1st Qu.  Median    Mean 3rd Qu.    Max.
.005146 0.005812 0.005963 0.005968 0.006138 0.006615
#
# ARREGLO MATRICIAL FINAL
#
x <- array(datos$wmuro, dim=c(n.simulaciones,1))
y <- array(datos$vm, dim=c(n.simulaciones,1))
z <- array(datos$gmuro, dim=c(n.simulaciones,1))
w <- array(datos$murofy, dim=c(n.simulaciones,1))
v <- array(datos$sep, dim=c(n.simulaciones,1))
p <- array(datos$pmuro, dim=c(n.simulaciones,1))
ee <- array(datos$muroees, dim=c(n.simulaciones,1))
f <- array(datos$murofm, dim=c(n.simulaciones,1))
mfu <- array(datos$murofu, dim=c(n.simulaciones,1))
dy <- array(datos$epsym, dim=c(n.simulaciones,1))
#
M <- matrix (0, ncol=27, nrow=n.simulaciones, byrow=TRUE)
M[,1] <- x
M[,2] <- wmuro
M[,3] <- v
M[,4] <- y

```

```
M[,5] <- vm
M[,6] <- v
M[,7] <- z
M[,8] <- gmuro
M[,9] <- v
M[,10] <- w
M[,11] <- murofy
M[,12] <- v
M[,13] <- p
M[,14] <- pmuro
M[,15] <- v
M[,16] <- ee
M[,17] <- muroees
M[,18] <- v
M[,19] <- f
M[,20] <- fm
M[,21] <- v
M[,22] <- mfu
M[,23] <- murofu
M[,24] <- v
M[,25] <- dy
M[,26] <- epsym
M[,27] <- v
#
#
# ESCRITURA FINAL DE LAS SIMULACIONES PARA OPENSEES
#
E <- t(M)
write(E, file = "datosMURO.tcl", ncolumns = 27, append = FALSE, sep = "")
#
#
```

## B.2 OBTENCIÓN DE PARÁMETROS DEL MODELO DE LA MAMPOSTERÍA

Se realizó una hoja de cálculo que permite la resolución del conjunto de ecuaciones presentadas en el Apendice A; dicha hoja de cálculo contiene la información aplicada para las propiedades medias de los muros de mampostería consideradas en esta investigación (vease el Capítulo de Casos de Aplicación), se procede de manera similar por cada entrepiso de un edificio simulado, se substituyen los procesos estadísticos simulados por Montecarlo y se obtiene un modelo de la mampostería que es añadido al modelo no lineal en Opensees [51] y se procede a realizar el conjunto de análisis necesarios. A continuación se reproduce la hoja de cálculo que fue desarrollada en el programa Mathcad 14 [4] para los parámetros del Muro tipo *M2* de los estudios del CENAPRED [5].

## CALCULATION OF THE MODEL PARAMETERS

### PEER REPORT 2008/102

*Case Considered: Model based in the FEMA 356.*

Input properties of the model:

$f_{me} := 38.75 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Masonry expected compressive strength from AA p.167
$t_{inf} := 12.30\text{cm}$	Thickness of infill masonry AA p.167
$h_{inf} := 2.67\text{m}$	Height of infill
$L_{inf} := 4.05\text{m}$	Length of the infill
$h_{col} := 3.2\text{m}$	Floor-to-floor height
$L_{col} := 4.5\text{m}$	Centerline distance between columns
$E_m := 800 f_{me}$	NTC 2004 masonry elastic modulus (expected for short time loads)
$E_m = 31000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	

For this case, match AA p.167, in order to match the frequency of his model:

$E_m := 6873.75 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Elastic modulus from AA p.167
$E_m = 68737500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	
$E_c := 189000.00 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	Expected elastic modulus of frame concrete NTC-2004
$I_g := \frac{(50\text{cm})^4}{12} = 0.005208\text{m}^4$	Gross moment of inertia of the concrete columns H&M p.10

$I_{col} := 0.5 I_g$  Effective cracked moment of inertia of the concrete columns.

$$I_{col} = 0.0026042m^4$$

$r_{inf} := \sqrt{h_{inf}^2 + L_{inf}^2}$  Diagonal length of the infill

$$r_{inf} = 4.854m$$

$\theta_{inf} := \text{atan}\left(\frac{h_{inf}}{L_{inf}}\right)$  Angle of the diagonal for the infill

$$\theta_{inf} = 33.445\text{deg}$$

$L_{diag} := \sqrt{h_{col}^2 + L_{col}^2}$  Diagonal length between column centerlines and floor centerlines

$$L_{diag} = 5.522m$$

$\theta_{diag} := \text{atan}\left(\frac{h_{col}}{L_{col}}\right)$  Angle of the diagonal between beam-column workpoints

$$\theta_{diag} = 35.417\text{deg}$$

$\Gamma_o := 1.273$  First out-of-plane (OOP) mode participation factor

-----

Calculate the width of the compression strut which represent the infill, based on the method given in FEMA 356, section 7.5.2:

$$\lambda_1 := \left[ \frac{(E_m \cdot t_{inf} \cdot \sin(2 \cdot \theta_{inf}))}{4 E_c \cdot I_{col} \cdot h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$\lambda_1 = 0.016 \frac{1}{in}$$

$a := 0.175(\lambda_1 \cdot h_{col})^{-0.4} \cdot r_{inf}$  Width of the compression strut

$$a = 0.646x$$


---

Calculate the axial stiffness of the infill strut:

$$k_{inf} := \frac{(a \cdot t_{inf} \cdot E_m)}{r_{inf}}$$

Axial stiffness for a member which is loaded on the diagonal between the corners of the infilled area

$$k_{inf} = 1124997.726 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Note that this will also be the stiffness of the equivalent beam-column member which will be located between the workpoints, with a length of the  $L_{diag}$

---

Calculate the axial strength of the infill strut:

Based on the FEMA 356, Section 7.5.2.2

$$P_{co} := 0 \text{ kgf}$$

Expected gravity compressive force applied to wall. It is considered not structural wall without vertical load present

$$v_{te} := 900 \text{ psi}$$

Average bed joint shear strength H&M P.133

$$A_n := t_{inf} L_{inf}$$

$$A_n = 4981.5 \text{ cm}^2$$

$$v_{me} := \frac{\left[ 0.75 \left( v_{te} + \frac{P_{co}}{A_n} \right) \right]}{1.5}$$

Expected masonry shear strength

$$v_{me} = 31.638 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{vie} := 4.35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$v_{shear} := \min(f_{tie}, v_{me}) = 4.35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Q_{ce} := v_{shear} \cdot A_n$$

Expected horizontal shear capacity of the infill

$$Q_{ce} = 21669.523 \text{kgf}$$

$$P_{n0} := \frac{Q_{ce}}{\cos(\theta_{diag})}$$

Axial capacity of the equivalent compression strut, which will run between workpoints in the concrete frame

$$P_{n0} = 26589.8317941 \text{kgf}$$

-----

Calculate the "yield point", i.e., the axial deformation in the equivalent strut at the point where the initial tangent stiffness line intersects the element capacity.

$$\delta A_{y0} := \frac{P_{n0}}{k_{inf}}$$

Assume no OOP load

$$\delta A_{y0} = 2.364 \text{cm}$$

-----

Calculate the IP horizontal deflection of the panel at the yield point:

$$u_{Hy0} := \frac{\delta A_{y0}}{\cos(\theta_{diag})}$$

$$u_{Hy0} = 2.9 \text{cm}$$

Note: assumes that the vertical deflections of the endpoints are zero

-----

Calculate the lateral deflection of the panel at the collapse prevention (CP) limit state:

Based on FEMA 356, Section 7.5.3.2.4, including Table 7-9:

1) Estimate  $0.7 < \beta < 1.3$ , where  $\beta$  is defined as  $V_{fr}/V_{in}$ , the ratio of frame to infill expect strengths.

$$2) \frac{L_{inf}}{h_{inf}} = 1.514$$

$$3) \text{table79} := \begin{pmatrix} 0.5 & 1\% \\ 1 & 0.8\% \\ 2 & 0.6\% \end{pmatrix} \quad \text{Based on FEMA 356, Section 7.5.3.2.4, including Table 7-9:}$$

$$d := \text{linterp}\left(\text{table79}^{(1)}, \text{table79}^{(2)}, \frac{L_{inf}}{h_{inf}}\right)$$

$$d = 0.006972$$

$$u_{Hcp0} := d \cdot h_{inf}$$

$$u_{Hcp0} = 1.865 \text{ cm} \quad \text{Displacement of the panel at the CP limite state}$$

$$\mu_{HD} := \frac{u_{Hcp0}}{u_{Hy0}} \quad \text{Implied ductility at the collapse prevention level}$$

$$\mu_{HD} = 0.643$$

Calculate the required area of the equivalent element, which will span between workpoints, and will have an elastic modulus equal to  $E_m$ :

$$A_{elem} := k_{inf} \frac{L_{diag}}{E_m}$$

$$A_{elem} = 903.726 \text{ cm}^2$$

Calculate the Out-of-plane (OOP) parameters of the infill:

$$\gamma_{inf} := 1500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Weight density of the infill bricks (assumed)

$$\gamma_{inf} = 14.71 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Calculate the OOP frequency of the infill, assuming that it spans vertically, with simply-supported ends:

$$I_{inf\_g} := L_{inf} \frac{t_{inf}^3}{12}$$

Moment of inertia of the uncracked infill (gross moment)

$$I_{inf} := \frac{1}{2} \cdot I_{inf\_g}$$

Estimated moment of inertia of the cracked infill

$$I_{inf} = 3.14 \times 10^{-4} \cdot \text{m}^4$$

$$w_{inf} := L_{inf} t_{inf} \gamma_{inf}$$

Weight for unity of length (measured vertically) of the infill

$$w_{inf} = 747.225 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$f_{sz} := \frac{\pi}{2 \cdot h_{inf}} \sqrt{\frac{E_m \cdot I_{inf\_g}}{w_{inf}}}$$

First natural frequency of the infill, spanning in the vertical direction, with top and bottom ends simply supported. (Blevins 1979, Table 8-1).

$$f_{sz} = 3.695 \text{ Hz}$$

$$p_{sz} := \frac{1}{f_{sz}}$$

$$p_{sz} = 0.27066 \text{ s}$$

Calculate the OOP effective weight:

The OOP effective weight is based on the modal effective mass of the vertically spanning, simply supported (assumed) infill wall. For simple-simple conditions, the modal effective weight is equal to 81% of the total infill weight. See Appendix D for a derivation of this value.

$$\underline{w}_{inf} := \gamma_{inf} \cdot t_{inf} \cdot h_{inf} \cdot L_{inf}$$

Total weight of the infill

$$w_{inf} = 1.999 \times 10^3 \cdot \text{kgf}$$

$$MEW := 0.81 \cdot w_{inf}$$

Modal effective mass weight, assuming that the wall spans vertically, and is simply supported top and bottom. (First mode). See Appendix D

$$MEW = 1.619 \times 10^3 \cdot \text{kgf}$$

Calculate the equivalent OOP spring which will provide the identical frequency.

$$k_{eq\_N} := (2 \cdot \pi \cdot f_{fs})^2 \cdot \frac{MEW}{g}$$

$$k_{eq\_N} = 8.897 \times 10^4 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Calculate the moment of inertia of the equivalent beam element, such that it will provide the correct value of  $k_{eq\_N}$ :

$$I_{eq} := k_{eq\_N} \cdot \frac{L_{diag}^3}{48 E_m}$$

$$I_{eq} = 4.54 \times 10^{-3} \cdot \text{m}^4$$

$$I_{elem} := I_{eq}$$

Using Equation D.28 from Appendix D H&M:

$$1.644 \left( \frac{L_{diag}}{h_{inf}} \right)^3 \cdot \bar{w}_{inf} = 4.541 \times 10^{-3} \cdot \text{m}^4 \quad (\text{Same result})$$

Calculate the OOP capacity of the infill:

The OOP capacity is based on FEMA 356, Section 7.5.3.2

$$\frac{h_{inf}}{t_{inf}} = 21.748$$

Since this value is outside the range used in FEMA 356, Table 7-11, for determining  $\lambda$ , perform an extrapolation:

Array of values from Table 7-11:

$$\text{FEMA\_Array} := \begin{pmatrix} 5 & 0.129 \\ 10 & 0.060 \\ 15 & 0.034 \\ 25 & 0.013 \end{pmatrix}$$

$$\lambda_2 := \text{linterp}\left(\text{FEMA\_Array}^{(1)}, \text{FEMA\_Array}^{(2)}, \frac{h_{inf}}{t_{inf}}\right)$$

$$\lambda_2 = 0.0198293$$

Check by graphing the values:

$$\text{Array} := \begin{pmatrix} 5 & 0.129 \\ 10 & 0.060 \\ 15 & 0.034 \\ 25 & 0.013 \\ \frac{h_{inf}}{t_{inf}} & \lambda_2 \end{pmatrix}$$

$$k := 1..rows(\text{Array})$$

$$q_{in} := 0.7f_{ms} \frac{\lambda l}{h_{inf} t_{inf}}$$

Note: the expected, rather than the lower bound value, of masonry compressive strength is used here, since the expected OOP strength will be used in later calculations.

$$q_{in} = 50.655 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^2}$$

$$q_{in} = 247.319 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{in} \cdot h_{inf} \cdot L_{inf} = 2.679 \times 10^3 \text{ kgf}$$

Total OOP force on the wall at capacity

---

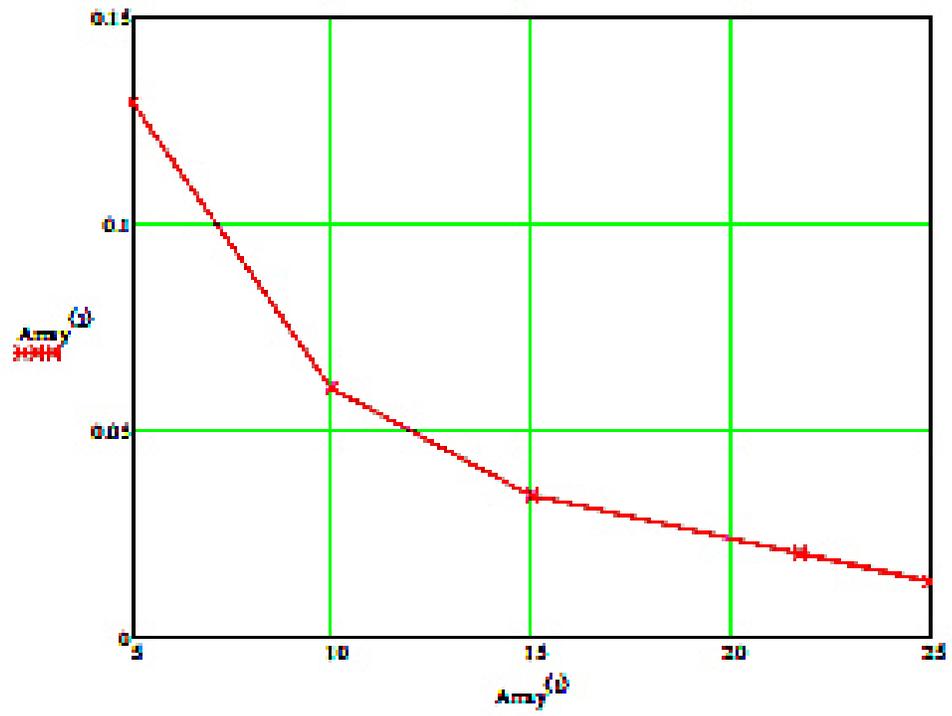
Calculate the moment of inertia in the infill wall at the time that it reaches its capacity:

$$M_y := \frac{(q_{in} \cdot L_{inf} \cdot h_{inf}^2)}{8}$$

Assumes simple support at the top and bottom

$$M_y = 895.922 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$


---



Calculate the required yield moment for the equivalent element, such that the same base motion will bring it and the original wall to incipient yield:

$$M_{eq\_y} := 1.570 \frac{L_{diag}}{h_{inf}} \cdot M_y$$

Note: for derivation of this equation, see Appendix D.

$$M_{eq\_y} = 2.904 \times 10^3 \cdot \text{kgf}\cdot\text{m}$$

$$M_{in0} := M_{eq\_y}$$

Defines the OOP "yield" moment for the equivalent member when the IP axial force is zero

-----

Determine the OOP point force, applied at the midspan of the equivalent element, to cause yielding:

$$F_{Ny0} := 4 \frac{M_{eq\_y}}{L_{diag}}$$

$$F_{Ny0} = 2.103 \times 10^3 \cdot \text{kgf}$$

-----

Calculate the displacement of the equivalent element at first yield and at the collapse prevention limit state, assuming no IP axial force:

$$u_{Ny0} := \frac{F_{Ny0}}{k_{eq\_N}}$$

OOP "yield" displacement, assuming no IP axial force

$$u_{Ny0} = 2.364 \text{ cm}$$

The displacement at collapse prevention limit state:

FEMA 356, Section 7.5.3.3 gives a maximum OOP deflection based on an OOP story drift ratio of 5%.

$$u_{Ncp0} := 0.05 h_{inf}$$

$$u_{Ncp0} = 13.375 \text{ cm}$$

This value seems too high, since it's larger than the thickness of the infill itself. Instead, define the CP displacement as equal to one half the thickness of the infill.

$$u_{Ncp0} := \min\left(0.05 \cdot t_{inf}, \frac{t_{inf}}{2}\right)$$

$$u_{Ncp0} = 6.15 \text{ cm}$$

The implied ductility ratio is:

$$\mu_{Ncp0} := \frac{u_{Ncp0}}{u_{Ny0}}$$

$$\mu_{Ncp0} = 2.602$$

Calculating the axial force-moment interaction curve for specific values of  $Pn0$  and  $Mn0$ :

Using the exponent relationship:

$$f_{Pn}(Mn, Pn0, Mn0) := Pn0 \left[ 1 - \left( \frac{Mn}{Mn0} \right)^{\frac{2}{3}} \right]^{\frac{3}{2}}$$

This is the target P-M relationship for the equivalent member, located on the diagonal between structural workpoints

$$Pn0 = 2.659 \times 10^4 \text{ kgf}$$

Axial capacity of the member under pure compression (calculated above)

$$Mn0 = 2.904 \times 10^3 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

Moment capacity of the member under pure bending (calculated above)

$$N_{interaction} := 6$$

Number of points on the interaction curve to be used for calculating fiber properties (should be an even number)

$$N_{iber} := 2 \cdot (N_{interaction} - 1) \quad N_{iber} = 10$$

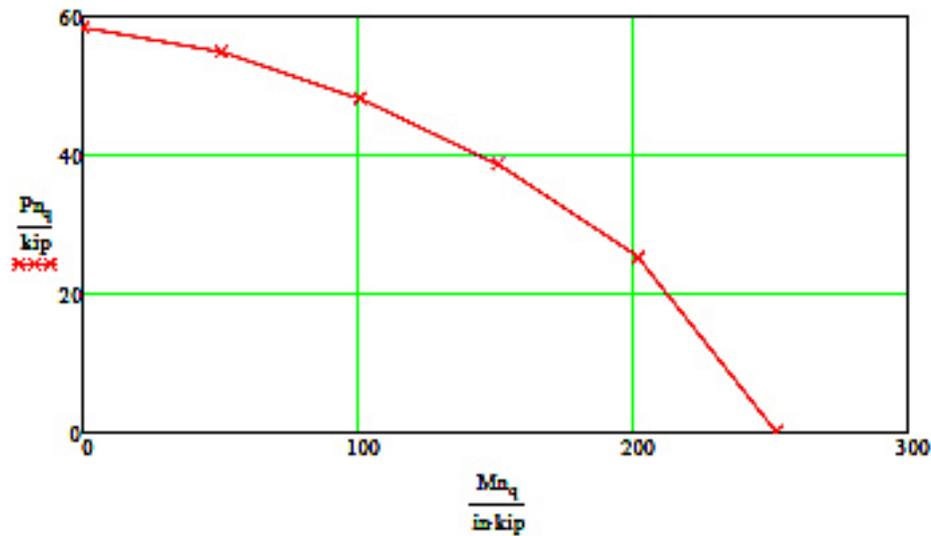
$$Mn := \begin{cases} \text{for } q \in 1..N_{interaction} \\ Mn_q \leftarrow (q-1) \cdot \frac{Mn0}{N_{interaction}-1} \\ Mn \end{cases}$$

$$Pn := \begin{cases} \text{for } q \in 1..N_{interaction} \\ Pn_q \leftarrow f_{Pn}(Mn_q, Pn0, Mn0) \\ Pn \end{cases}$$

$$Mn^T = (0 \ 580.704 \ 1.161 \times 10^3 \ 1.742 \times 10^3 \ 2.323 \times 10^3 \ 2.904 \times 10^3) \cdot \text{kgf}\cdot\text{m}$$

$$Pn^T = (2.659 \times 10^4 \ 2.498 \times 10^4 \ 2.189 \times 10^4 \ 1.753 \times 10^4 \ 1.15 \times 10^4 \ 0) \cdot \text{kgf}$$

q := 1..Ninteraction



Calculate the required strength and location of the various fibers:

```

Fy :=
for p e 1..Ninteraction - 1
    Fy_p ← (Pn_p - Pn_{p+1}) / 2
for p e Ninteraction .. 2*(Ninteraction - 1)
    Fy_p ← Fy_{2*Ninteraction-1-p}
Fy
    
```

	1	
1	1.775	
2	3.404	
3	4.809	
4	6.645	
5	12.677	kip
6	12.677	
7	6.645	
8	4.809	
9	3.404	
10	1.775	

$$\sum_{p=1}^{N_{\text{fibers}}} Fy_p = 58.621 \text{kip}$$

```

z := for p e 1..Ninteraction - 1
    z_p ← (Mn_{p+1} - Mn_p) / (2 * Fy_p)
for p e Ninteraction .. 2 * (Ninteraction - 1)
    z_p ← -(z_{2 * Ninteraction - 1 - p})
z
    
```

	1
1	14.199
2	7.402
3	5.241
4	3.793
5	1.988
6	-1.988
7	-3.793
8	-5.241
9	-7.402
10	-14.199

```
abs(x) := if(x ≥ 0.0, x, -x)
```

Absolute function (since the MathCad absolute function has some bugs)

Solve block for the determining the values of the parameters  $\gamma$  and  $\eta$ :

```

Estimate the values of the parameters:       $\gamma := 3C$        $\eta := -0.2C$ 
    
```

Note: this is just a notation for solve the system of equations.

$$\sum_{p=1}^{N_{\text{bar}}} \left[ \gamma \cdot \left( \frac{z_p}{\text{in}} \right)^\eta \right] = \frac{A_{\text{stem}}}{\text{in}^2} \qquad \sum_{p=1}^{N_{\text{bar}}} \left[ \gamma \cdot \left( \frac{z_p}{\text{in}} \right)^\eta \cdot \left( \frac{z_p}{\text{in}} \right)^2 \right] = \frac{I_{\text{stem}}}{\text{in}^4}$$

```
Result := Find(γ, η)      γ = 7.031 in2
```

```
γ_w := Result_1 · in2      η = 0.394
```

```
η_w := Result_2
```

```

A := for p e 1..N_bar
    A_p ← γ · abs(z_p / in)η
A
    
```

$A^T$		1	2	3	4	5	6	7	8	...
	1	19.982	15.462	13.497	11.883	9.215	9.215	11.883	...	

Check the results above:

$$\sum_{p=1}^{Nfib} A_p = 140.078 \text{in}^2$$

$$\sum_{p=1}^{Nfib} [A_p \cdot (z_p)^2] = 10907.67 \text{in}^4$$



Determine the stress at yield:

```

cy := for p e 1..Nfib
      |
      |   Fy_p
      |   σ_p ← ---
      |   A_p
      |
      | σ
    
```

cy <sup>T</sup>		1	2	3	4	5	6	7	8	9	ksi
	1	0.089	0.22	0.356	0.559	1.376	1.376	0.559	0.356	...	

Yield stress for Elements 6-10 are symmetric



Calculate the strain at first yield:

```

ey := for p e 1..Nfib
      |
      |   σy_p
      |   εy_p ← ---
      |   Em
      |
      | εy
    
```

ey <sup>T</sup>		1	2	3	4	5
	1	9.085·10 <sup>-4</sup>	2.252·10 <sup>-3</sup>	3.644·10 <sup>-3</sup>	5.719·10 <sup>-3</sup>	...



Calculate the ratio between  $\epsilon_y$  and  $z_p$ :

$$\text{Ratio} := \begin{cases} \text{for } p \in 1..N_{\text{fiber}} \\ \text{Ratio}_p \leftarrow \frac{\epsilon_{y_p}}{z_p} \\ \text{Ratio} \end{cases}$$

Ratio <sup>T</sup>		1	2	3	4	5	1/in
	1	$6.399 \cdot 10^{-5}$	$3.042 \cdot 10^{-4}$	$6.954 \cdot 10^{-4}$	$1.508 \cdot 10^{-3}$	...	

Summary of the Fiber Properties:

Elastic Modulus:  $E_m = 97.76 \text{ ksi}$

Fiber Yield Strength:

Fiber Area:

Fiber Location (distance from CL):

	1	
1	1.775	F <sub>y</sub> = kip
2	3.404	
3	4.809	
4	6.645	
5	12.677	
6	12.677	
7	6.645	
8	4.809	
9	3.404	
10	1.775	

	1	
1	19.982	A = in <sup>2</sup>
2	15.462	
3	13.497	
4	11.883	
5	9.215	
6	9.215	
7	11.883	
8	13.497	
9	15.462	
10	19.982	

	1	
1	14.199	z = in
2	7.402	
3	5.241	
4	3.793	
5	1.988	
6	-1.988	
7	-3.793	
8	-5.241	
9	-7.402	
10	-14.199	

Fiber Yield Stress:

Fiber Yield Strain:

	1	
1	0.089	σ <sub>y</sub> = ksi
2	0.22	
3	0.356	
4	0.559	
5	1.376	
6	1.376	
7	0.559	
8	0.356	
9	0.22	
10	0.089	

	1	
1	0.0009085	ε <sub>y</sub> =
2	0.0022521	
3	0.0036444	
4	0.0057191	
5	0.0140715	
6	0.0140715	
7	0.0057191	
8	0.0036444	
9	0.0022521	
10	0.0009085	

Verify that the given parameters will produce the desired section properties:

$$A_{calc} := \sum_{p=1}^{N_{fiber}} A_p \quad A_{calc} = 140.078 \text{ in}^2 \quad \frac{A_{calc}}{A_{nom}} = 1$$

$$I_{calc} := \sum_{p=1}^{N_{fiber}} \left[ A_p \cdot (x_p)^2 \right] \quad I_{calc} = 10907.678 \text{ in}^4 \quad \frac{I_{calc}}{I_{eq}} = 1$$

$$P0_{calc} := \sum_{p=1}^{N_{fiber}} (A_p \cdot \sigma_p) \quad P0_{calc} = 58.621 \text{ kip} \quad \frac{P0_{calc}}{Pn0} = 1$$

$$M0_{calc} := \sum_{p=1}^{N_{fiber}} (\sigma_p \cdot A_p \cdot abs(x_p)) \quad M0_{calc} = 252.014 \text{ in-kip} \quad \frac{M0_{calc}}{Mn0} = 1$$

Calculating the IP disp - OOP disp curve for specific values of OOP disp. Using the exponent relationship:

$$\xi_{OOP}(OOP, IP0, OOP0) := IP0 \left[ 1 - \left( \frac{OOP}{OOP0} \right)^{\frac{3}{2}} \right]^{\frac{2}{3}}$$

This is the target P-M relationship for the equivalent member, located on the diagonal between structural workpoints.

$Pn0 = 58.621 \text{ kip}$  Axial capacity of the member under pure compression (calculated above)

$Mn0 = 252.014 \text{ in-kip}$  Moment capacity of the member under pure bending (calculated above)

$N_{interaction} := 10$  Number of points on the interaction curve to be used for calculating fiber properties (should be an even number).

$$OOPv := \begin{cases} \text{for } q \in 1..N_{interaction} & q := 1..N_{interaction} \\ OOPv_q \leftarrow (q - 1) \cdot \frac{uNcp0}{N_{interaction} - 1} \\ OOPv \end{cases}$$

$$IPv := \begin{cases} \text{for } q \in 1..N_{interaction} \\ IPv_q \leftarrow f_{OCF}(OOPv_q, uHcp0, uNcp0) \\ IPv \end{cases}$$

$OOPv^T$  - 

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0	0.269	0.538	0.807	1.076	1.345	1.614	1.883	...

 -in

$IPv^T$  - 

	1	2	3	4	5	6
1	0.734252	0.7160085	0.6820338	0.636734	0.5809049	...

 -in

Preparing the data for the generation of the Infill Masonry Wall with Element Removal in OPENSEES we need the next values:

Summary of the Fiber Properties:

Elastic Modulus:  $E_m = 68737500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Area of the element:  $A_{elem} = 0.090372 \text{ m}^2$

Moment of inertia equivalent:  $I_{eq} = 0.00454011 \text{ m}^4$

Modal effective weight:  $MEW = 1619.049768 \text{ kgf}$

Fiber Yield Strength:

Fiber Area:

Fiber Location (distance from CL):

	1
1	805.0691765
2	1544.247144
3	2181.2629463
4	3013.9380601
5	5750.3985702
6	5750.3985702
7	3013.9380601
8	2181.2629463
9	1544.247144
10	805.0691765

$F_y = \text{kgf}$

	1
1	0.0128914
2	0.0099756
3	0.0087075
4	0.0076667
5	0.0059451
6	0.0059451
7	0.0076667
8	0.0087075
9	0.0099756
10	0.0128914

$A = \text{m}^2$

	1
1	0.3606548
2	0.1880218
3	0.1331119
4	0.0963364
5	0.0504925
6	-0.0504925
7	-0.0963364
8	-0.1331119
9	-0.1880218
10	-0.3606548

$z = \text{m}$

Fiber Yield Stress:

	1
1	62450.2272832
2	154802.8814359
3	250505.0959785
4	393118.7900937
5	967242.8768389
6	967242.8768389
7	393118.7900937
8	250505.0959785
9	154802.8814359
10	62450.2272832

$\sigma_y = \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Fiber Yield Strain:

	1
1	0.0009085
2	0.0022521
3	0.0036444
4	0.0057191
5	0.0140715
6	0.0140715
7	0.0057191
8	0.0036444
9	0.0022521
10	0.0009085

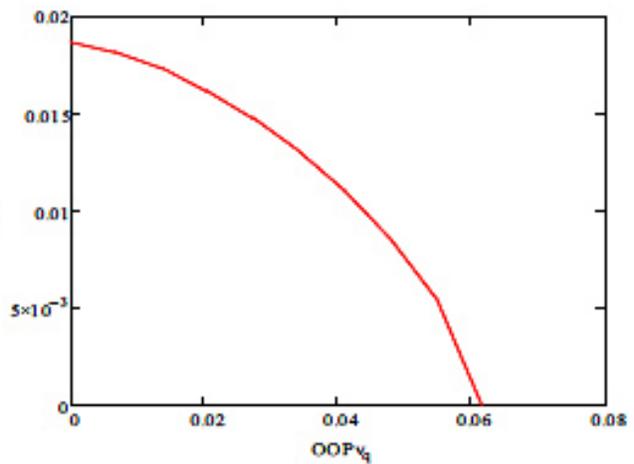
$\epsilon_y =$

```

Intdisp := for q e 1..Ninteraction
            | into q,1 ← OOPv_q
            | into q,2 ← IIPv_q
            into Ninteraction=1,1 ← 100000m
            into Ninteraction=1,2 ← 0in
            into
    
```

	0	1
0	0	0.01865
1	0.0068333	0.0181866
2	0.0136667	0.0173237
3	0.0205	0.016173
4	0.0273333	0.014755
5	0.0341667	0.0130587
6	0.041	0.0110436
7	0.0478333	0.008617
8	0.0546667	0.0055411
9	0.0615	0
10	2540	0

$\text{Intdisp} = \text{m}$



## B.3 SIMULACIÓN EN OPENSEES DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA

A continuación se presentan las principales líneas del código para la simulación de los muros de mampostería en Opensees; este código considera la información procedente del SIB y añade los muros donde sean determinados.

```
# Tags for the first floor with masonry walls
set nodeID [ expr $nodjmasniv ] ;
set lasttag [expr $BC($numcol.IDNUM)*8 - 0] ;
set sectionpin [ expr $lasttag + 1 ] ;
set Torsionmat [ expr $lasttag + 2] ;
set InfillTransf1 [ expr $lasttag + 3] ;
set InfillTransf2 [ expr $lasttag + 4] ;

geomTransf Linear $InfillTransf1 0 0 -1 ;
geomTransf Linear $InfillTransf2 1 0 0 ;

for { set i 1 } { $i < [ expr $floors + 1 ] } { incr i } {
variable EminfM $mw($i.EminfM) ;
variable AreainfM $mw($i.AreainfM) ;
variable Winf $mw($i.Winf) ;
variable nummwalls $mw($i.nummwalls) ;
variable nummfibers $mw($i.nummfibers) ;
variable InertiainfM $mw($i.InertiainfM) ;
variable iinodes $mw($i.iinodes) ;
variable ifnodes $mw($i.ifnodes) ;
variable iiddirect $mw($i.iiddirect) ;
variable fileremoval $mw($i.fileremoval) ;
variable fyfibinf $mw($i.fyfibinf) ;
variable areafibinf $mw($i.areafibinf) ;
```

```
variable zfibinf $mw($i.zfibinf) ;
variable massinf [ expr $Winf/$gravity] ;
variable iinfmattag [ expr $Torsionmat+1] ;
variable sectioninf [expr $sectionpin + 1] ;

section fiberSec $sectioninf {

    for { set j 0 } { $j < [ expr $nummfibers ] } { incr j } {

        set ifyfibinf [lindex $fyfibinf $j] ;
        set iareafibinf [lindex $areafibinf $j] ;
        set izfibinf [lindex $zfibinf $j] ;
        uniaxialMaterial Steel01 $iinfmattag $ifyfibinf $EminfM 0.02 ;
        fiber 0.0 $izfibinf $iareafibinf $iinfmattag ;
        set iinfmattag [ expr $iinfmattag+1] ;
    } ;

    uniaxialMaterial Steel01 $iinfmattag 1.000E+40 $EminfM 0.02 ;
    layer straight $iinfmattag 1 0.0001 1.0 0.0 1.0 0.0 ;
} ;

set Torsionmat [ expr $iinfmattag + 1 ] ;
uniaxialMaterial Elastic $Torsionmat 1.00E+12 ;

set sectioninfT [expr $sectioninf + 1] ;
section Aggregator $sectioninfT $Torsionmat T -section $sectioninf ;

set secintertag [ expr $sectioninfT + 1 ] ;
section Elastic $secintertag $EminfM $AreainfM 1.e-5 $InertiainfM
[expr $EminfM/2.5] $Ubig ;

set sectionpin [ expr $secintertag + 1 ] ;
section Elastic $sectionpin $EminfM $AreainfM 1.000E-3 1.000E-3
```

```
[expr $EminfM/2.5] 1.000E-3 ;

if {$i == 1} {
  set infnum [ expr $sectionpin + 1 ] ;
    set infnum2 [ expr $infnum + 1 ] ;
    set nodeID [ expr $nodeID + 1 ] ;
  } elseif {$i > 1} {
    set infnum2 [ expr $infnum + 1 ] ;
  }

for {set j 0} {$j < [ expr $nummwalls ]} {incr j} {
  set inodes [lindex $iinodes $j] ;
  set fnodes [lindex $ifnodes $j] ;
  set iddirect [lindex $iiddirect $j] ;

  set idinodes $nod($inodes.id) ;
  set idfnodes $nod($fnodes.id) ;
  set xinodes $nod($idinodes.nodx) ;
  set zinodes $nod($idinodes.nodz) ;
  set yinodes $nod($idinodes.nody) ;
  set xfnodes $nod($idfnodes.nodx) ;
  set zfnodes $nod($idfnodes.nodz) ;
  set yfnodes $nod($idfnodes.nody) ;

if {$iddirect == 1} {
  set InfillTransf $InfillTransf1 ;
set CLCol [expr abs($yfnodes-$yinodes) ] ;
set CLBeam [expr abs($xfnodes-$xinodes) ] ;
  set Z [expr abs(($zfnodes-$zinodes)/2)+$zinodes ] ;
  set Y [expr abs(($yfnodes-$yinodes)/2)+$yinodes ] ;
  set X [expr abs(($xfnodes-$xinodes)/2)+$xinodes ] ;
```

```

    # Calculated the length of the diagonal element
    set rinfM [expr pow((pow($CLCol,2.0)+pow($CLBeam,2.0)),0.5)];
node $nodeID $X $Y $Z -mass 0.0 0.0 [expr $massinf] 0.0 0.0 0.0;
} elseif {$siddirect == 2} {
    set InfillTransf $InfillTransf2 ;
set CLCol [expr abs($yfnodes-$yinodes) ];
set CLBeam [expr abs($zfnodes-$zinodes) ];

    # This are the calculated coordinates for the middle node
    set Z [expr abs(($zfnodes-$zinodes)/2)+$zinodes ] ;
    set Y [expr abs(($yfnodes-$yinodes)/2)+$yinodes ] ;
    set X [expr abs(($xfnodes-$xinodes)/2)+$xinodes ] ;

    # Calculated the length of the diagonal element
    set rinfM [expr pow((pow($CLCol,2.0)+pow($CLBeam,2.0)),0.5)];
node $nodeID $X $Y $Z -mass [expr $massinf] 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0;
}

set nodeCM $nodeID ;
set nodeI $inodes ;
set nodeJ $fnodes ;

if {$sindtwall == 1} {
element beamWithHinges $infnun $nodeCM $nodeI $sectioninfT
[expr $rinfM*0.1] $sectionpin [expr $rinfM*0.05] $EminfM $AreainfM 1.e-5
$IertiainfM $IertiainfM [expr $EminfM/2.5] $Ubig $InfillTransf ;
element beamWithHinges $infnun2 $nodeCM $nodeJ $sectioninfT
$IertiainfM [expr $rinfM*0.1]$sectionpin [expr $rinfM*0.05] $EminfM
$AreainfM 1.e-5 [expr $EminfM/2.5] $Ubig $InfillTransf ;
} elseif {$sindtwall == 2} {
element forceBeamColumn $infnun $nodeCM $nodeI $InfillTransf "HingeRadau
$sectioninfT [expr $rinfM*0.1] $sectionpin [expr $rinfM*0.05] $secintertag"
<-iter $maxIters $tol>
element forceBeamColumn $infnun2 $nodeCM $nodeJ $InfillTransf "HingeRadau

```

```

$sectioninfT [expr $rinfM*0.1]
$sectionpin [expr $rinfM*0.05] $secintertag" <-iter $maxIters $tol>
}

recorder Collapse -ele $infnum -time -crit INFILLWALL
-file $dirpath/CollapseSequence.out
-file_infill INFMW/$fileremoval -global_gravaxis 2 -checknodes $nodeI
$nodeCM $nodeJ

recorder Collapse -ele $infnum2 -time -crit INFILLWALL
-file_infill INFMW/$fileremoval
-global_gravaxis 2 -checknodes $nodeI $nodeCM $nodeJ
recorder Collapse -ele $infnum $infnum2 -node $nodeCM

set nodeID [ expr $nodeID + 1 ] ;
set infnum [ expr $infnum2+1] ;
set infnum2 [ expr $infnum+1] ;
};

};

set nodeIDi [ expr $nodjmasniv + 1 ] ;
set nodeIDf [ expr $nodeID - 1 ] ;
set ext ".txt" ;
set nde "nodeMWdisp" ;
append nde $ext ;
set namefile $nde ;
recorder Node -file $dirpath/$namefile -time -nodeRange
$nodeIDi $nodeIDf -dof 1 2 3 disp ;$

puts "OUT-Model of the Masonry Infill Wall"

#
# -----
# -----
# -----

```

## APÉNDICE C

# DISEÑO ELEMENTAL DE LOS EDIFICIOS DE ESTUDIO

---

### C.1 PROPIEDADES DE DISEÑO ELÁSTICO LINEAL

Las principales propiedades de diseño de las estructuras utilizadas en el análisis elástico lineal se ilustran en las Tablas C.1, C.2 y C.3.

Tabla C.1: Propiedades generales de los casos de estudio.

Tipo de Obra	Construcción Nueva
Función de la Obra	Oficinas
Número de Niveles	Cinco
Tipo de Marcos	Dúctil
Superficie de Construcción	182.25m <sup>2</sup>

Tabla C.2: Propiedades nominales consideradas de los materiales.

Propiedad	Valor Utilizado	Descripción
1 F'c	$250 \frac{Kg}{cm^2}$	Para vigas y trabes
2 E del Concreto	$2213594.362 \frac{T}{m^2}$	Para vigas y trabes
3 G	$885437.745 \frac{T}{m^2}$	Para vigas y trabes
4 P.V. Concreto	$2.4 \frac{T}{m^3}$	Para vigas y trabes
5 Estribos	Varilla $\frac{3}{8}$	Para vigas y trabes
6 Recubrimiento	0.05 m	Para vigas y trabes
7 Fy	$4200 \frac{Kg}{cm^2}$	Para armado de acero
8 $W_{mp}$	$1700 \frac{Kg}{m^3}$	Peso volumétrico de Muros
9 e	0.12m	Espesor de los muros

Tabla C.3: Parámetros sísmicos.

Parámetro	c	a <sub>0</sub>	T <sub>a</sub>	T <sub>b</sub>	r	kQ	ex <sub>accidental</sub>
Valor	0.50	0.50	0.00	0.60	0.50	1.00	0.10

## C.1.1 CARGAS CONSIDERADAS PARA DISEÑO

A continuación se muestran las cargas consideradas para el diseño de las estructuras de estudio. En la Tabla C.4 se muestran las cargas para la losa de entrepiso, a su vez en la Tabla C.5 se muestran las cargas de azotea utilizadas en el análisis estructural. Por otro lado en la Tabla C.6 se muestran las cargas determinadas para la inclusión de los muros de mampostería como elementos aislados de la estructura de concreto reforzado.

Tabla C.4: Análisis de cargas para entrepiso.

Tipo de Carga	Cálculo	Resultado	Unidades
Losa de Concreto	$(0.122 \frac{m^3}{m^2})(2.4 \frac{T}{m^3})$	0.2928	$\frac{T}{m^2}$
Carga Muerta Adicional por Losa		0.020	$\frac{T}{m^2}$
Firme de Mortero de Cemento	$(0.03m)(2.2 \frac{T}{m^3})$	0.066	$\frac{T}{m^2}$
Carga Muerta Adicional por Firme		0.020	$\frac{T}{m^2}$
Mosaico de Pasta		0.035	$\frac{T}{m^2}$
Instalaciones y Plafones		0.035	$\frac{T}{m^2}$
Paredes Divisorias de Tablaroca con Hoja de Yeso de 1.25cm		0.050	$\frac{T}{m^2}$
Carga Muerta Total	=	0.5188	$\frac{T}{m^2}$
Carga Viva Considerada	=	0.180	$\frac{T}{m^2}$

Tabla C.5: Análisis de cargas para azotea.

Tipo de Carga	Cálculo	Resultado	Unidades
Losa de Concreto	$(0.122 \frac{m^3}{m^2})(2.4 \frac{T}{m^3})$	0.2928	$\frac{T}{m^2}$
Carga Muerta Adicional por Losa		0.020	$\frac{T}{m^2}$
Relleno e Impermeabilización		0.150	$\frac{T}{m^2}$
Instalaciones y Plafones		0.040	$\frac{T}{m^2}$
Carga Muerta Total	=	0.5028	$\frac{T}{m^2}$
Carga Viva Considerada	=	0.070	$\frac{T}{m^2}$

Tabla C.6: Carga de los muros de mampostería como elementos sin rigidez.

Altura de Muro	Cálculo	Resultado	Unidades
4.00m	$(1700 \frac{Kg}{m^3})(0.12m)(4.00m)$	816.008	$\frac{Kg}{m}$
3.20m	$(1700 \frac{Kg}{m^3})(0.12m)(3.20m)$	653	$\frac{Kg}{m}$

Tabla C.7: Análisis de cargas por Viento.

Número de Entrepiso	Carga en Dirección X	Carga en Dirección Y
Primero	5.929	5.929
Segundo	5.270	5.270
Tercero	5.310	5.310
Cuarto	5.597	5.597
Quinto	2.92	2.92

### C.1.2 COMBINACIONES DE DISEÑO CONSIDERADAS

A continuación se presentan las combinaciones de cargas que fueron consideradas para generar el diseño de las estructuras. La primer columna corresponde al identificador y la segunda a la combinación de cargas.

CM1=CARGA MUERTA DE LOSA Y MUROS

CV1 =CARGA VIVA

SISMX\*=SISMO EN X

SISMY\* =SISMO EN Y

VX=VIENTO EN X

VY=VIENTO EN Y

DI1	$1.4CM1+1.4CV1$
DI2	$1.1CM1 + 0.77CV1 + 1.1SISMX + 0.33SISMY$
DI3	$1.1CM1 + 0.77CV1 + 1.1SISMX - 0.33SISMY$
DI4	$1.1CM1 + 0.77CV1 - 1.1SISMX + 0.33SISMY$
DI5	$1.1CM1 + 0.77CV1 - 1.1SISMX - 0.33SISMY$
DI6	$1.1CM1 + 0.77CV1 + 0.33SISMX + 1.1SISMY$
DI7	$1.1CM1 + 0.77CV1 + 0.33SISMX - 1.1SISMY$
DI8	$1.1CM1 + 0.77CV1 - 0.33SISMX + 1.1SISMY$
DI9	$1.1CM1 + 0.77CV1 - 0.33SISMX - 1.1SISMY$
DI10	$1.1CM1 + 0.77CV1 + 1.1VX + 0.33VY$
DI11	$1.1CM1 + 0.77CV1 + 1.1VX - 0.33VY$
DI12	$1.1CM1 + 0.77CV1 - 1.1VX + 0.33VY$
DI13	$1.1CM1 + 0.77CV1 - 1.1VX - 0.33VY$
DI14	$1.1CM1 + 0.77CV1 + 0.33VX + 1.1VY$
DI15	$1.1CM1 + 0.77CV1 + 0.33VX - 1.1VY$
DI16	$1.1CM1 + 0.77CV1 - 0.33VX + 1.1VY$
DI17	$1.1CM1 + 0.77CV1 - 0.33VX - 1.1VY$
DI18	$1.1CM1 + CV1 + 1.1SISMX + 0.33SISMY$
DI19	$1.1CM1 + CV1 + 1.1SISMX - 0.33SISMY$

---

DI20	$1.1CM1 + CV1 - 1.1SISMX + 0.33SISMY$
DI21	$1.1CM1 + CV1 - 1.1SISMX - 0.33SISMY$
DI22	$1.1CM1 + CV1 + 0.33SISMX + 1.1SISMY$
DI23	$1.1CM1 + CV1 + 0.33SISMX - 1.1SISMY$
DI24	$1.1CM1 + CV1 - 0.33SISMX + 1.1SISMY$
DI25	$1.1CM1 + CV1 - 0.33SISMX - 1.1SISMY$
DI26	$1.1CM1 + CV1 + 1.1VX + 0.33VY$
DI27	$1.1CM1 + CV1 + 1.1VX - 0.33VY$
DI28	$1.1CM1 + CV1 - 1.1VX + 0.33VY$
DI29	$1.1CM1 + CV1 - 1.1VX - 0.33VY$
DI30	$1.1CM1 + CV1 + 0.33VX + 1.1VY$
DI31	$1.1CM1 + CV1 + 0.33VX - 1.1VY$
DI32	$1.1CM1 + CV1 - 0.33VX + 1.1VY$
DI33	$1.1CM1 + CV1 - 0.33VX - 1.1VY$

## C.2 RESULTADOS DEL DISEÑO ELÁSTICO LINEAL

Las principales secciones y armados del diseño elástico lineal se presentan a continuación. Cabe recalcar que en el diseño convencional no existen diferencias en los resultados para cada tipo de estructura analizada debido a que las cargas por la distribución de los muros de mampostería en todos los niveles son iguales siendo únicamente los muros de planta baja los que determinan los cambios de comportamiento.

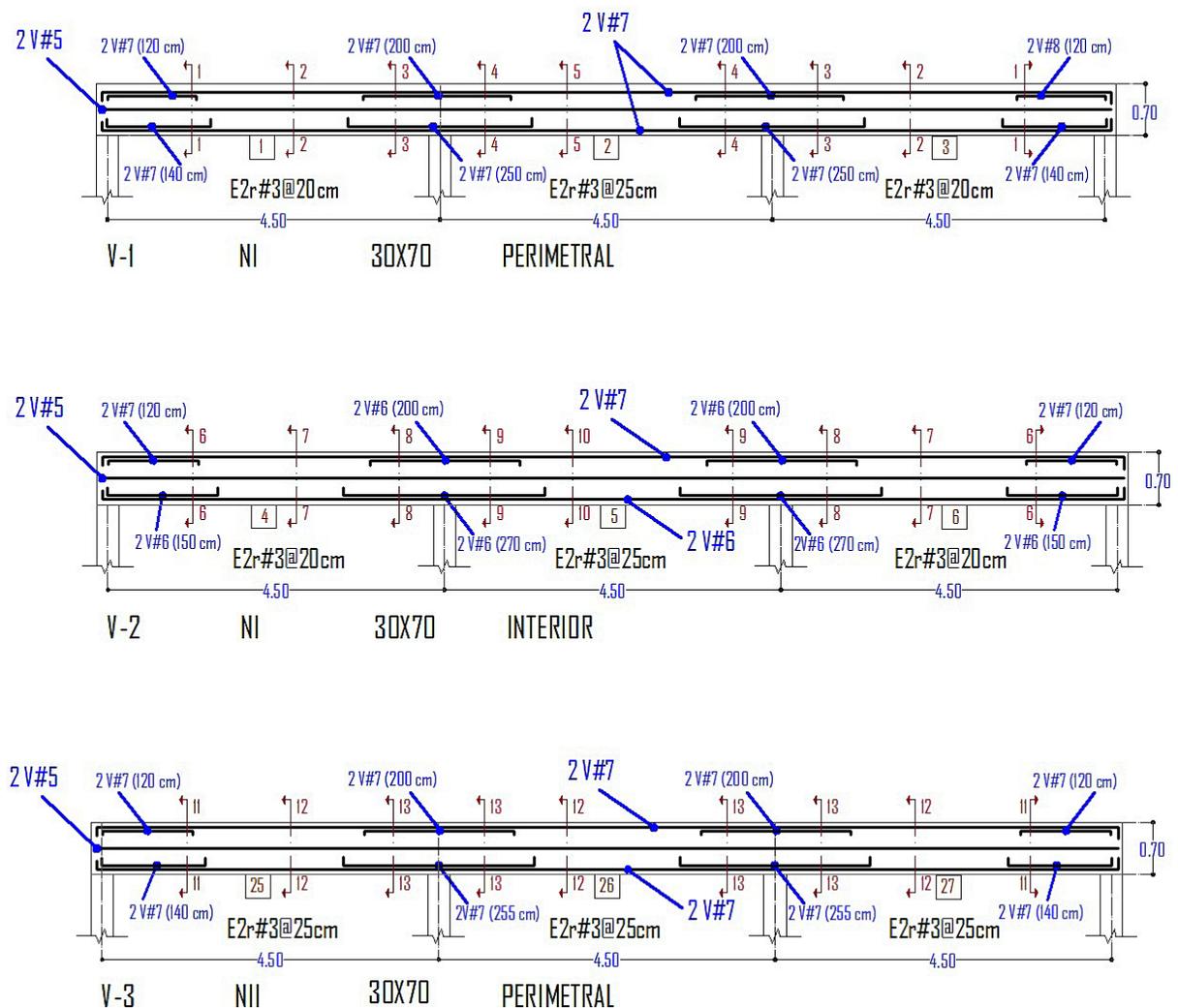


Figura C.1: Distribución del acero de refuerzo en las vigas.

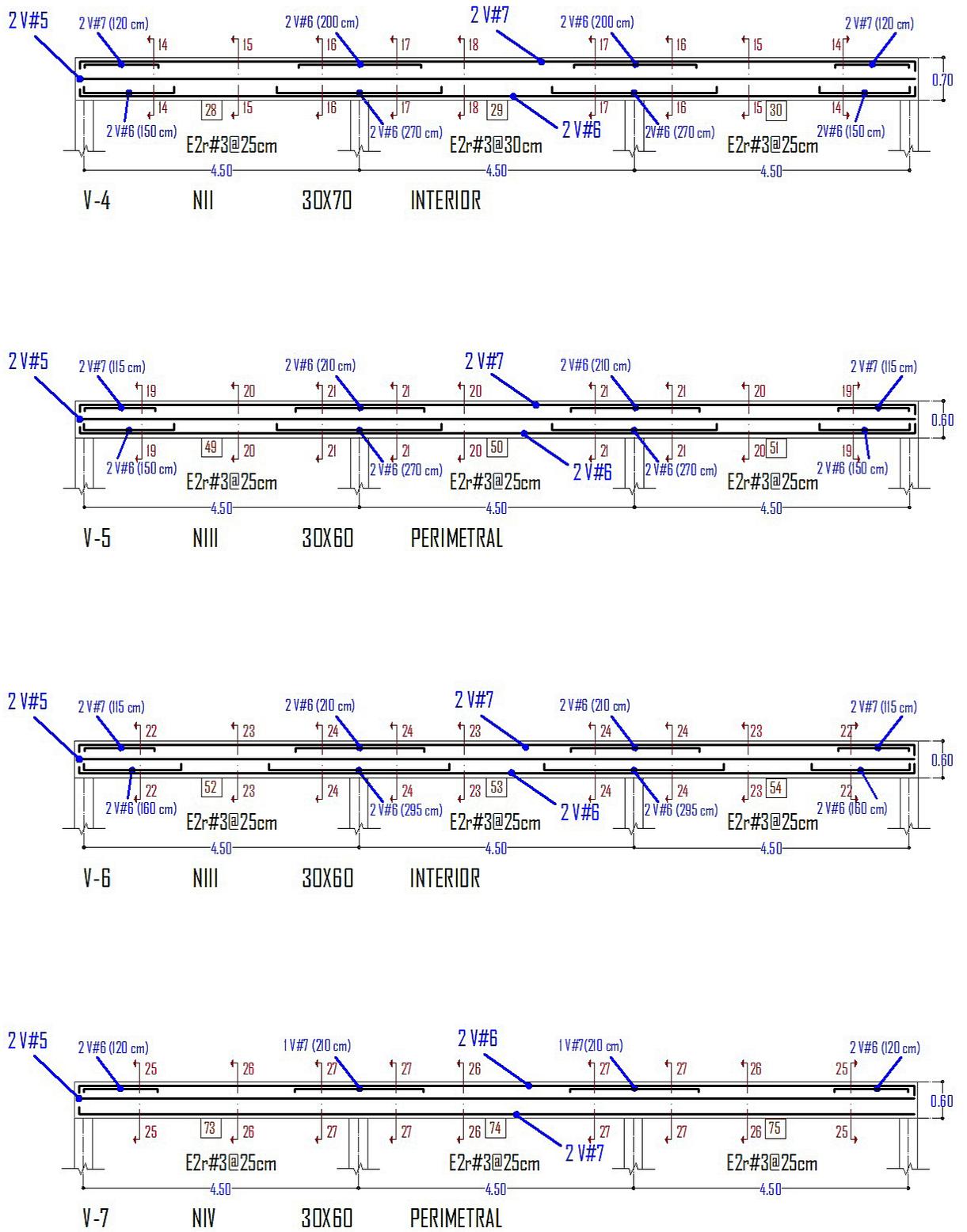


Figura C.2: Distribución del acero de refuerzo en las vigas, continuación.

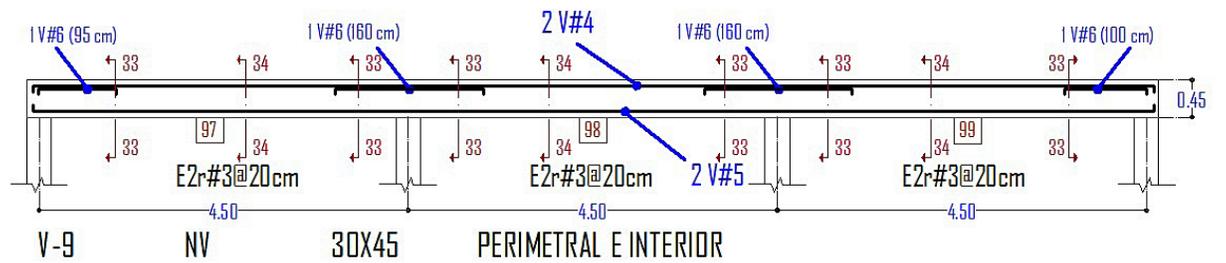
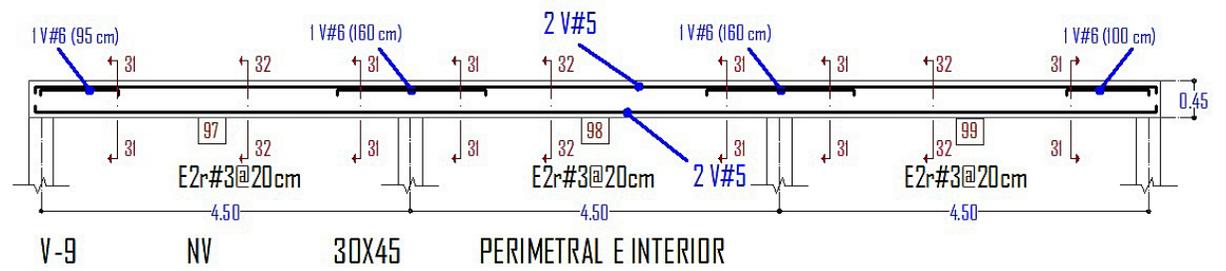
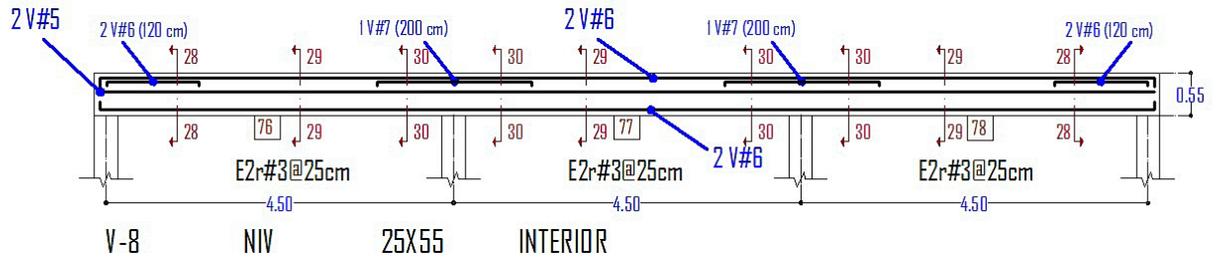
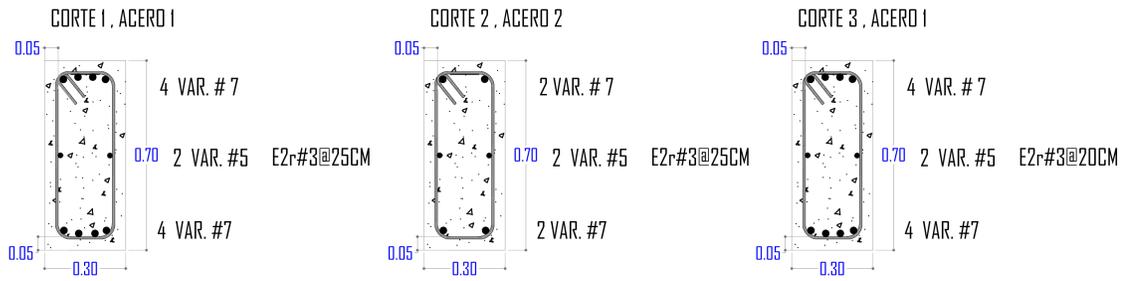
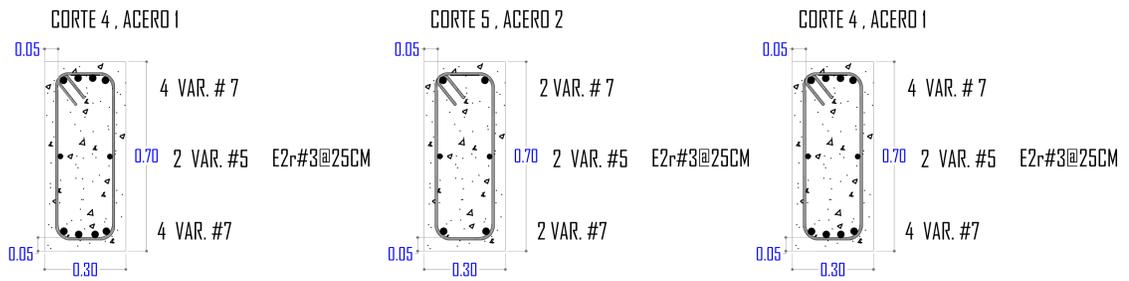


Figura C.3: Distribución del acero de refuerzo en las vigas, continuación.

GRUPO 1, N I



GRUPO 2, N I



GRUPO 3, N I

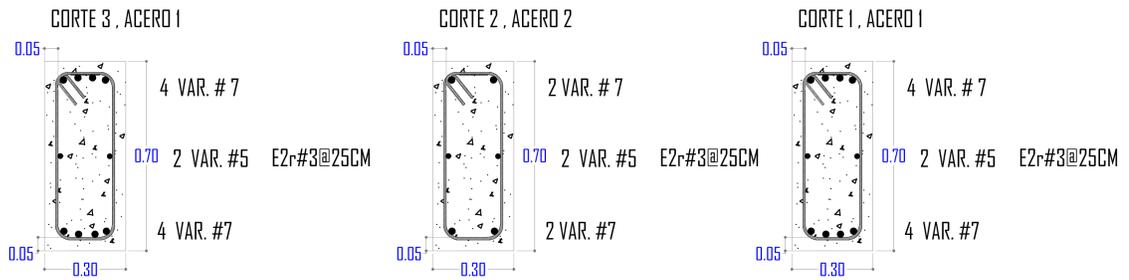


Figura C.4: Distribución del refuerzo en la viga perimetral nivel 1.

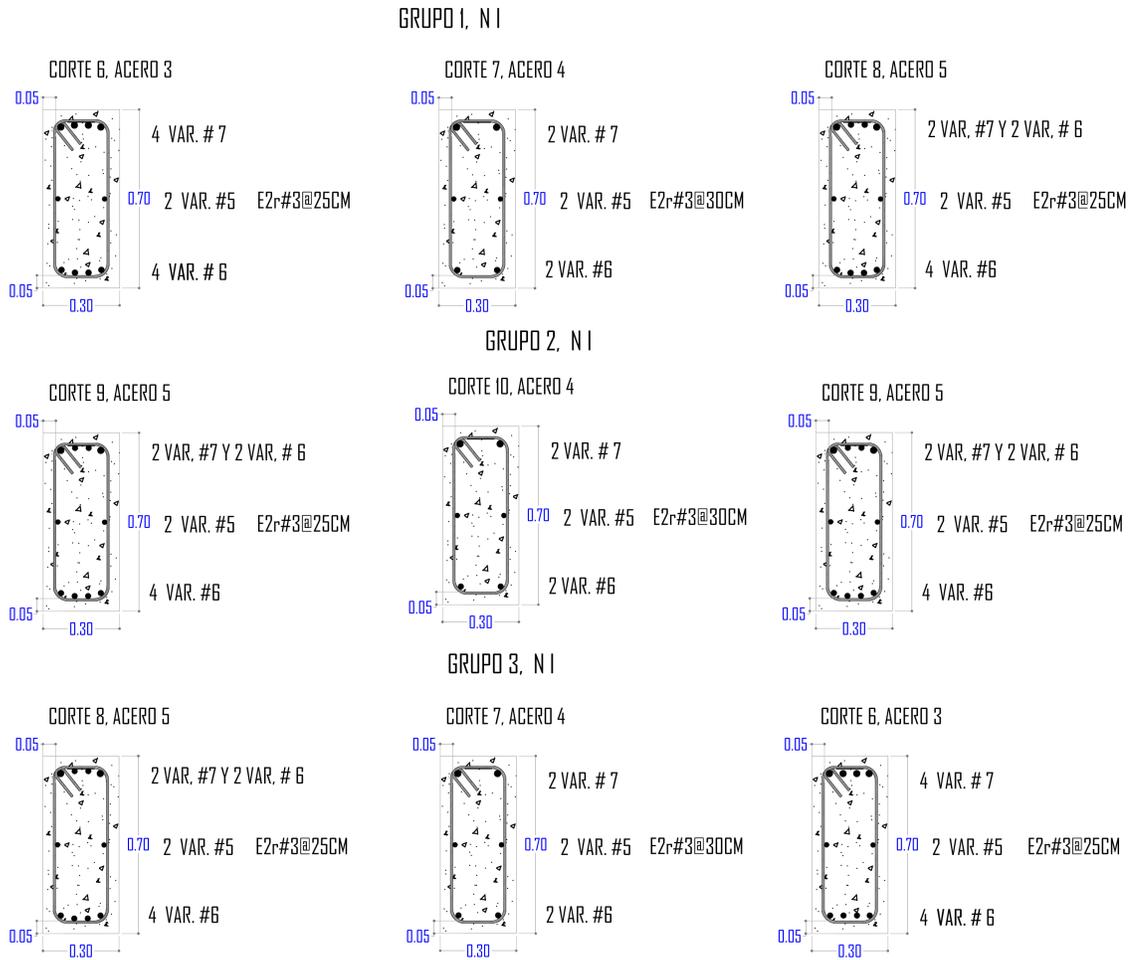


Figura C.5: Distribución del refuerzo en la viga interior nivel 1.

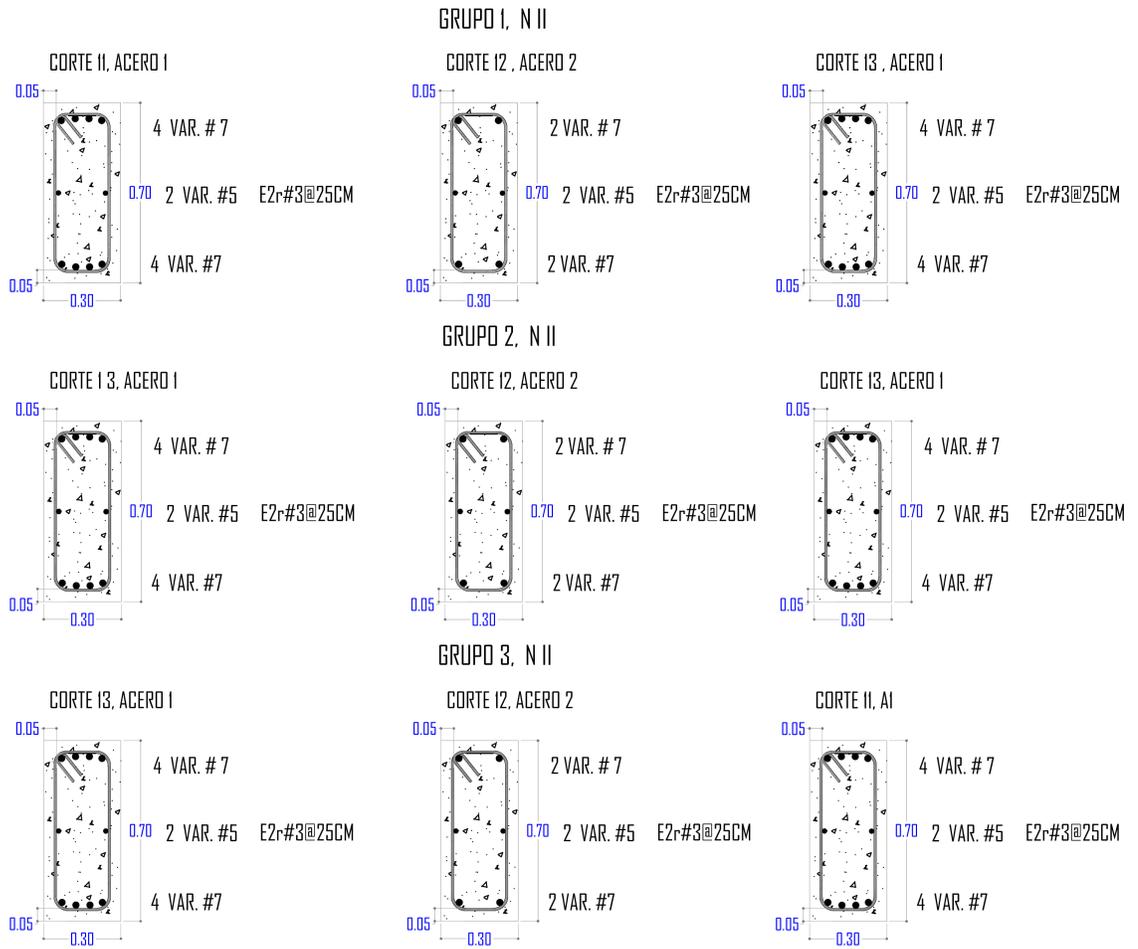


Figura C.6: Distribución del refuerzo en la viga perimetral nivel 2.

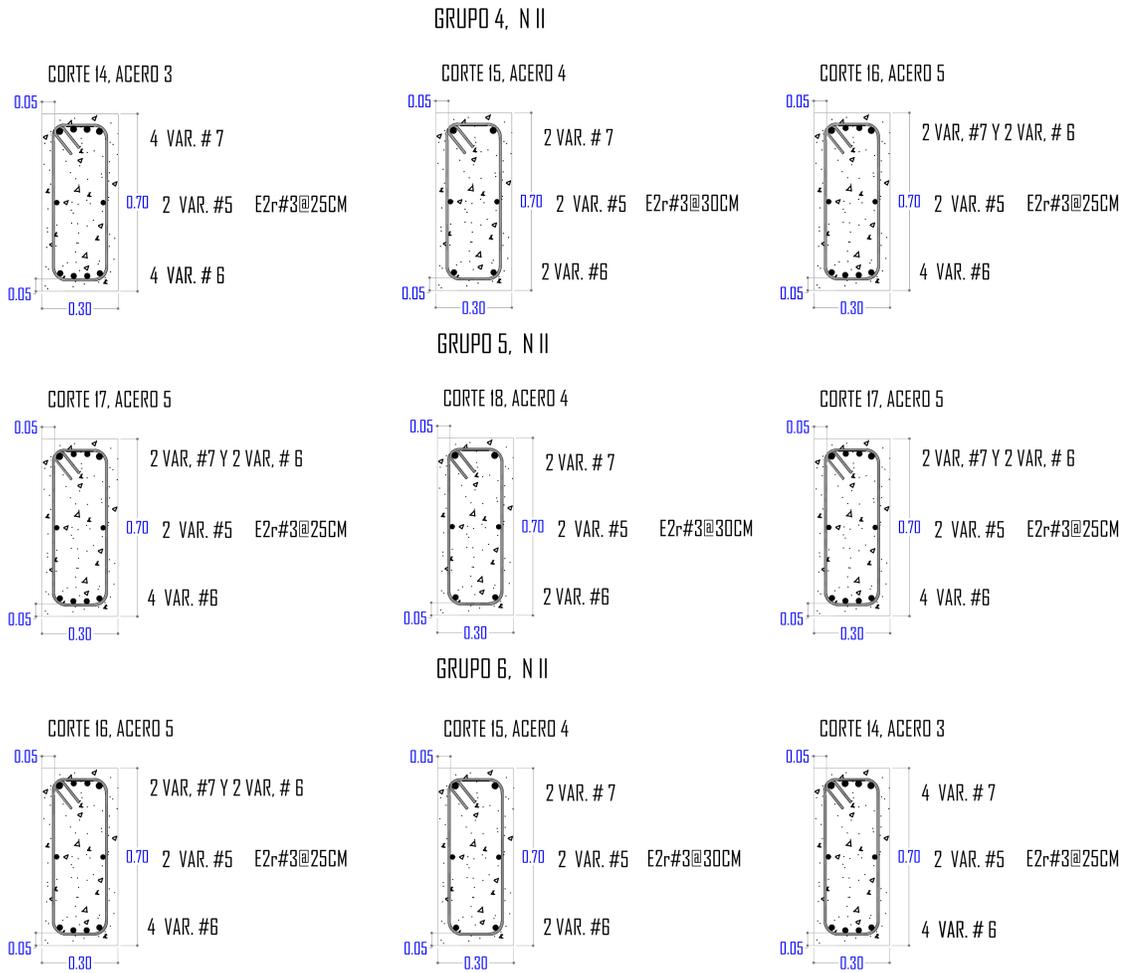


Figura C.7: Distribución del refuerzo en la viga interior nivel 2.

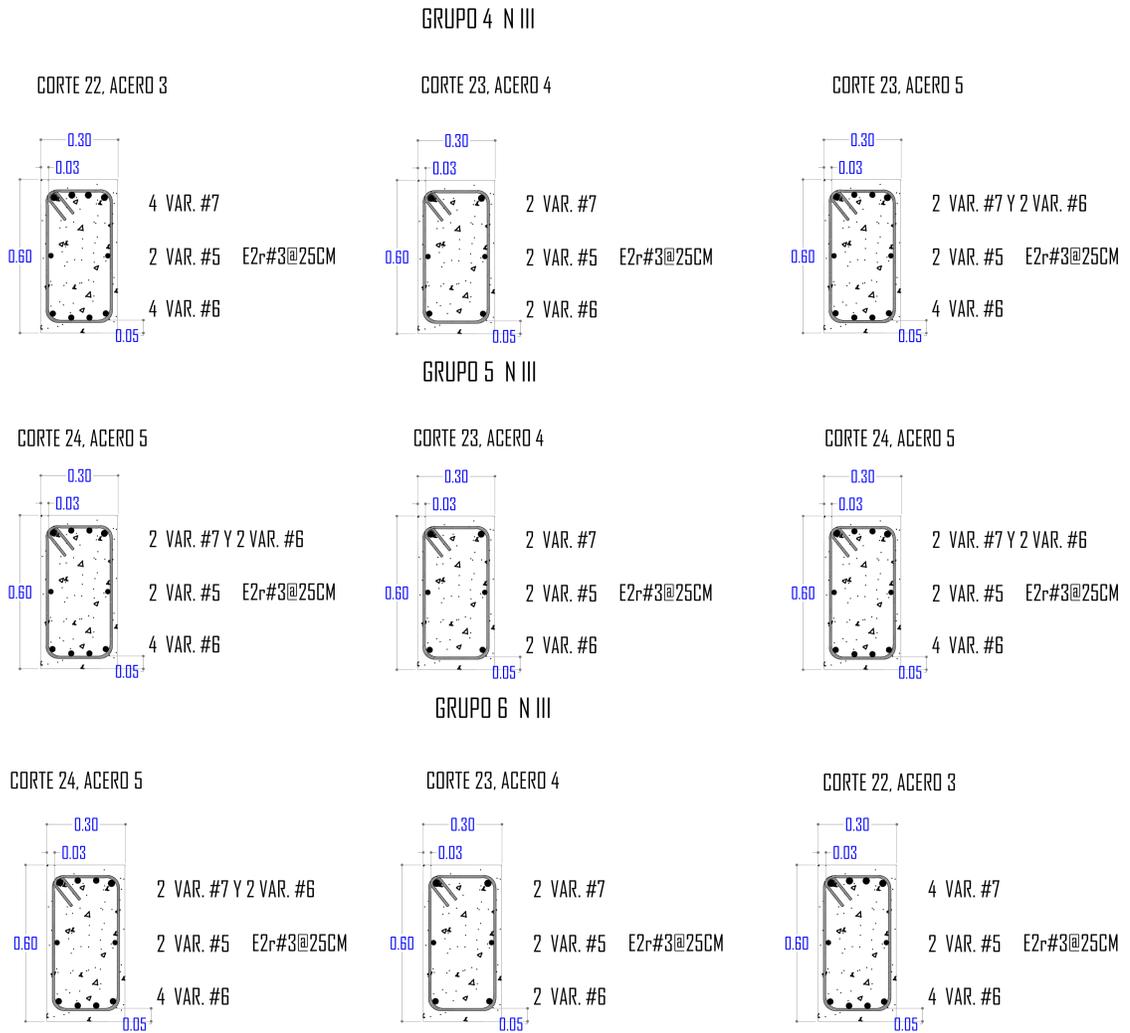


Figura C.8: Distribución del refuerzo en la viga perimetral nivel 3.

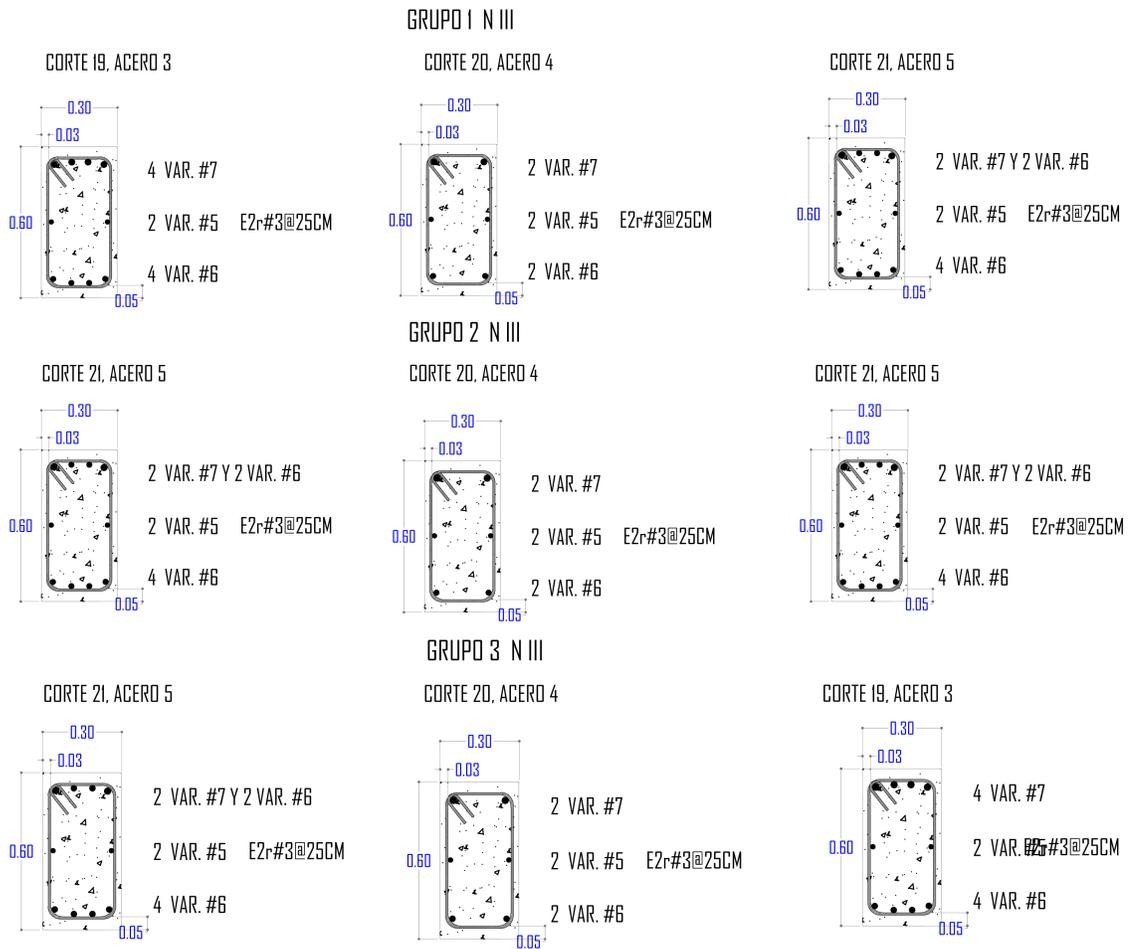


Figura C.9: Distribución del refuerzo en la viga interior nivel 3.

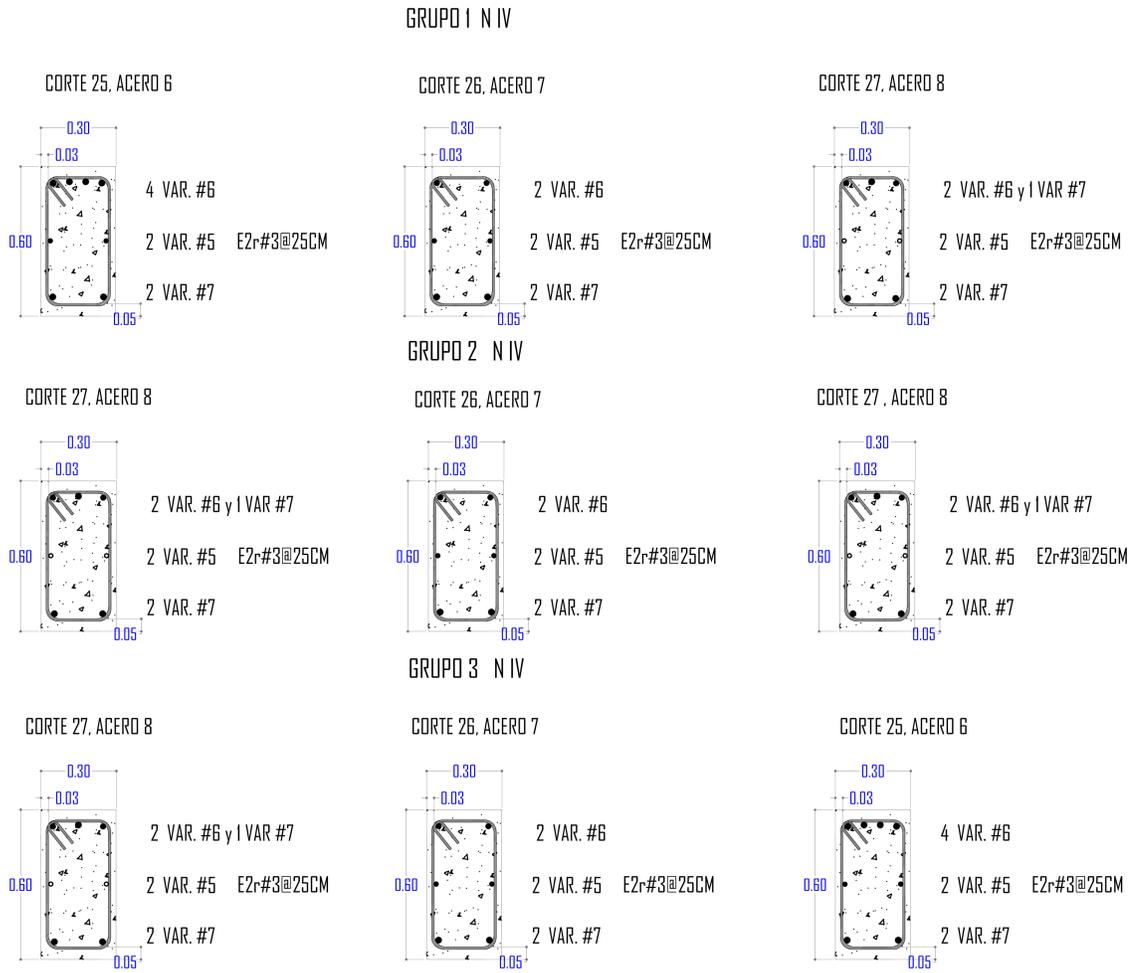


Figura C.10: Distribución del refuerzo en la viga perimetral nivel 4.

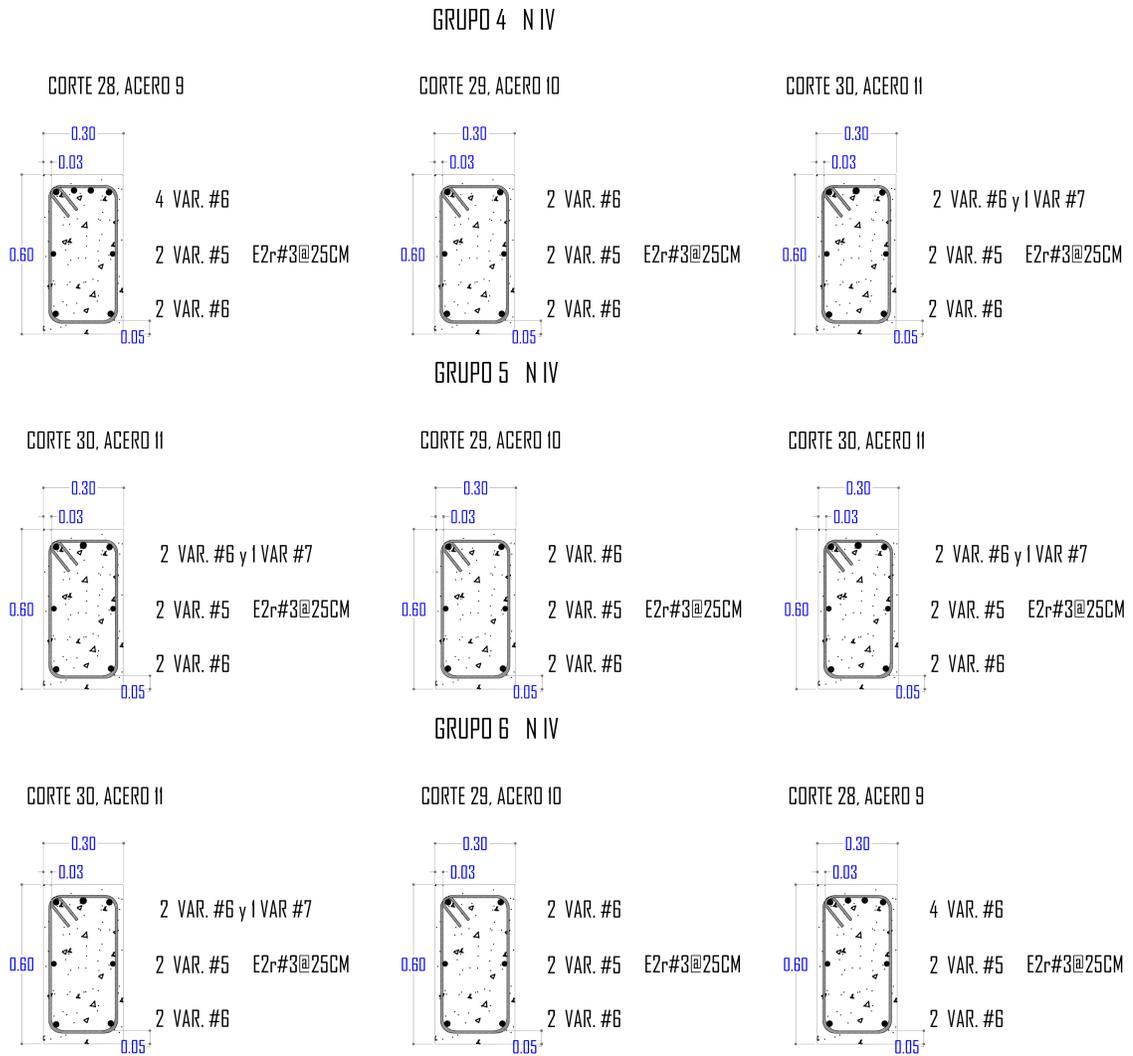
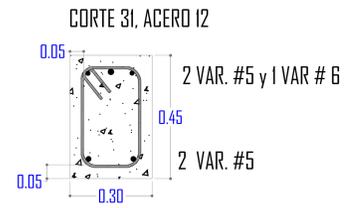
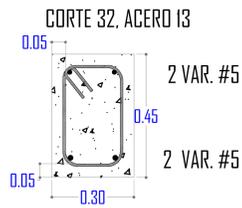
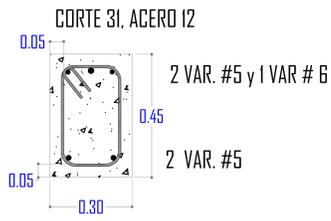
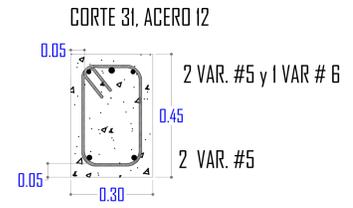
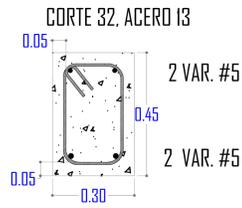
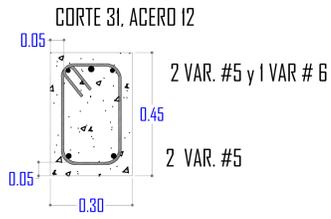


Figura C.11: Distribución del refuerzo en la viga interior nivel 4.

GRUPO 1 N V



GRUPO 2 N V



GRUPO 3, N V

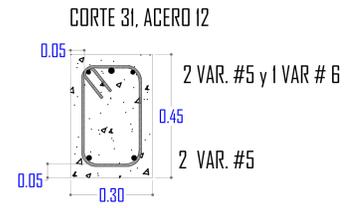
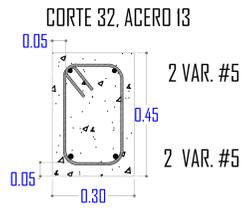
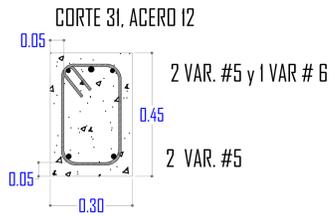
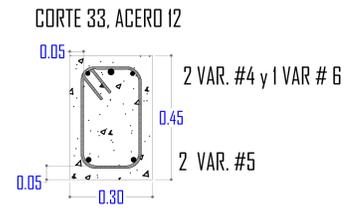
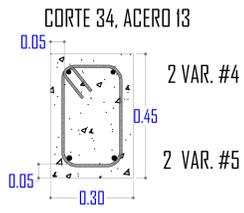
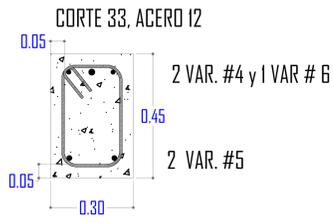
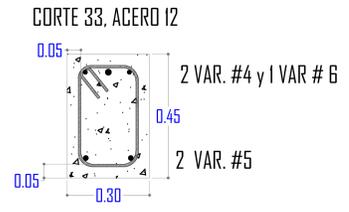
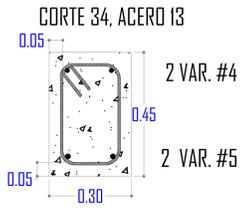
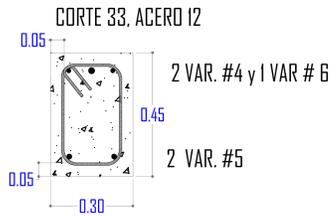


Figura C.12: Distribución del refuerzo en la viga perimetral nivel 5.

GRUPO 4, N V



GRUPO 5, N V



GRUPO 6, N V

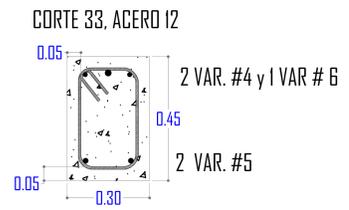
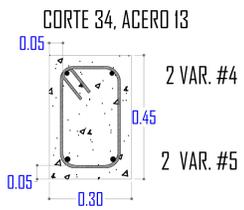
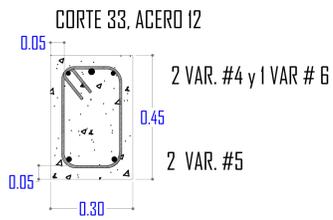


Figura C.13: Distribución del refuerzo en la viga interior nivel 5.

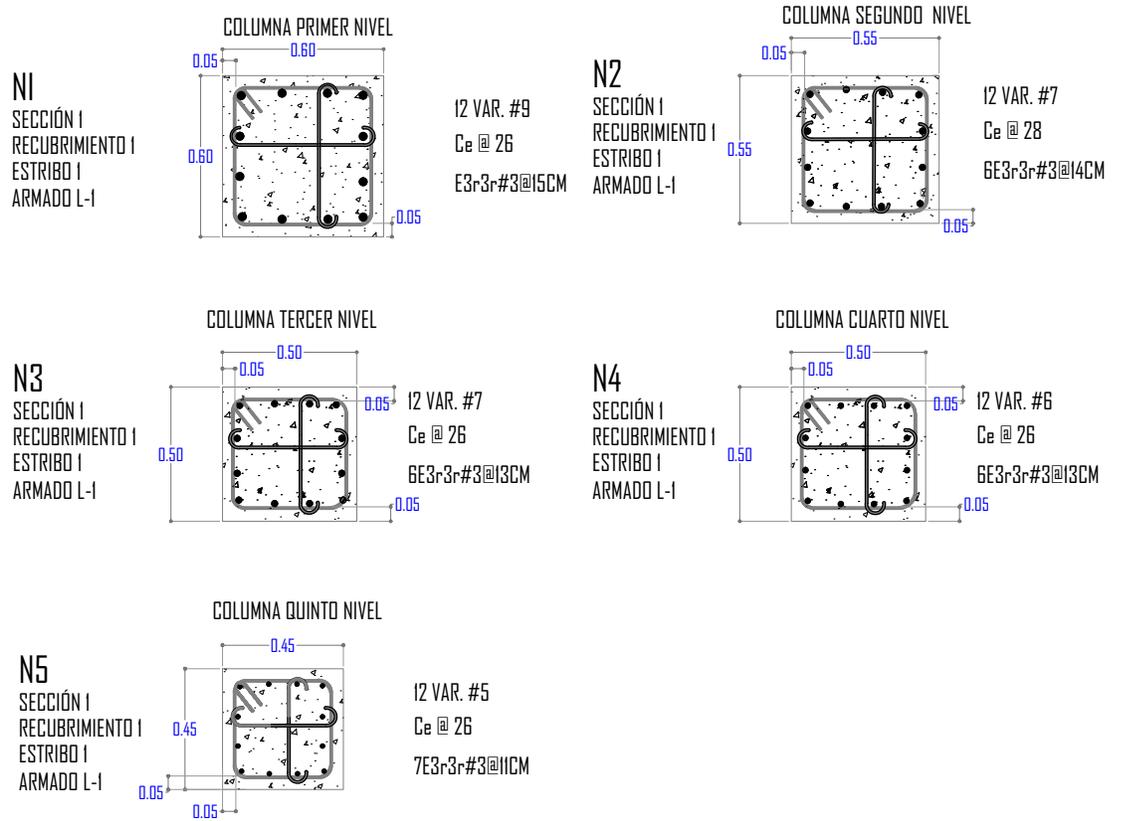


Figura C.14: Distribución del refuerzo en las columnas.

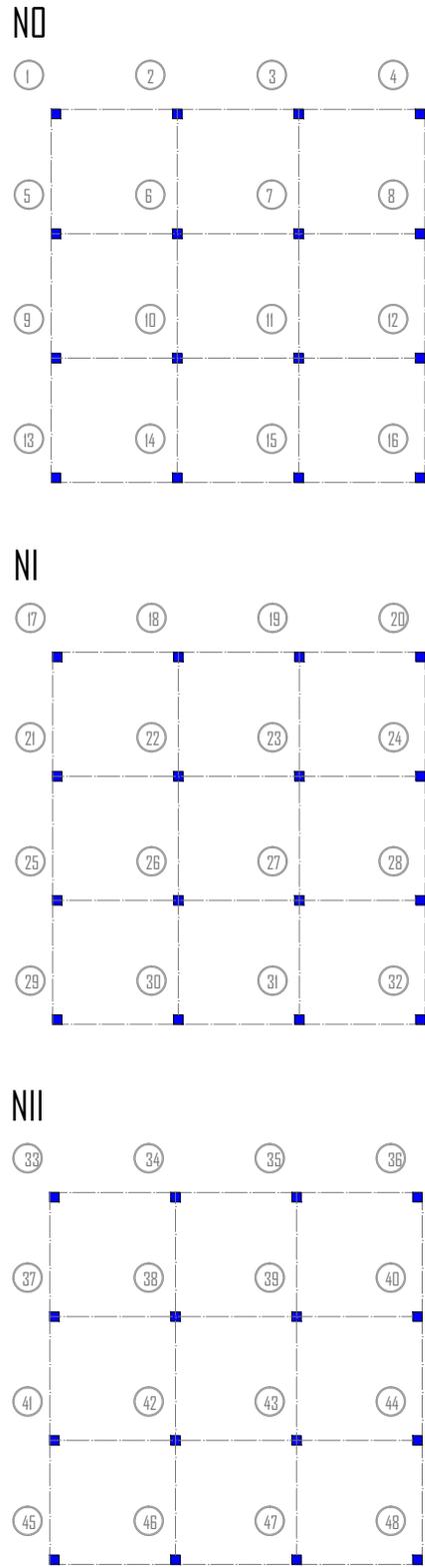
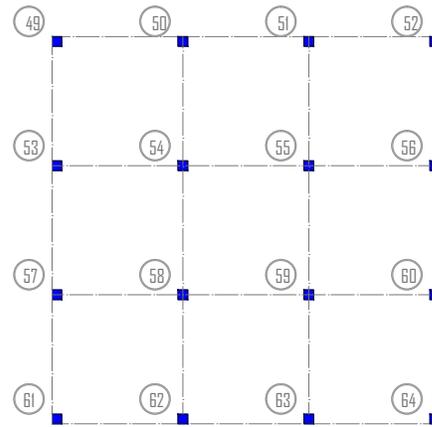
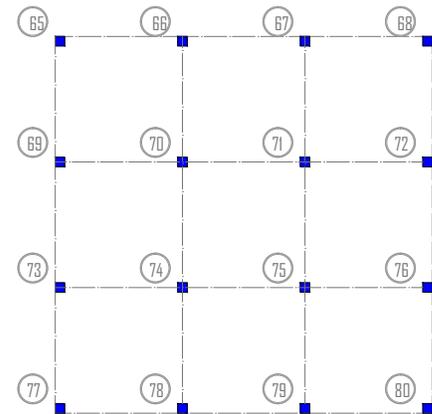


Figura C.15: Distribución de los nodos en la estructura.

NIII



NIV



NV

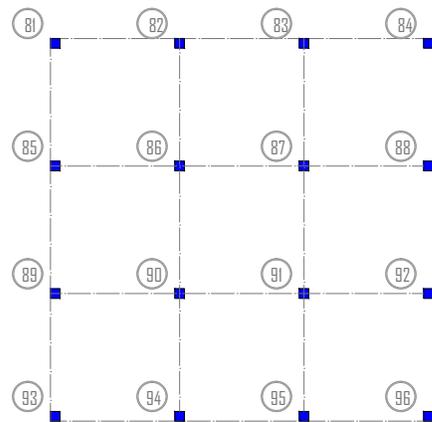
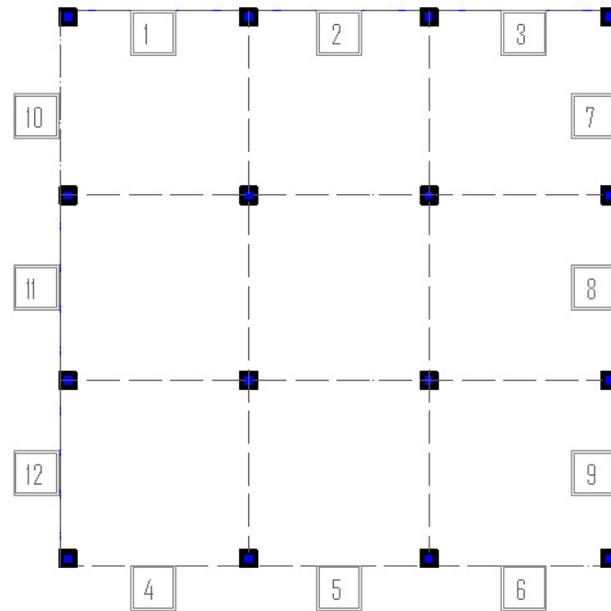


Figura C.16: Distribución de los nodos en la estructura.

NII



NIII

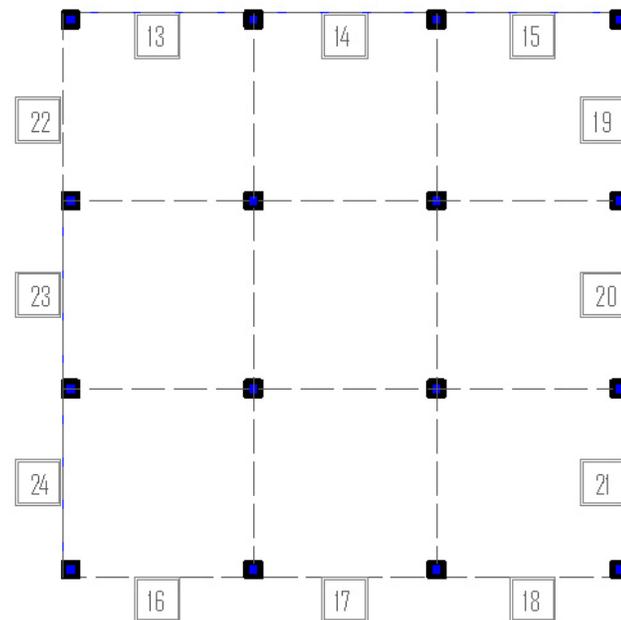


Figura C.17: Numeración de los muros de mampostería dentro de la estructura considerada.

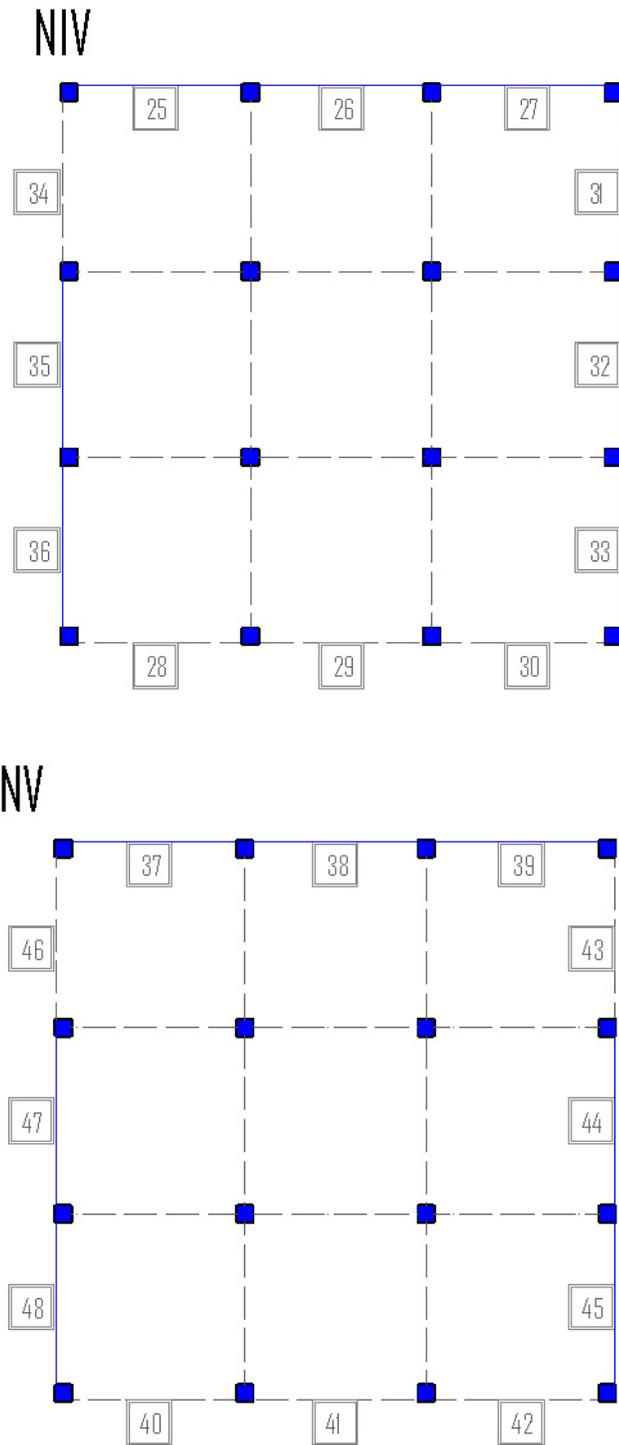


Figura C.18: Numeración de los muros de mampostería dentro de la estructura considerada, continuación.

## APÉNDICE D

# RESULTADOS DEL MODELADO NO LINEAL

---

### D.1 MODELADO NO LINEAL DE LA MAMPOSTERÍA.

A continuación se presentan diversos resultados complementarios de la secuencia de eliminación de los muros de mampostería; para lo anterior se sigue la secuencia de estudios de la metodología propuesta de confiabilidad.

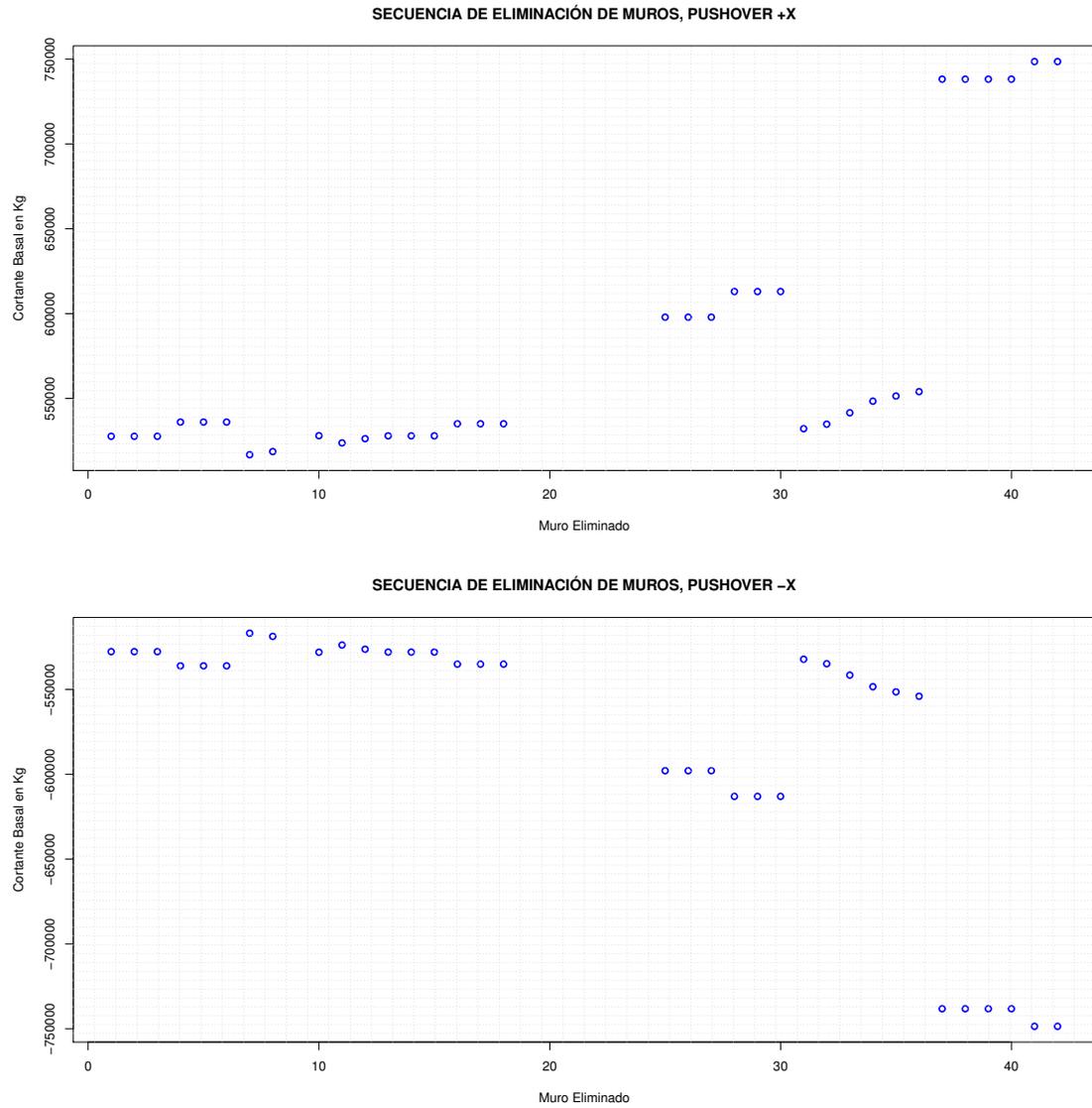


Figura D.1: Proceso de remoción de mampostería ante Pushover.

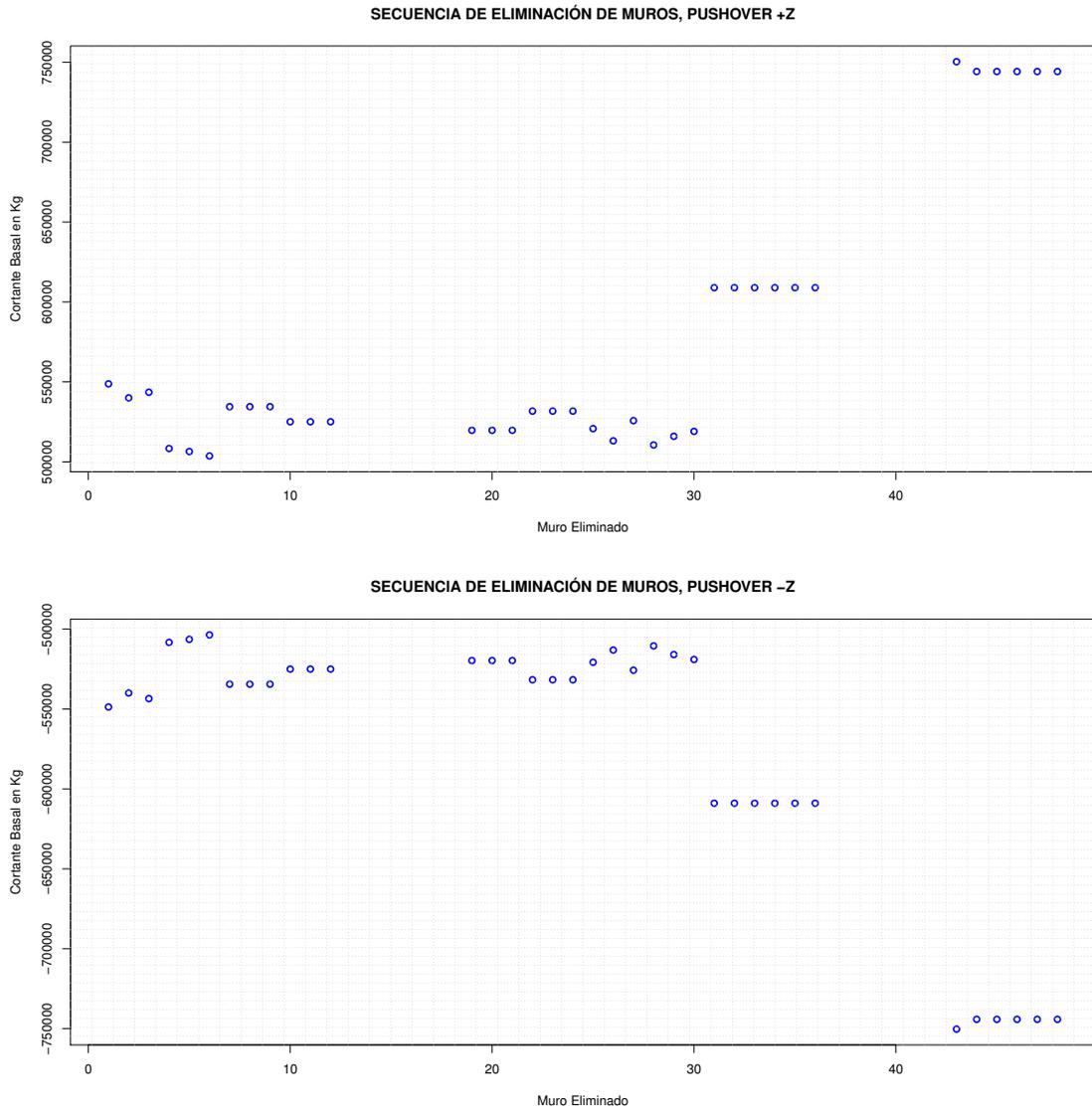


Figura D.2: Proceso de remoción de mampostería ante Pushover.

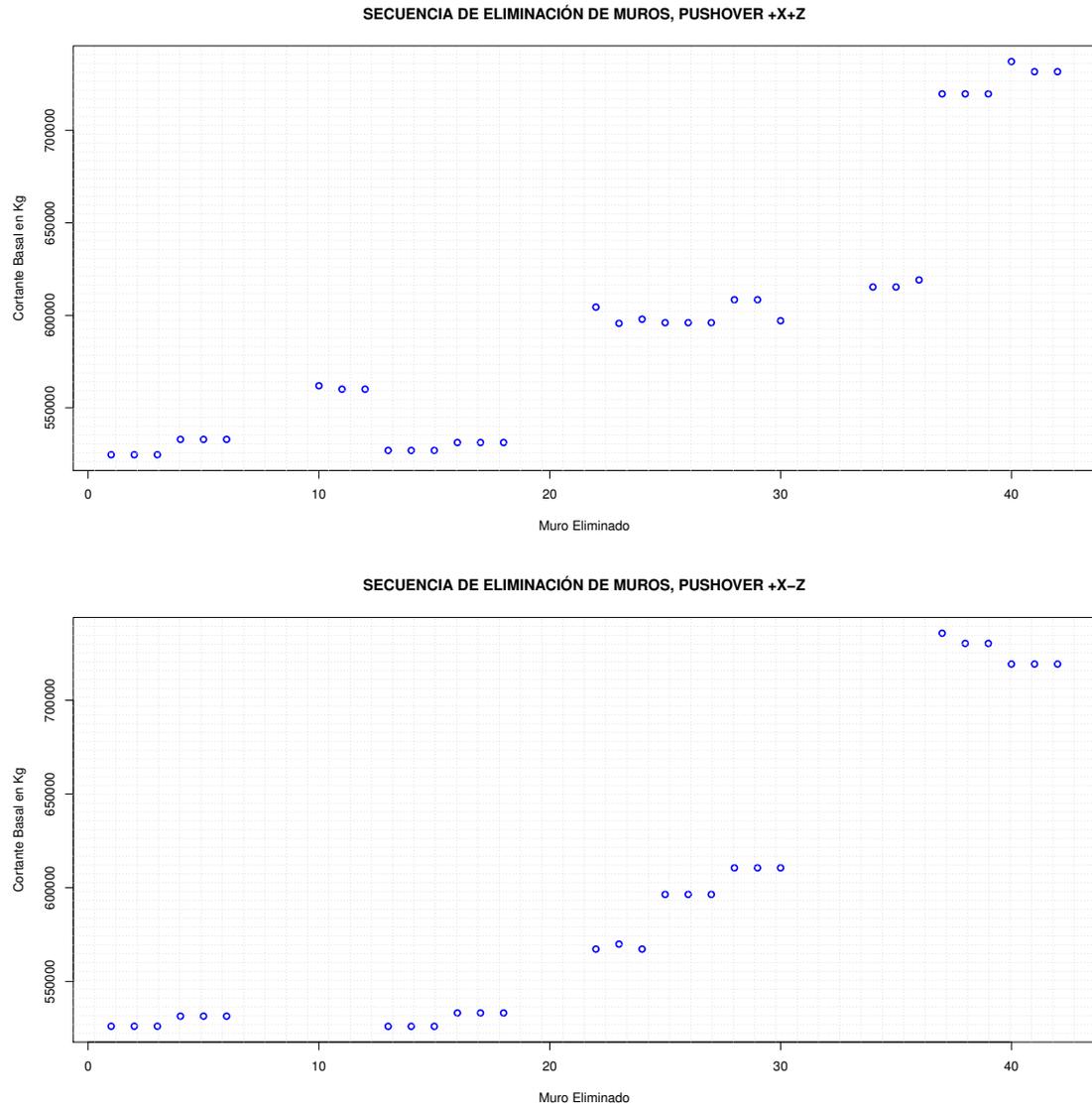


Figura D.3: Proceso de remoción de mampostería ante Pushover.

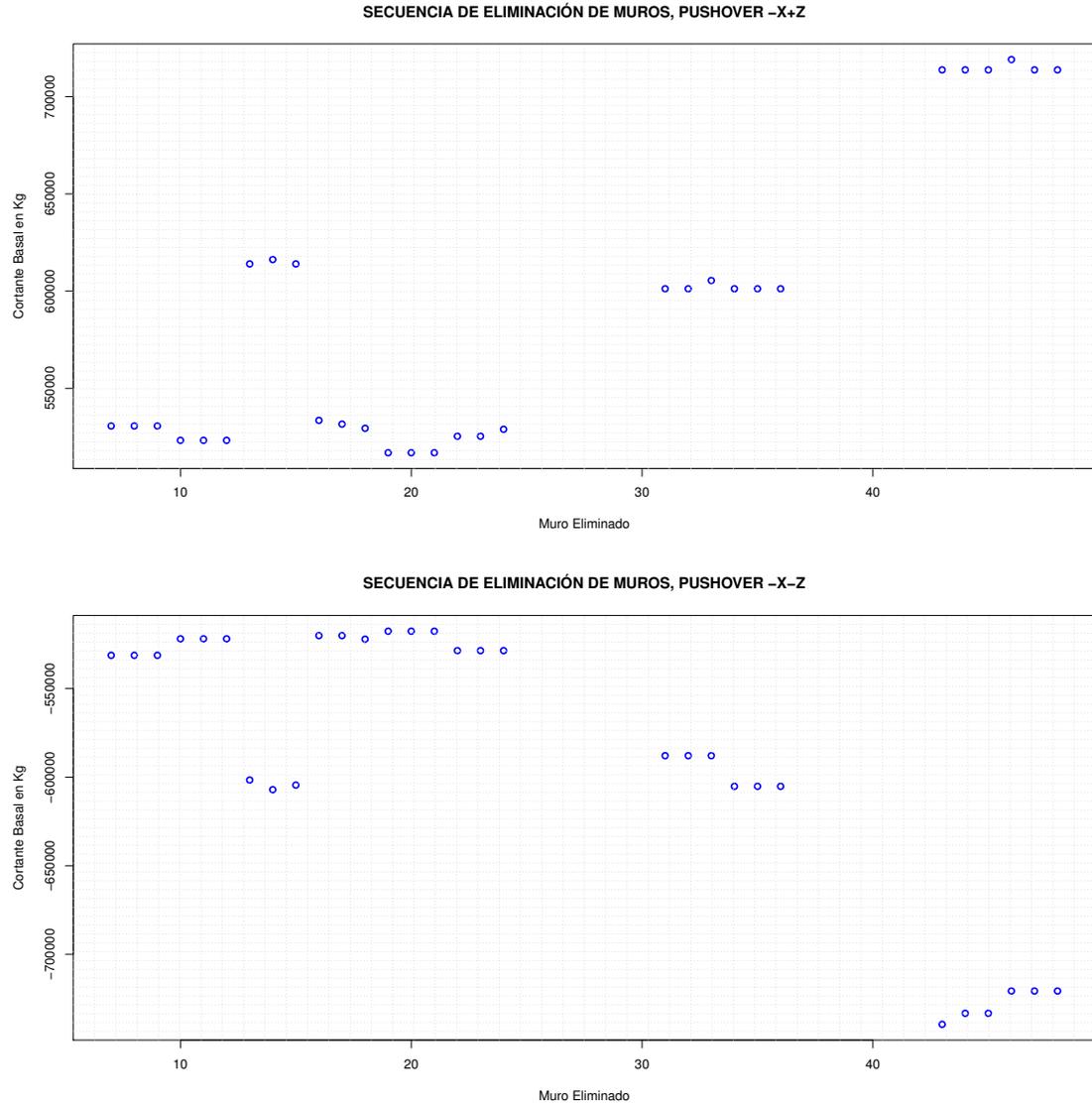


Figura D.4: Proceso de remoción de mampostería ante Pushover.

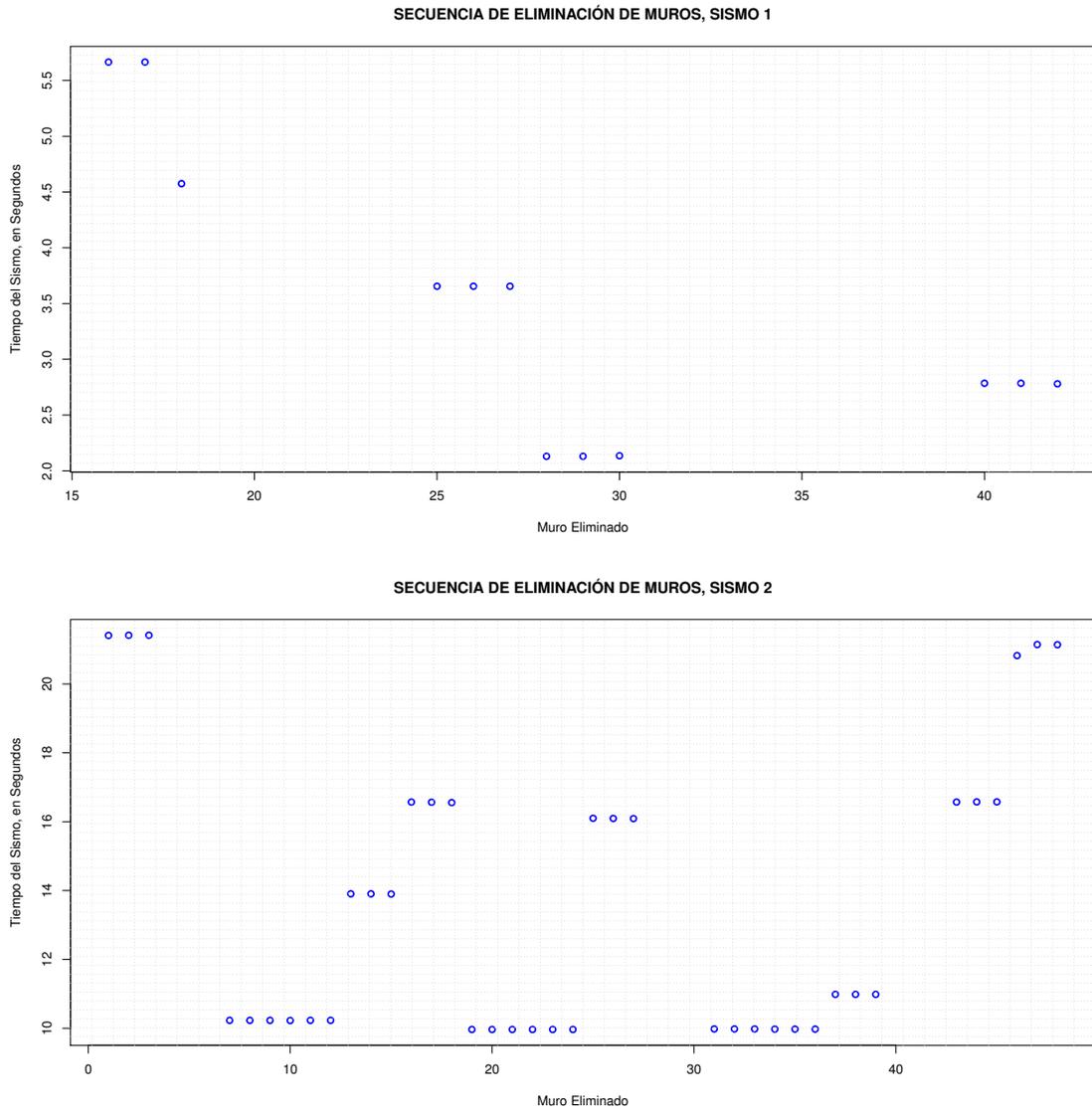


Figura D.5: Comportamiento dentro y fuera del plano del modelo de mampostería ante Sismos.

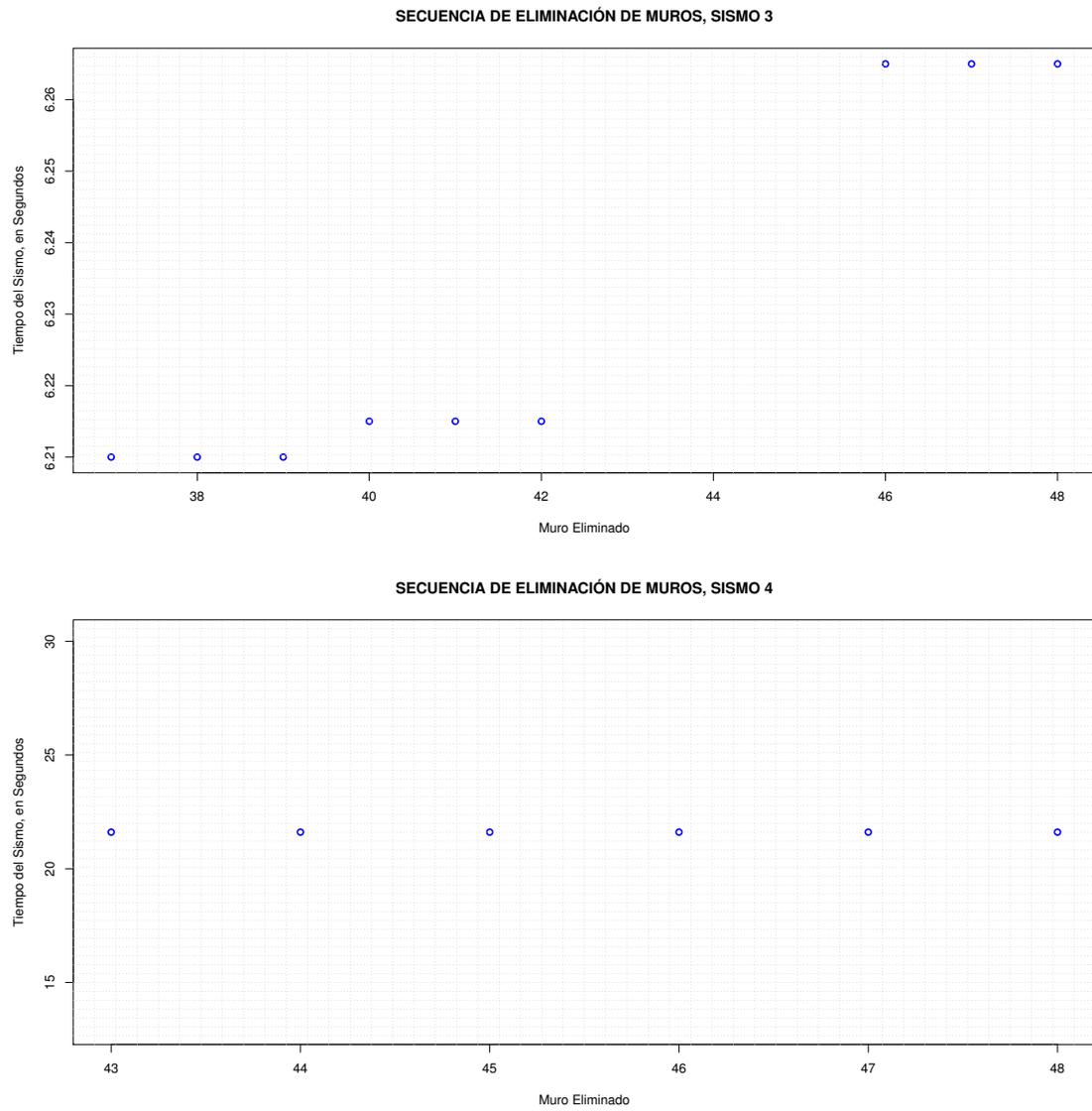


Figura D.6: Comportamiento dentro y fuera del plano del modelo de mampostería ante Sismos.

## D.2 ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD

A continuación se presentan algunos de los resultados obtenidos a través de la modelación no lineal complementarios a los del *Capítulo 6*. Estos resultados permiten obtener las funciones de confiabilidad y corresponden a los niveles de desplazamientos absolutos generados en los entrepisos del nivel superior.

### D.2.1 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN $+X$ .

A continuación se presentan los principales resultados de la modelación no lineal de los edificios específicamente en la aplicación del Pushover en dirección X positiva global.

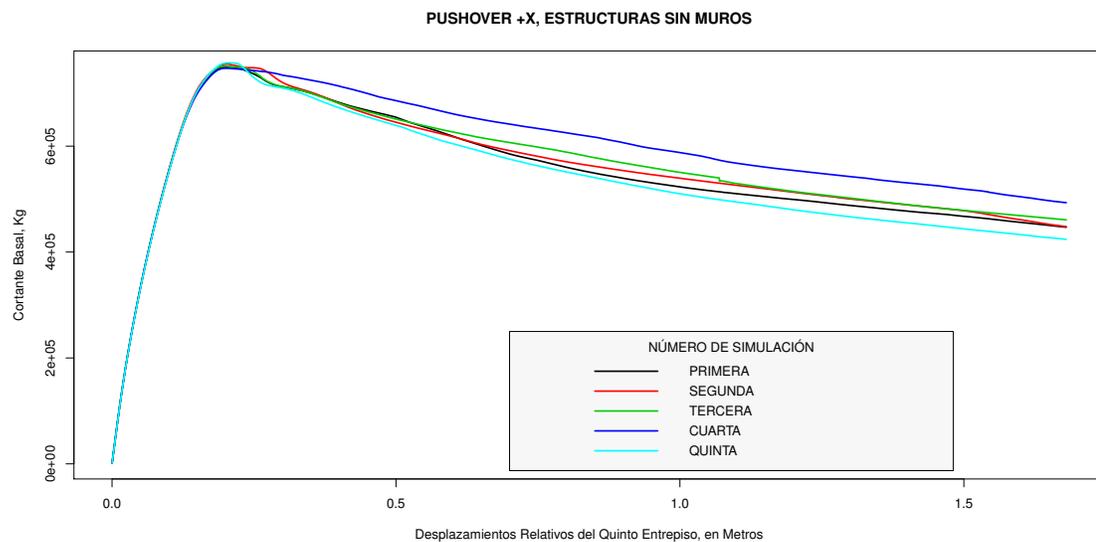


Figura D.7: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección  $+X$ .

En la Figura D.11 a D.14 se presenta una de las simulaciones sometida a la componente horizontal X de uno de los sismos considerados. Para cada uno de los pushover en dirección X, sea positiva o negativa se considera la  $K_{sec}$  de dicha componente sísmica.

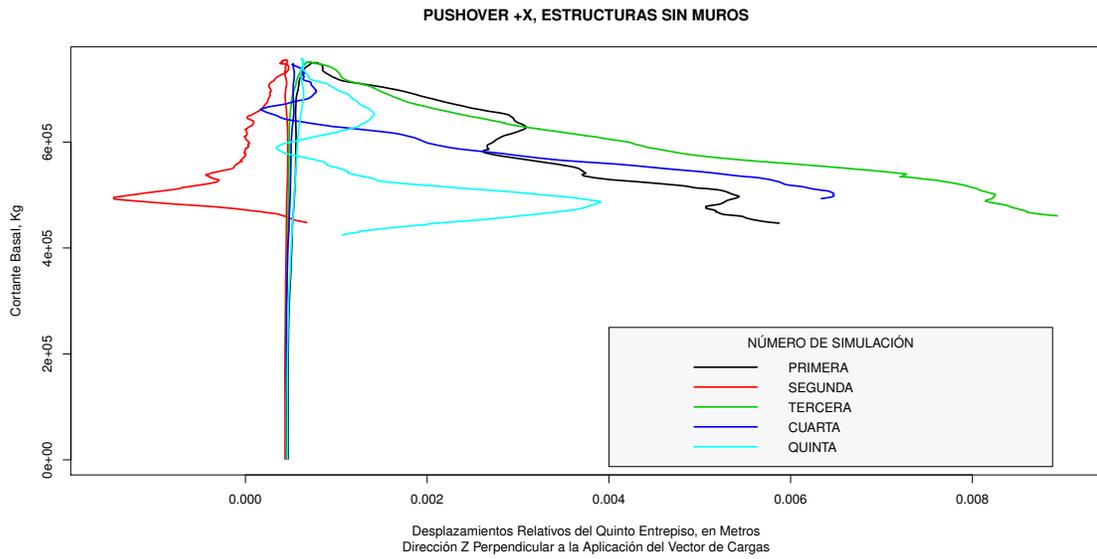


Figura D.8: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección +X.

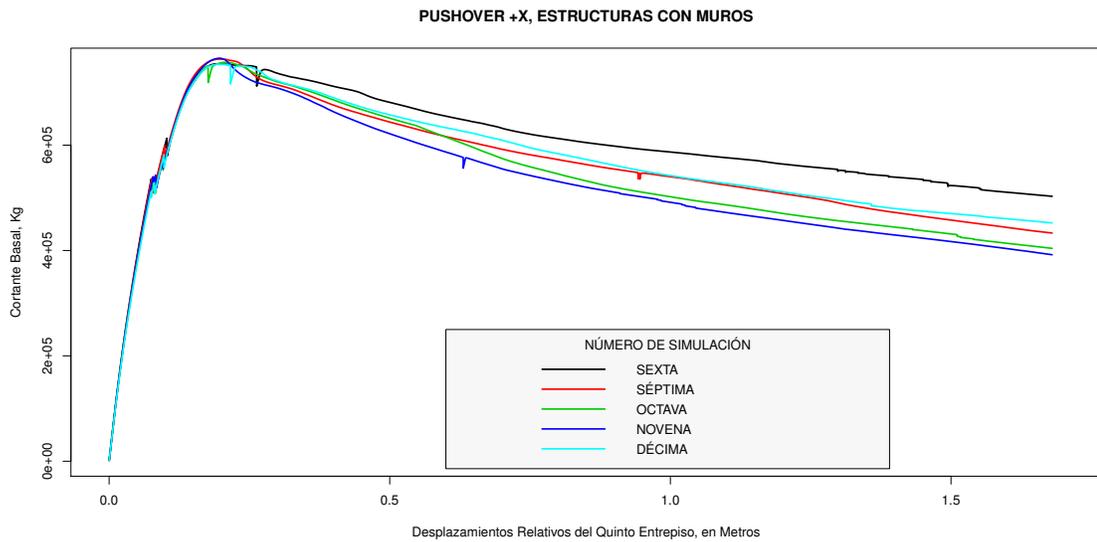


Figura D.9: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección +X.

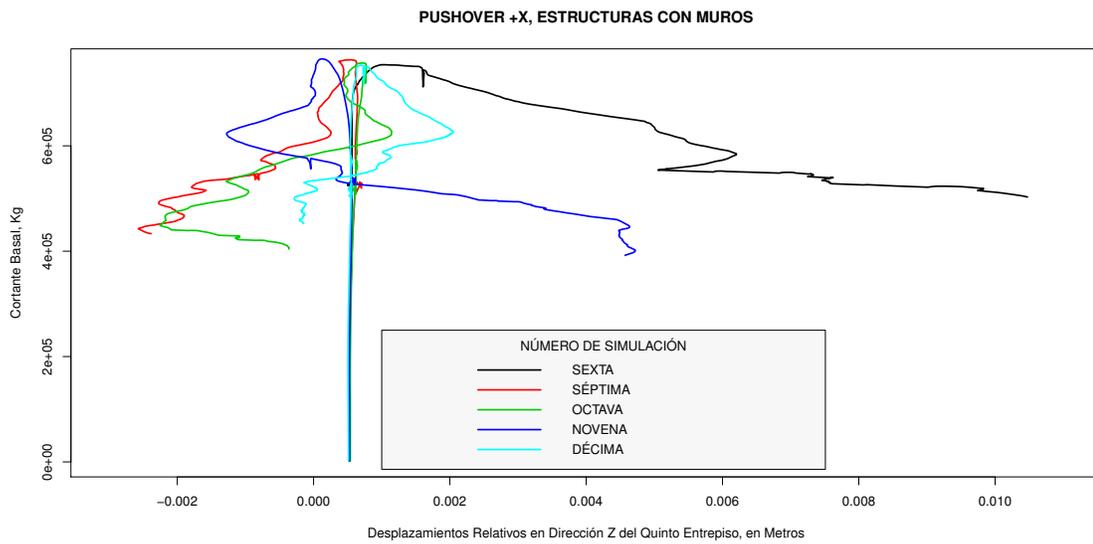


Figura D.10: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección +X.

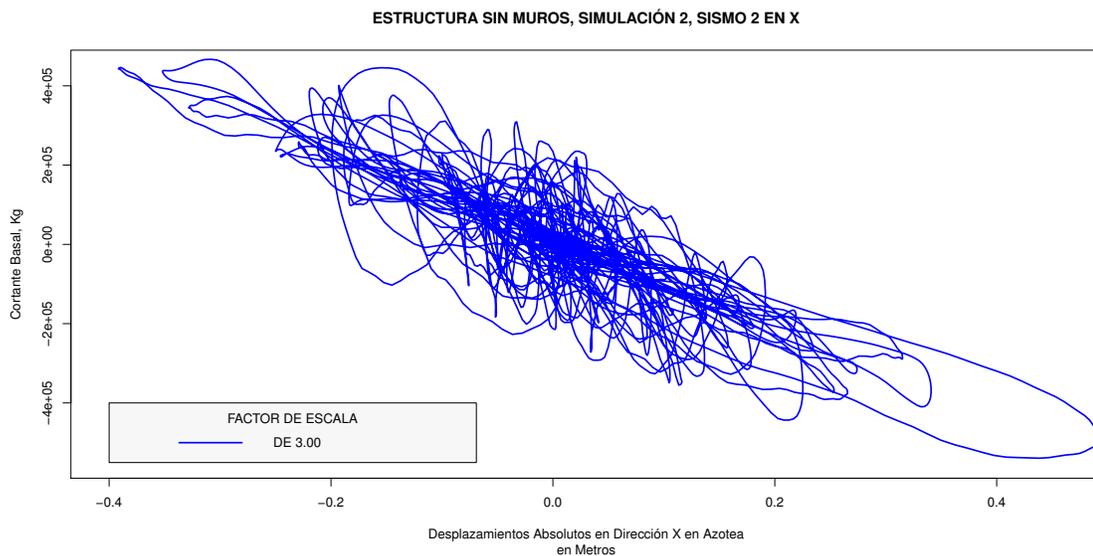


Figura D.11: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas sin muros en la dirección +X.

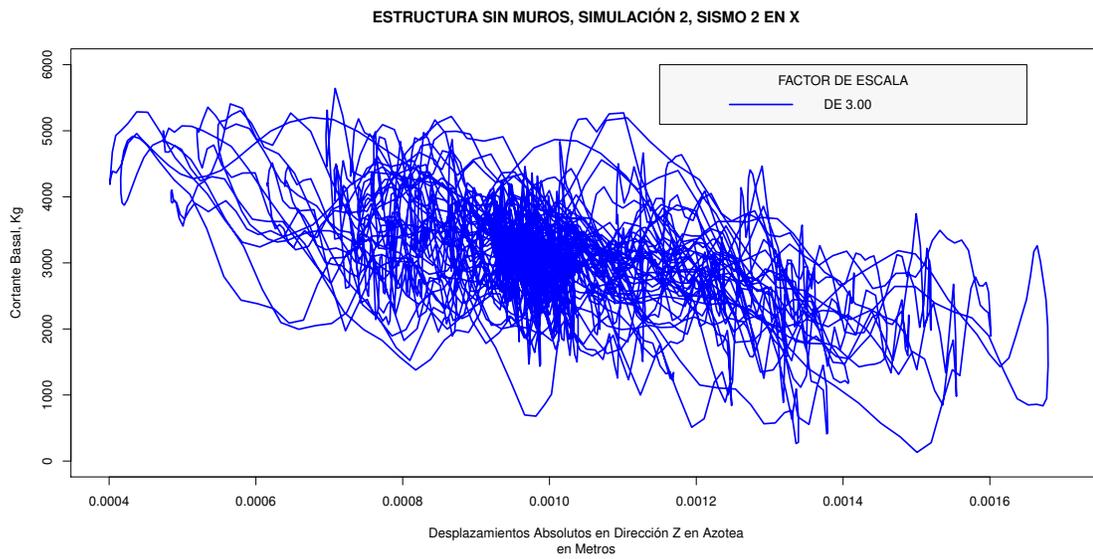


Figura D.12: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas sin muros en la dirección  $+X$ .

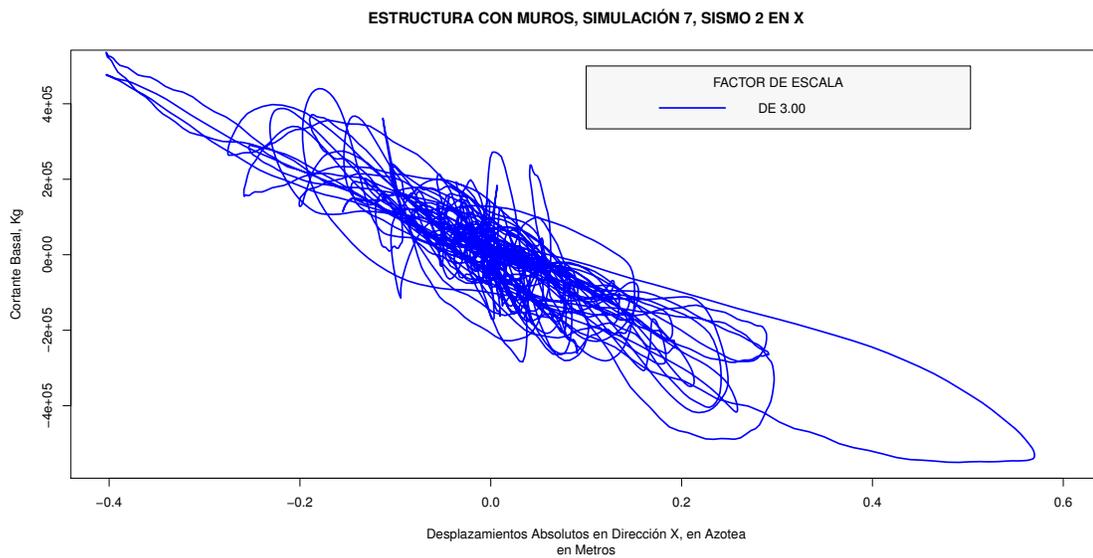


Figura D.13: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas con muros en la dirección  $+X$ .

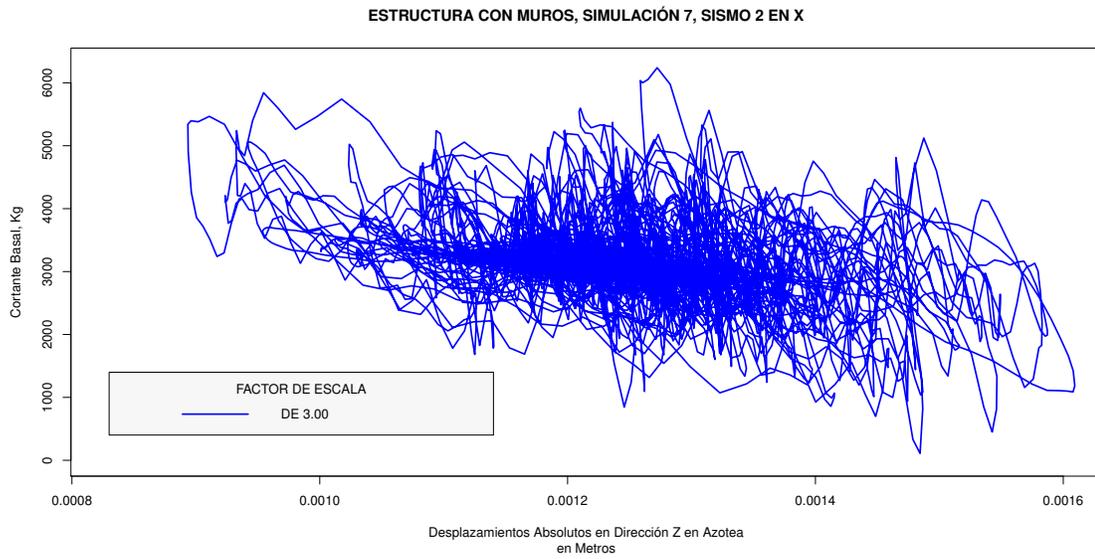


Figura D.14: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas con muros en la dirección  $+X$ .

En la Figura D.15 y D.16 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML respectivamente.

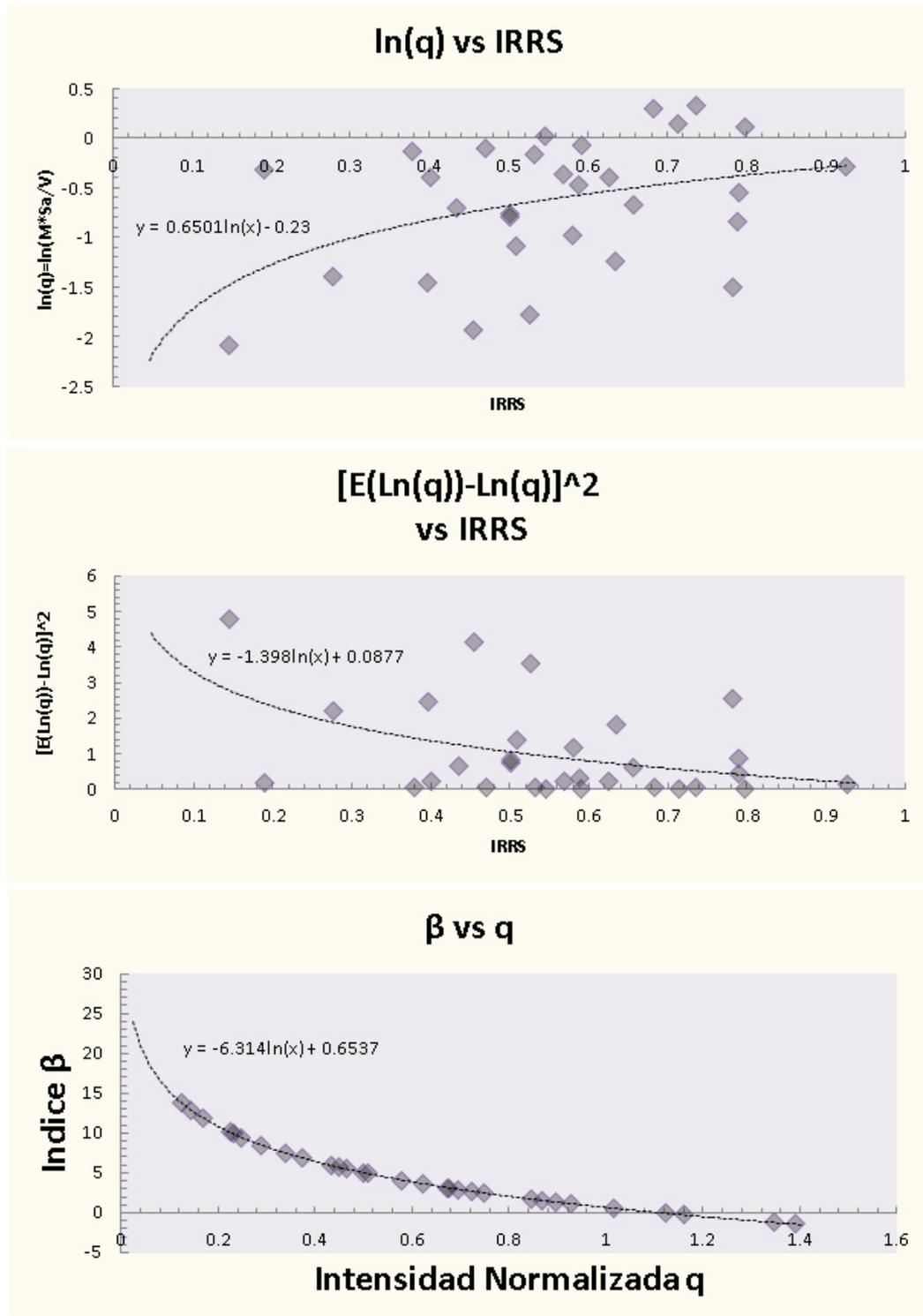


Figura D.15: Gráficas de confiabilidad en dirección +X para la estructura sin muros de mampostería.

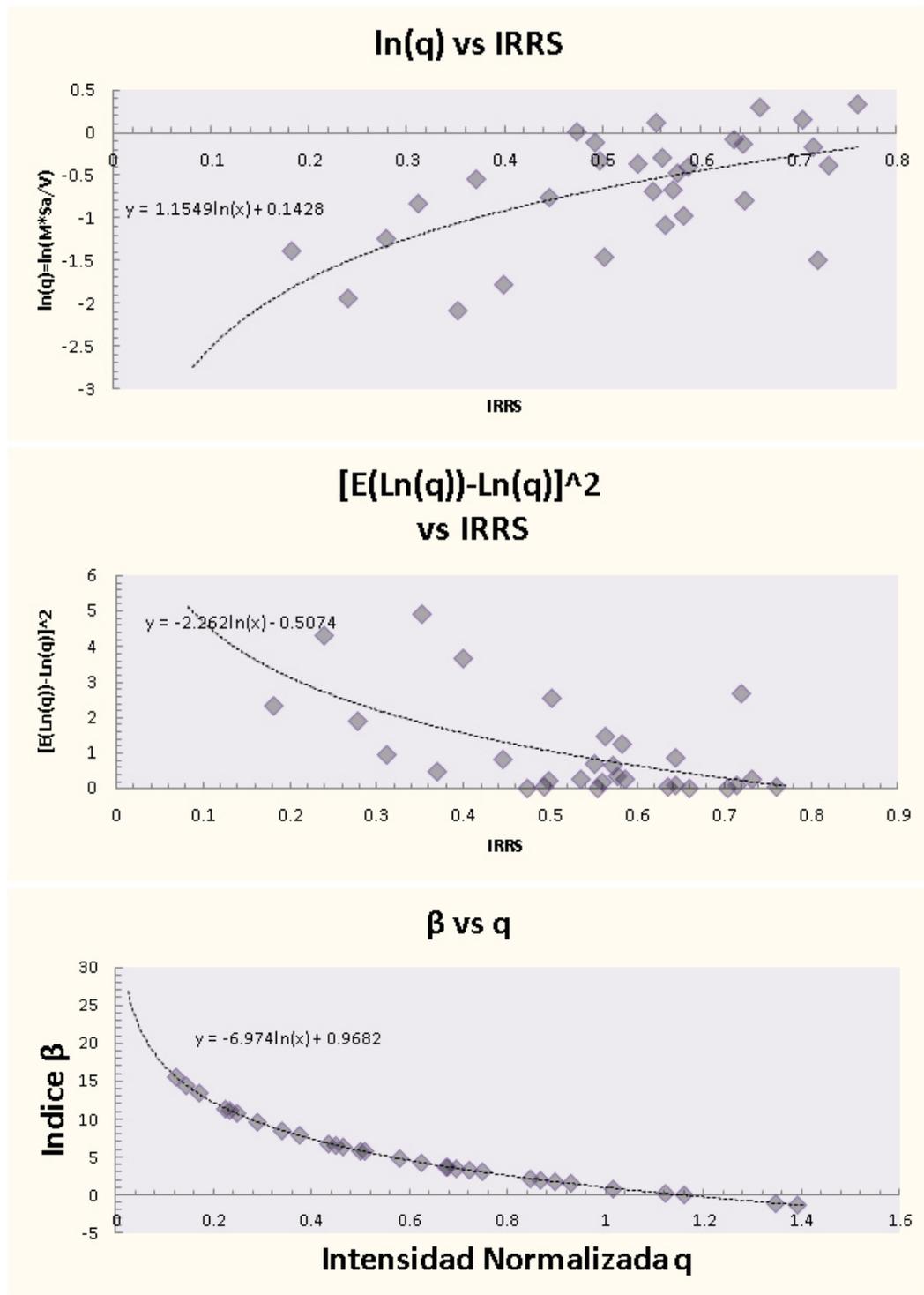


Figura D.16: Gráficas de confiabilidad en dirección +X para la estructura con muros de mampostería.

### D.2.2 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN -X.

A continuación se presentan los principales resultados de la modelación no lineal de los edificios específicamente en la aplicación del Pushover en dirección X negativa global.

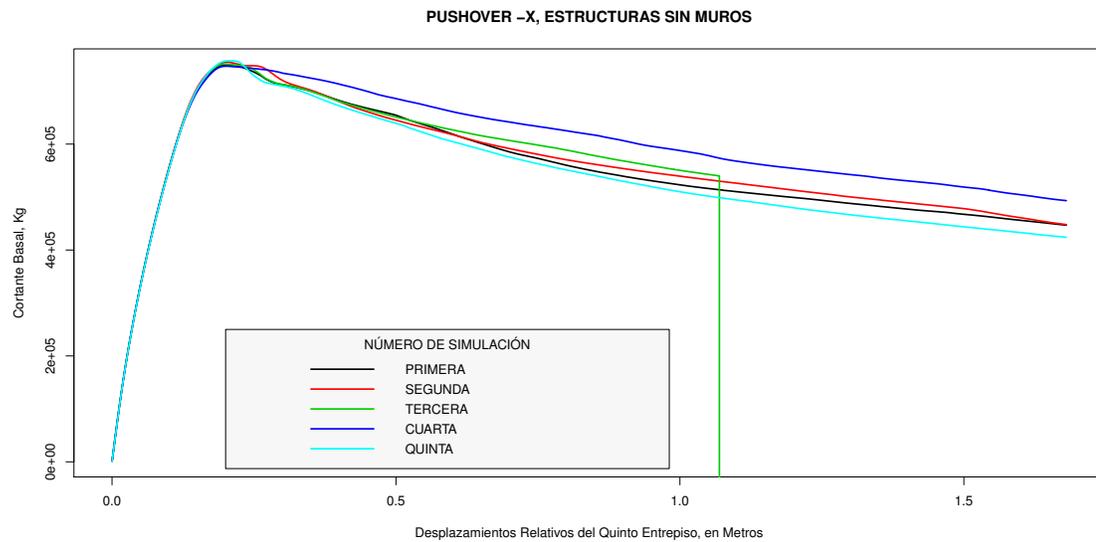


Figura D.17: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección  $-X$ .

En la Figura D.21 y D.22 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML respectivamente.

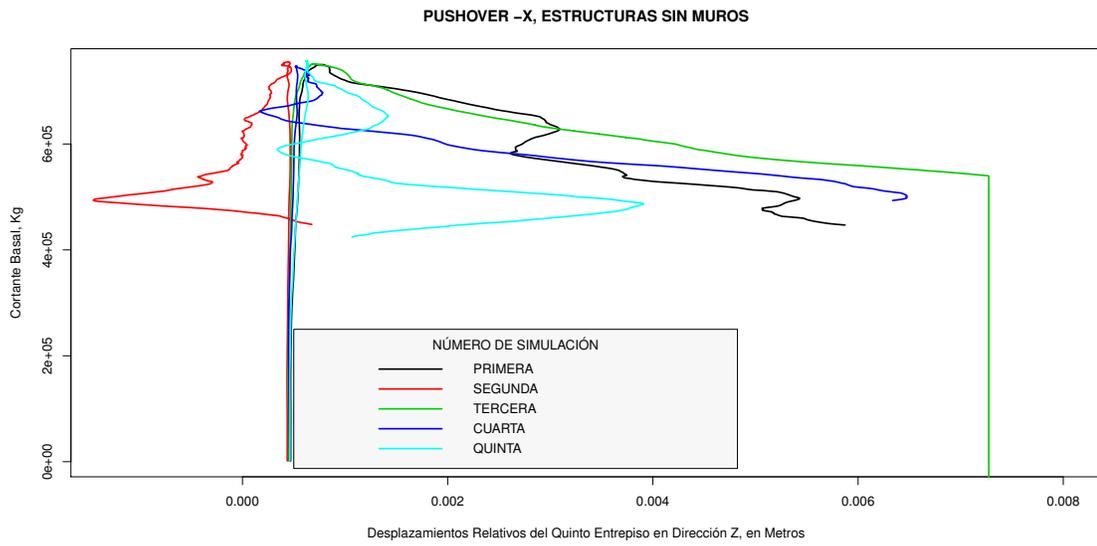


Figura D.18: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección  $-X$ .

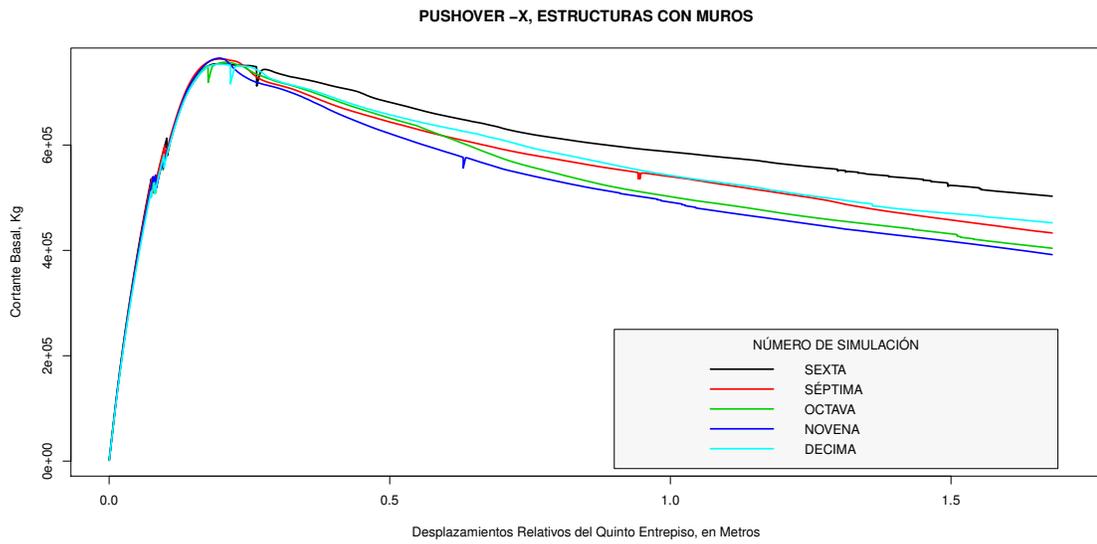


Figura D.19: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección  $-X$ .

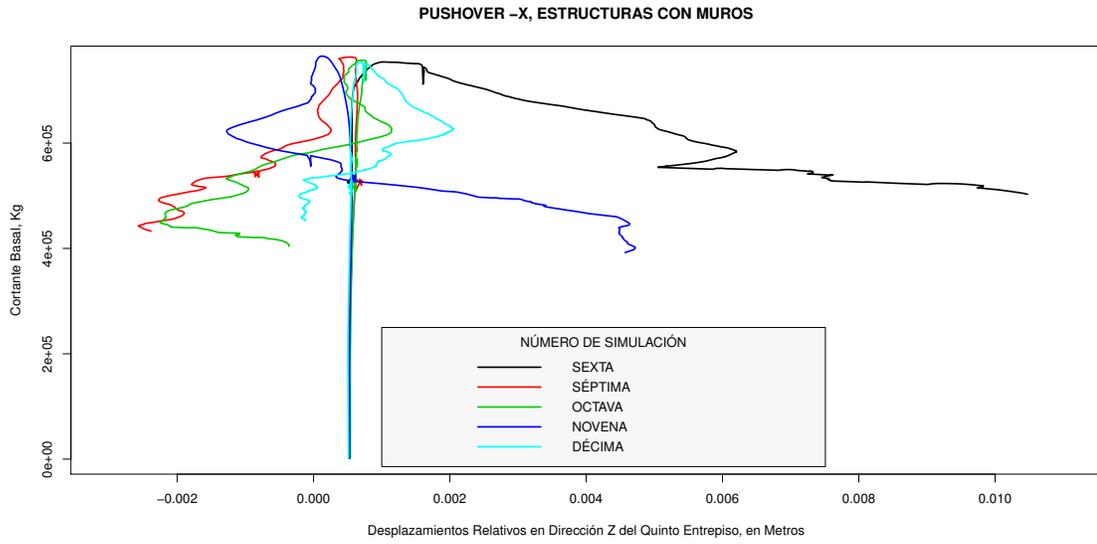


Figura D.20: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección  $-X$ .

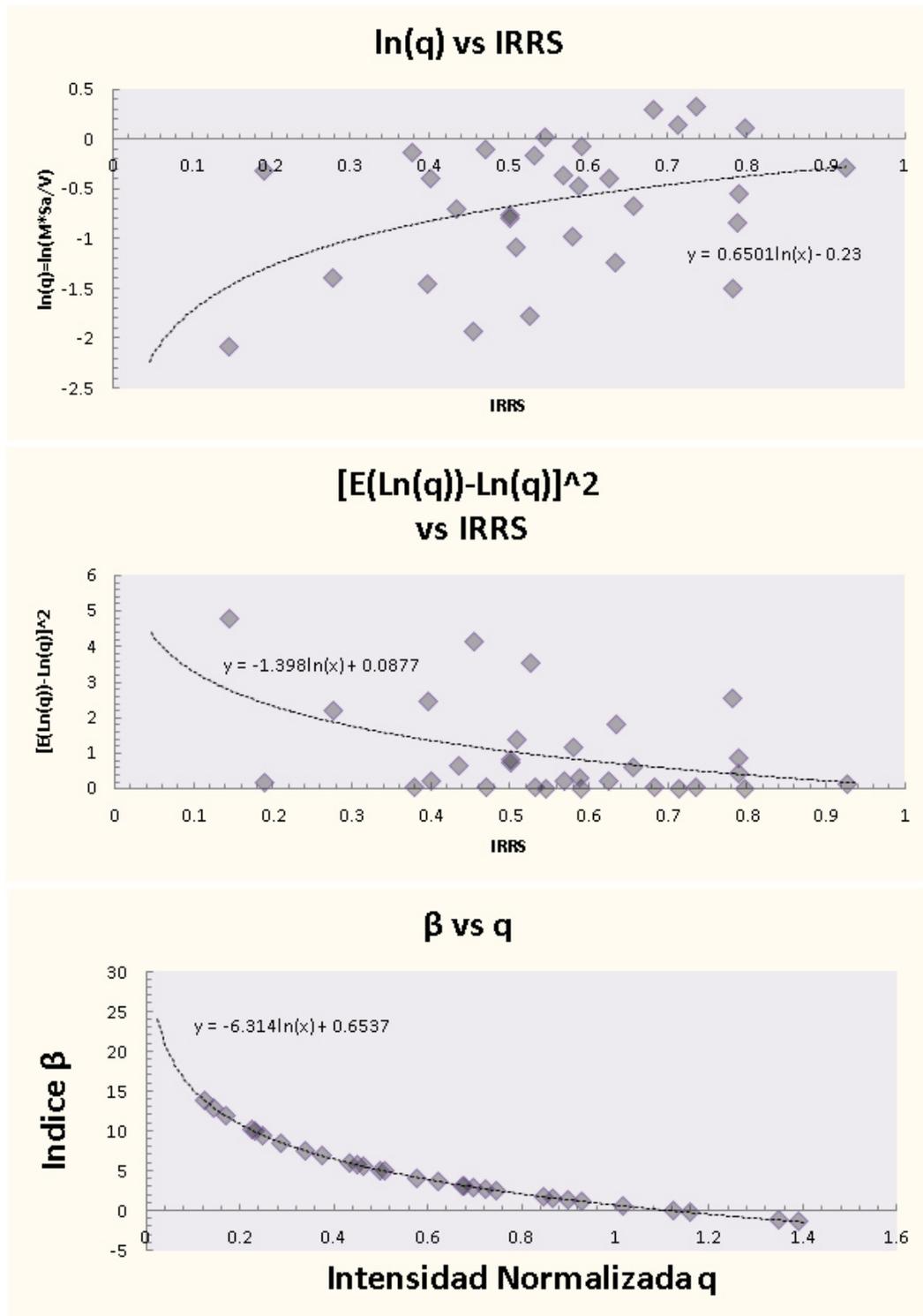


Figura D.21: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-X$  para la estructura sin muros de mampostería.

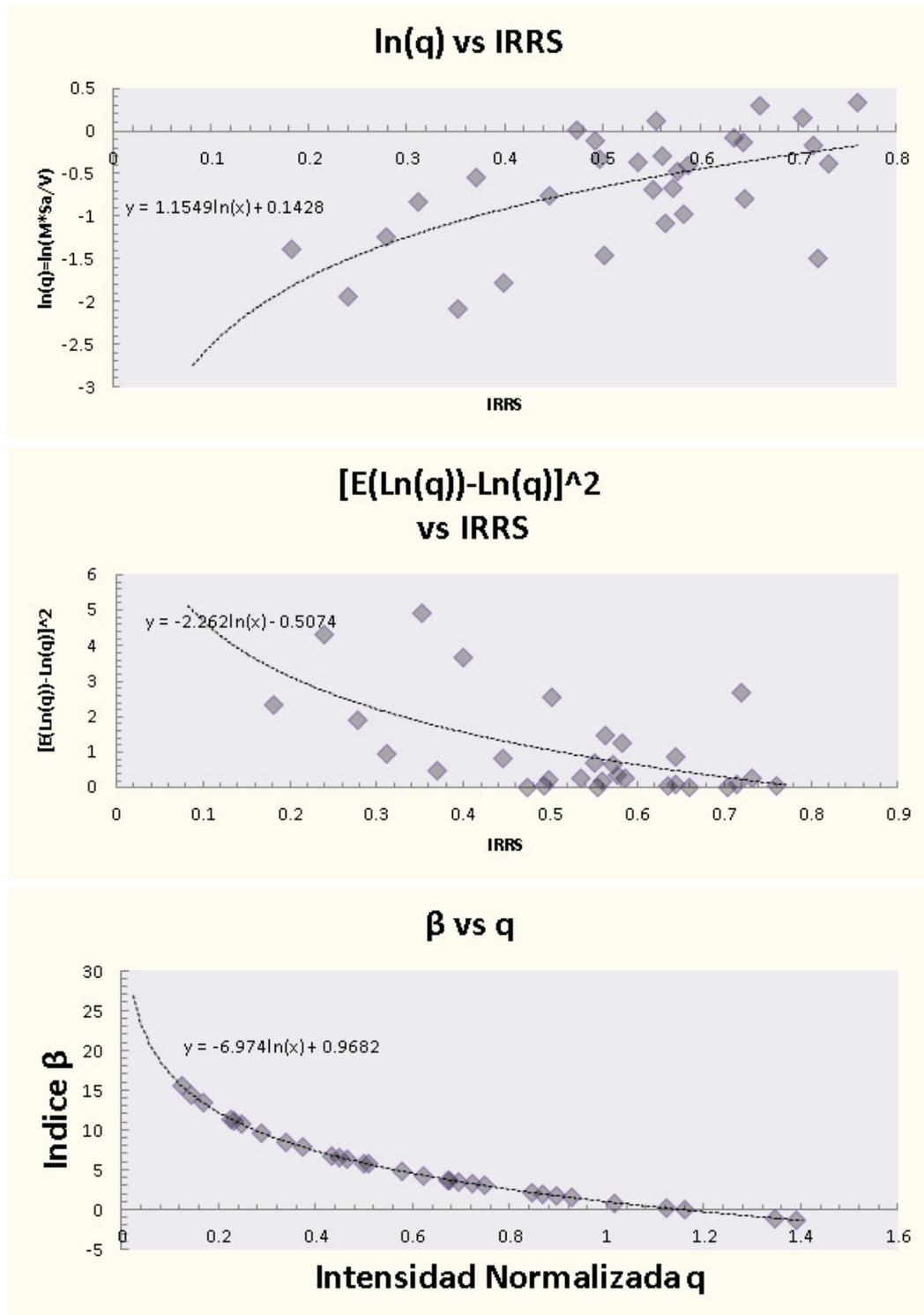


Figura D.22: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-X$  para la estructura con muros de mampostería.

### D.2.3 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN +Z.

A continuación se presentan los principales resultados de la modelación no lineal de los edificios específicamente en la aplicación del Pushover en dirección Z positiva global.

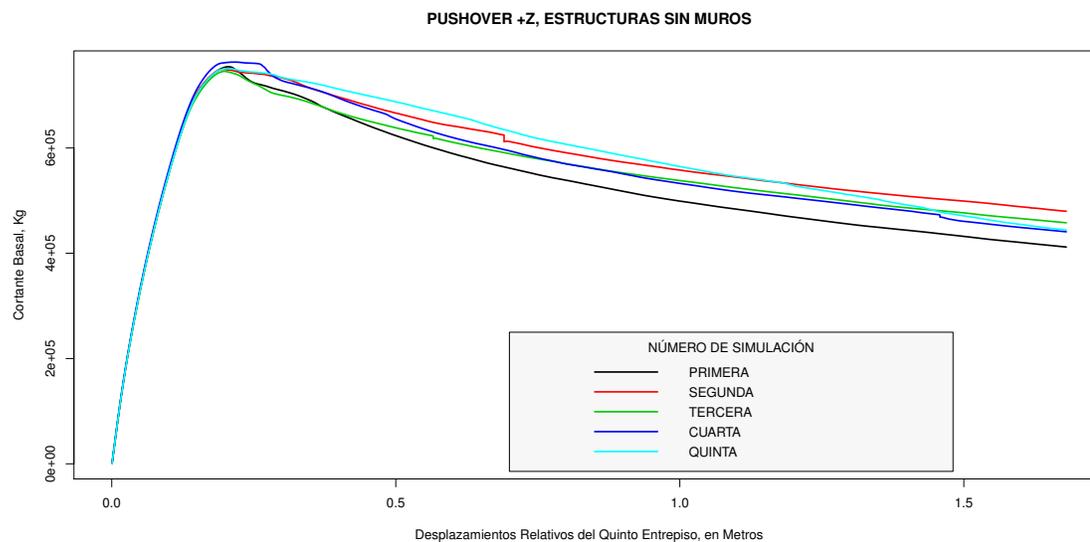


Figura D.23: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección +Z.

En la Figura D.27 a D.30 se presenta una de las simulaciones sometida a la componente horizontal Z de uno de los sismos considerados. Para cada uno de los pushover en dirección Z, sea positiva o negativa se considera la  $K_{sec}$  de dicha componente sísmica.

En la Figura D.31 y D.32 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML respectivamente.

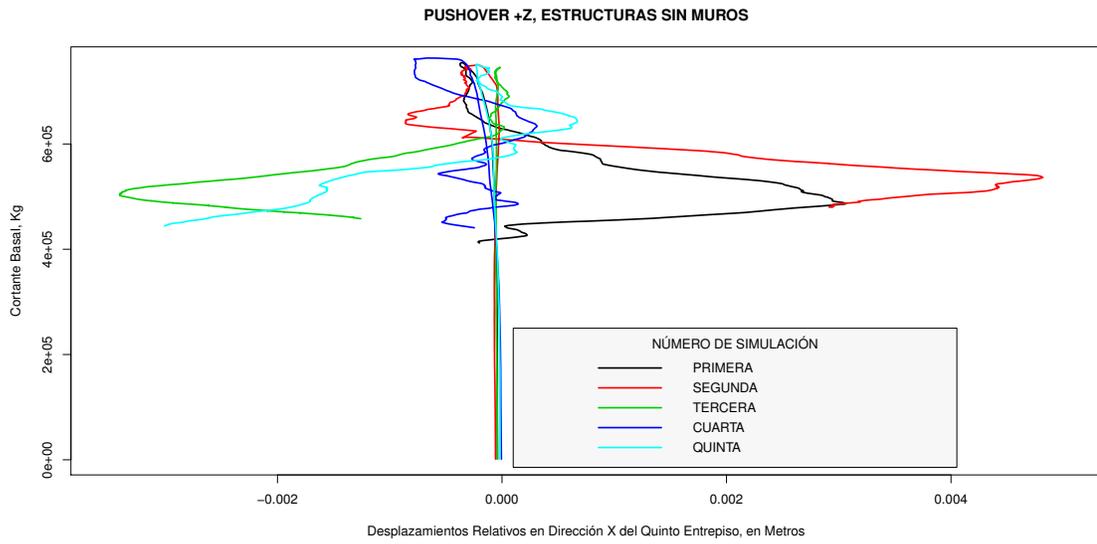


Figura D.24: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección +Z.

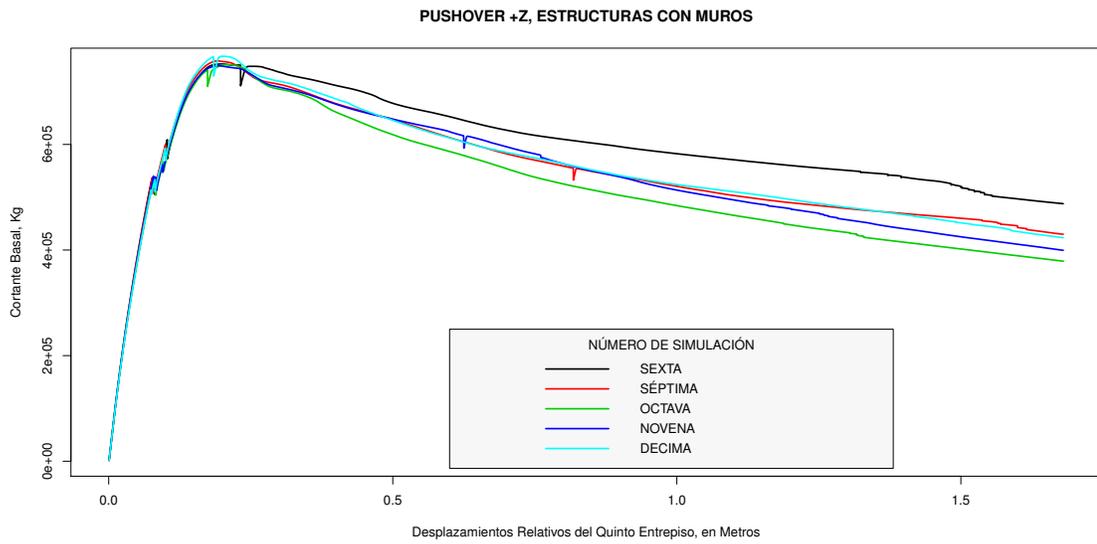


Figura D.25: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección +Z.

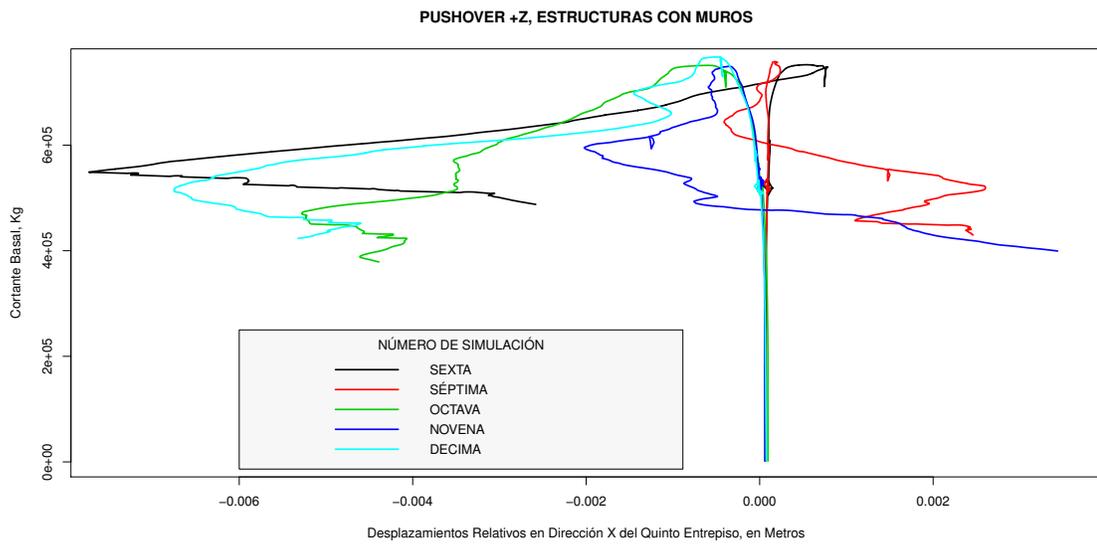


Figura D.26: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección +Z.

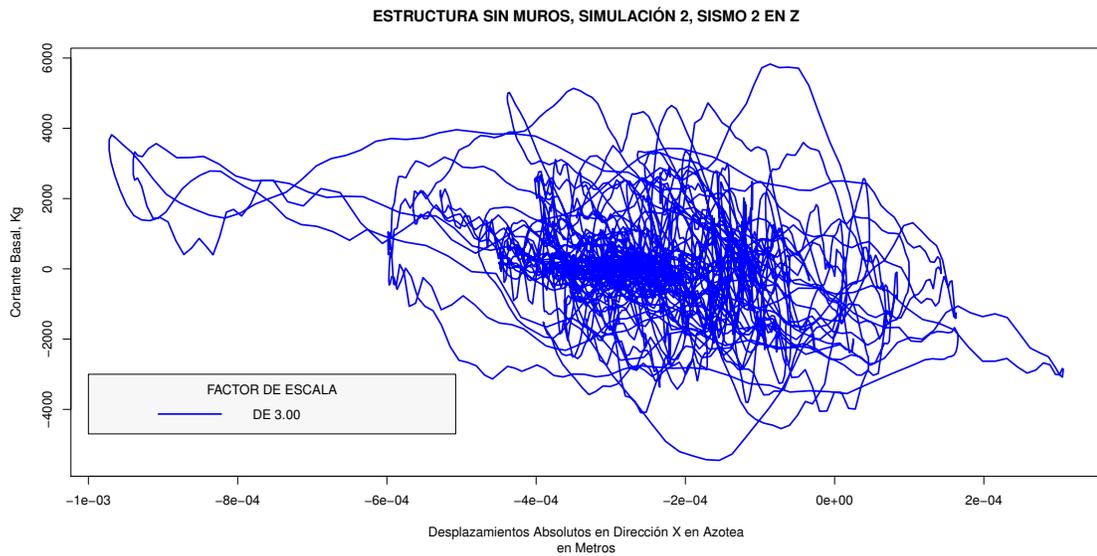


Figura D.27: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas sin muros en la dirección +Z.

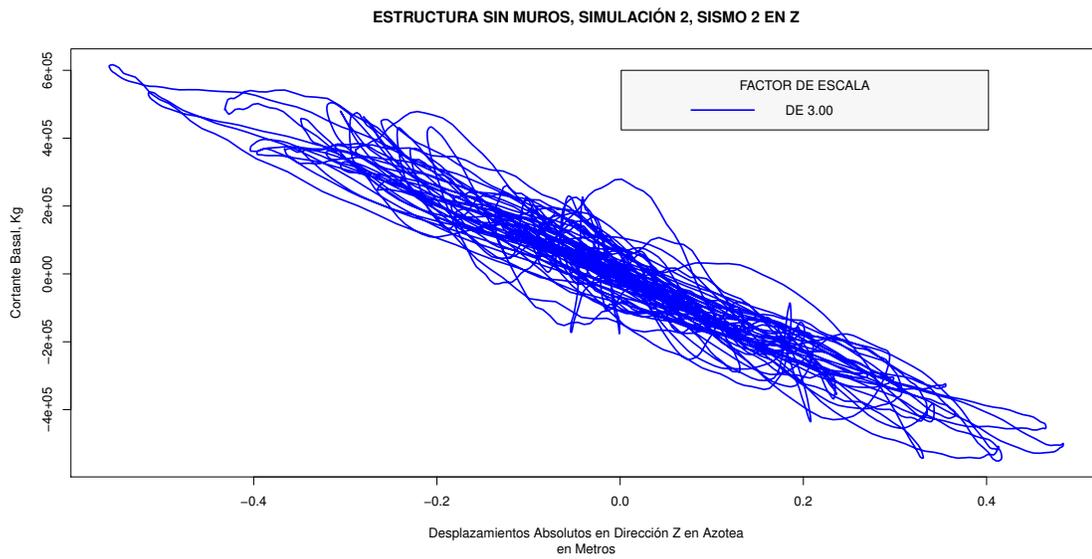


Figura D.28: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas sin muros en la dirección  $+Z$ .

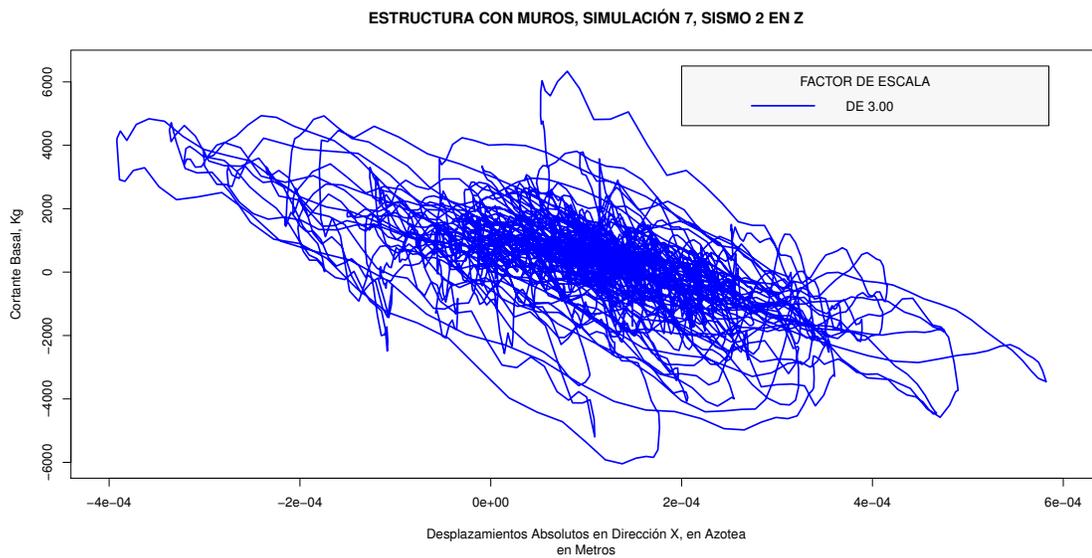


Figura D.29: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas con muros en la dirección  $+Z$ .

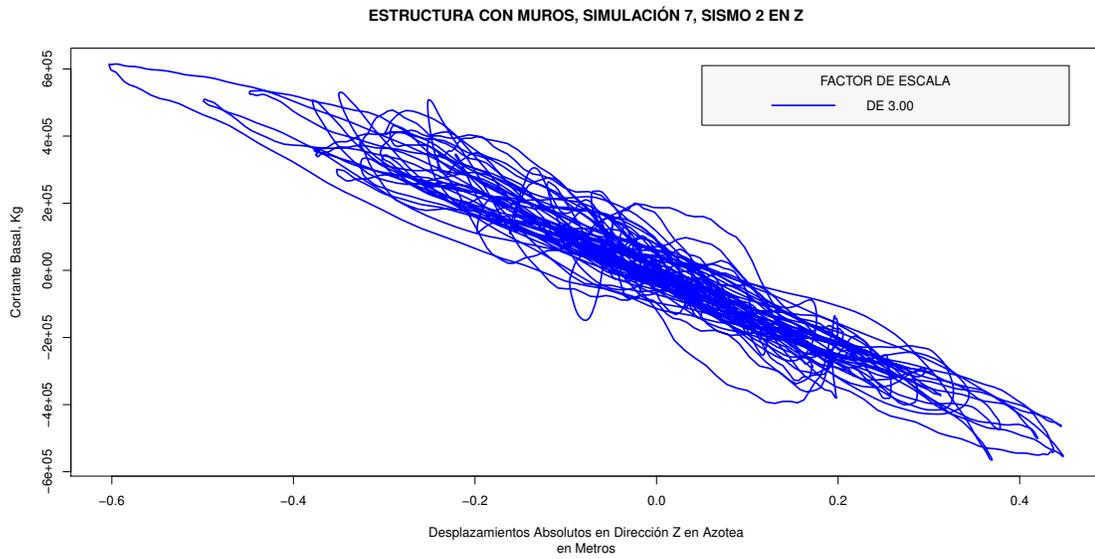


Figura D.30: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas con muros en la dirección  $+Z$ .

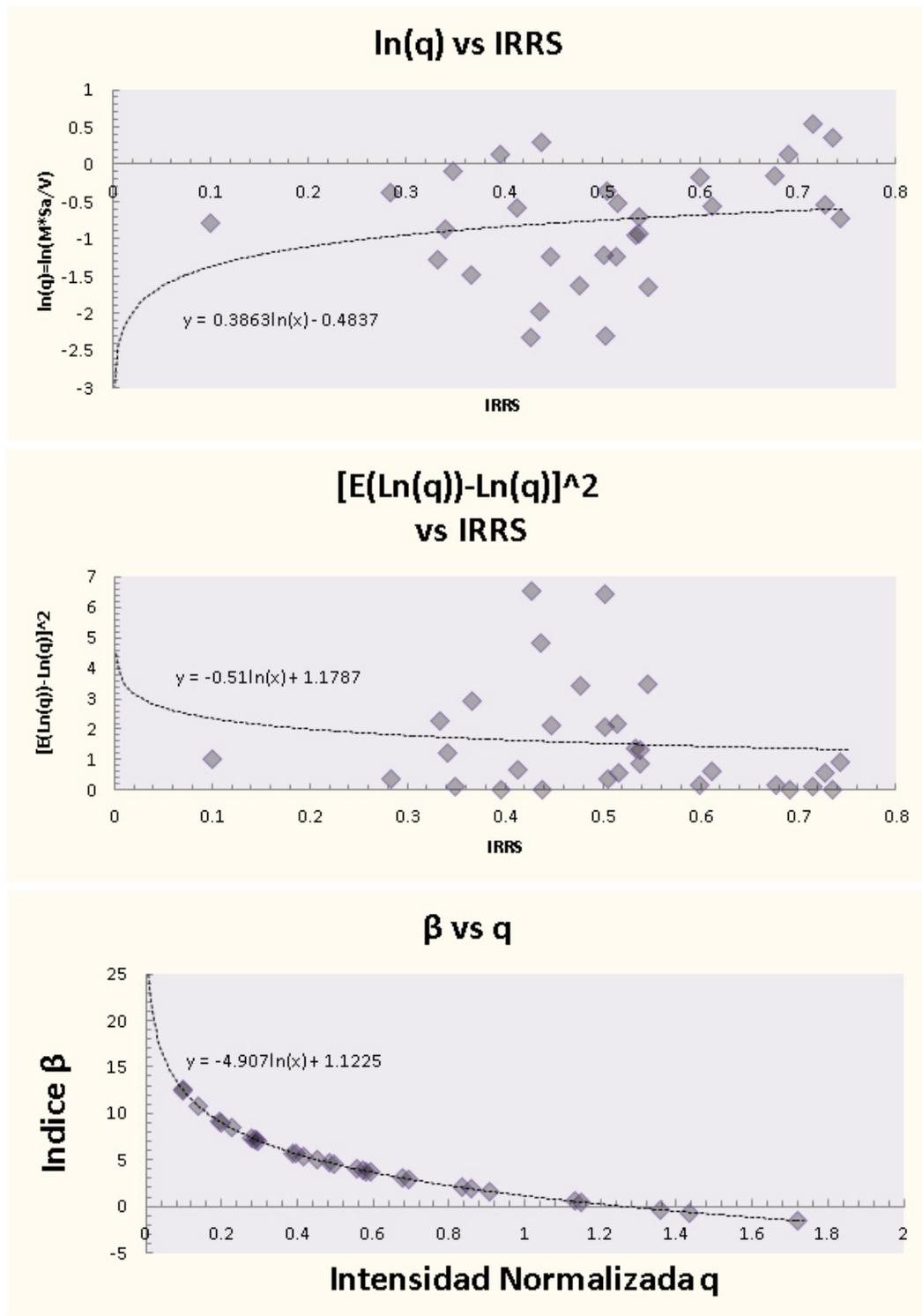


Figura D.31: Gráficas de confiabilidad en dirección  $+Z$  para la estructura sin muros de mampostería.

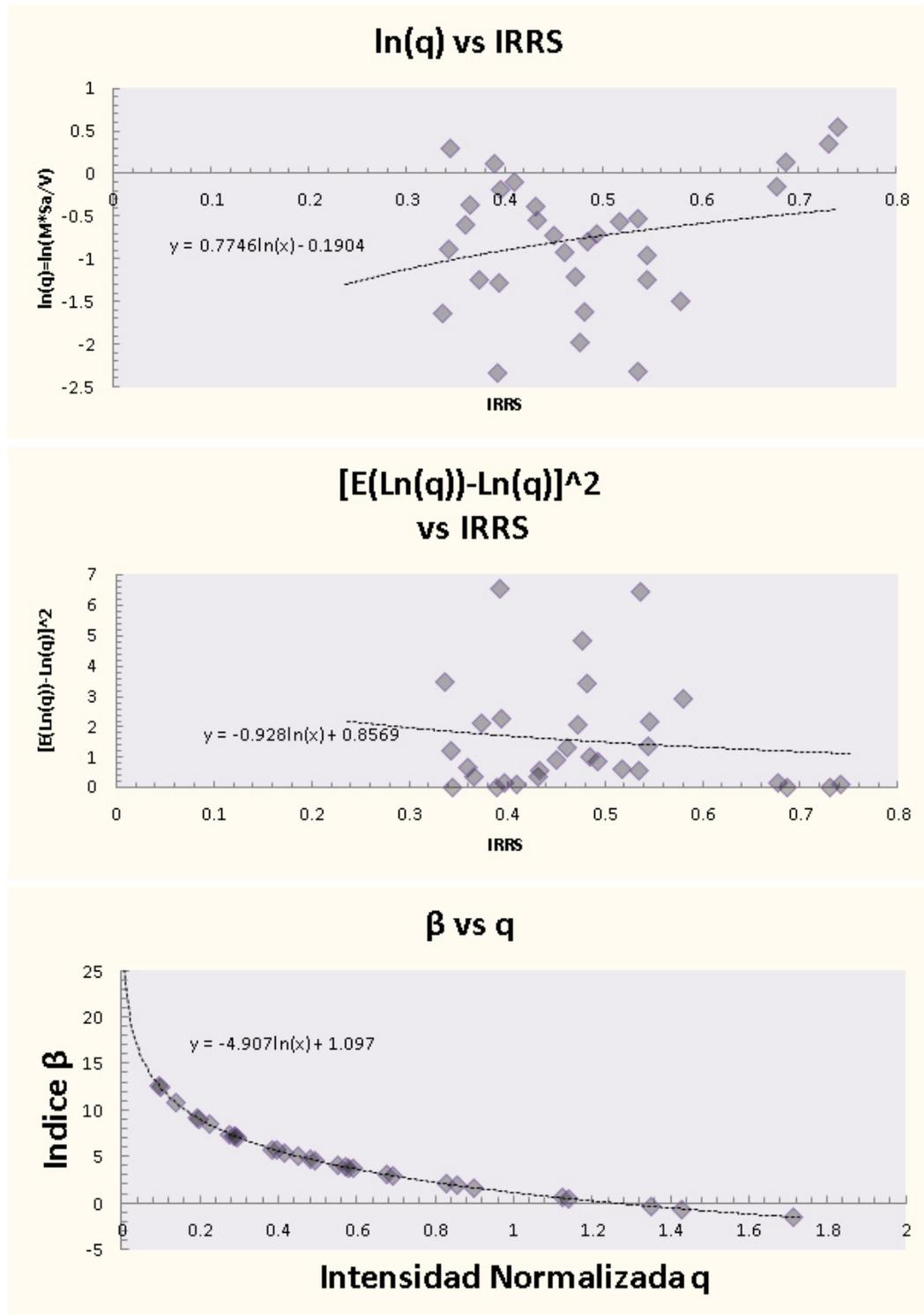


Figura D.32: Gráficas de confiabilidad en dirección  $+Z$  para la estructura con muros de mampostería.

### D.2.4 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN -Z.

A continuación se presentan los principales resultados de la modelación no lineal de los edificios específicamente en la aplicación del Pushover en dirección Z negativa global.

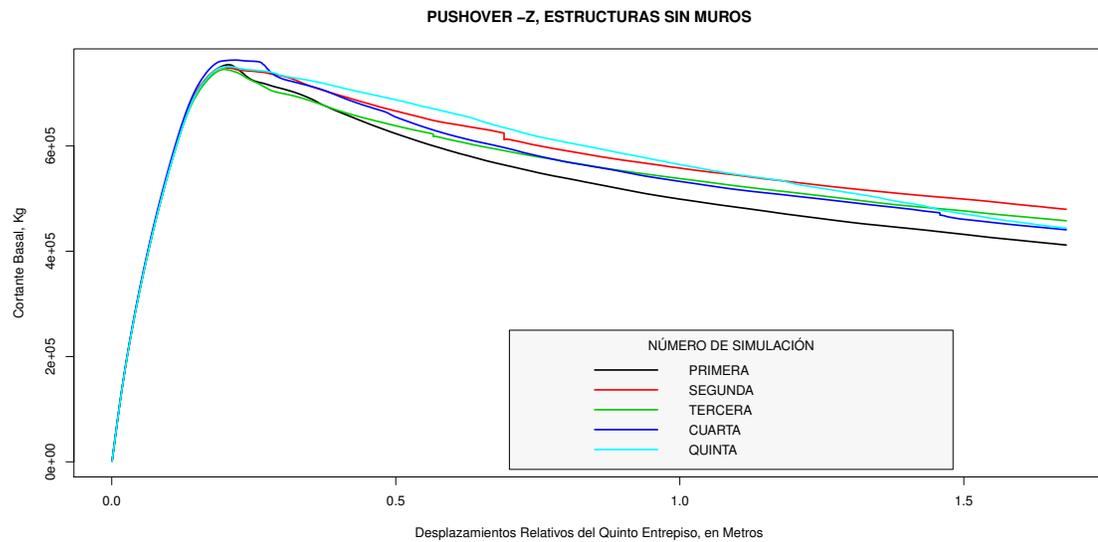


Figura D.33: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección  $-Z$ .

En la Figura D.37 y D.38 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML respectivamente.

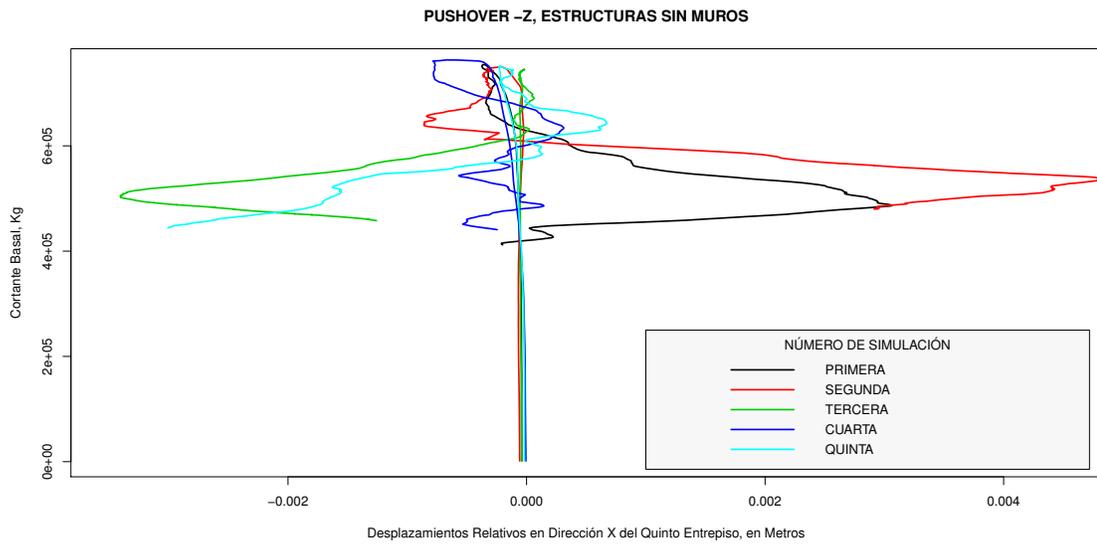


Figura D.34: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección  $-Z$ .

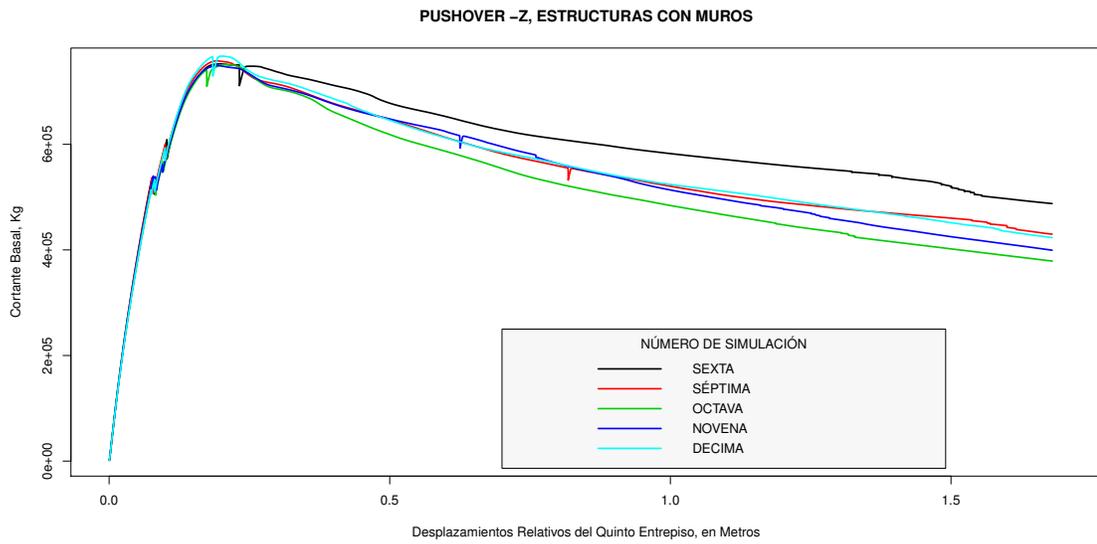


Figura D.35: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección  $-Z$ .

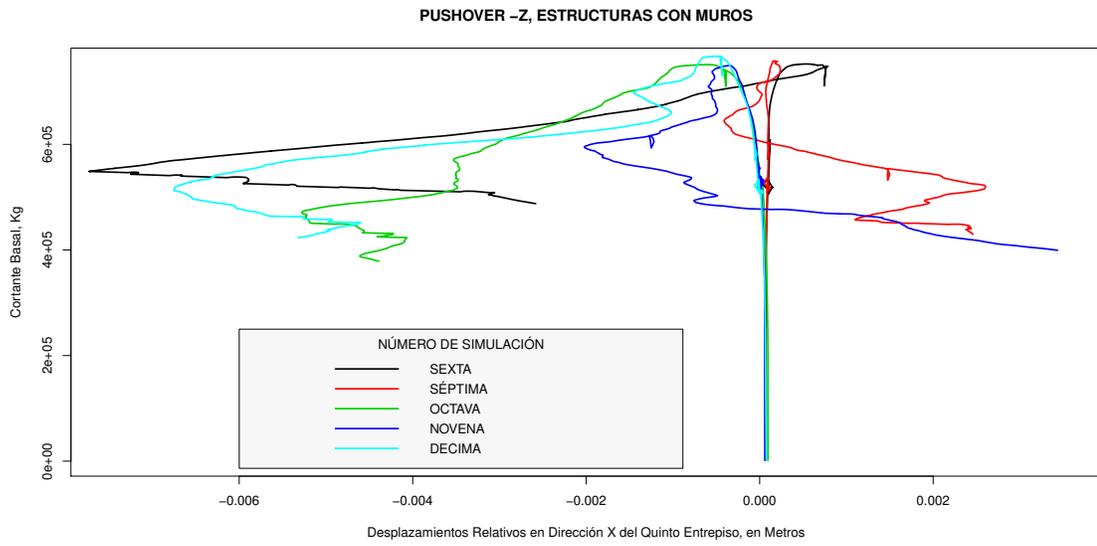


Figura D.36: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección  $-Z$ .

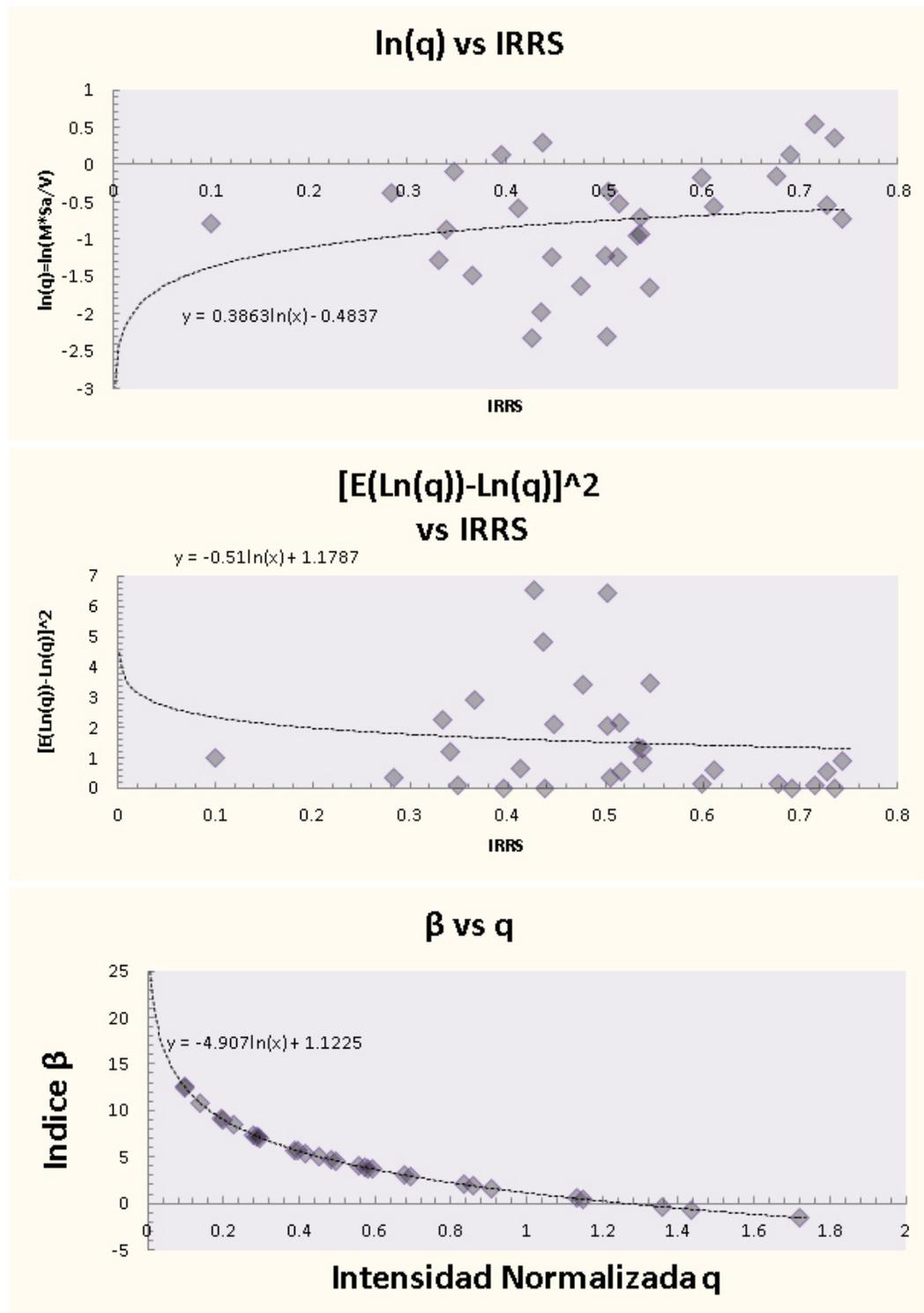


Figura D.37: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-Z$  para la estructura sin muros de mampostería.

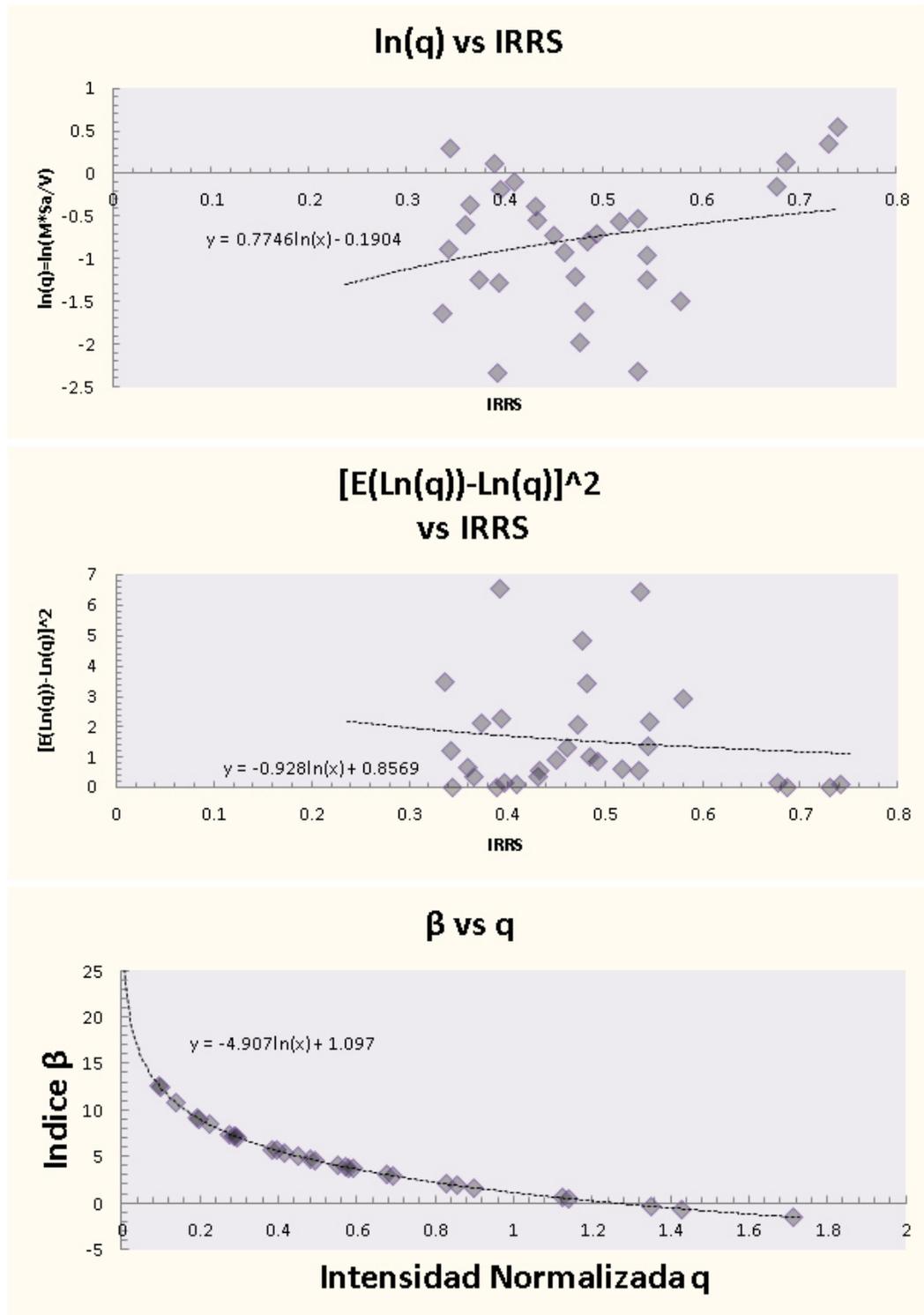


Figura D.38: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-Z$  para la estructura con muros de mampostería.

### D.2.5 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN $+X + Z$ .

A continuación se presentan los principales resultados de la modelación no lineal de los edificios específicamente en la aplicación del Pushover en dirección X y Z positiva global.

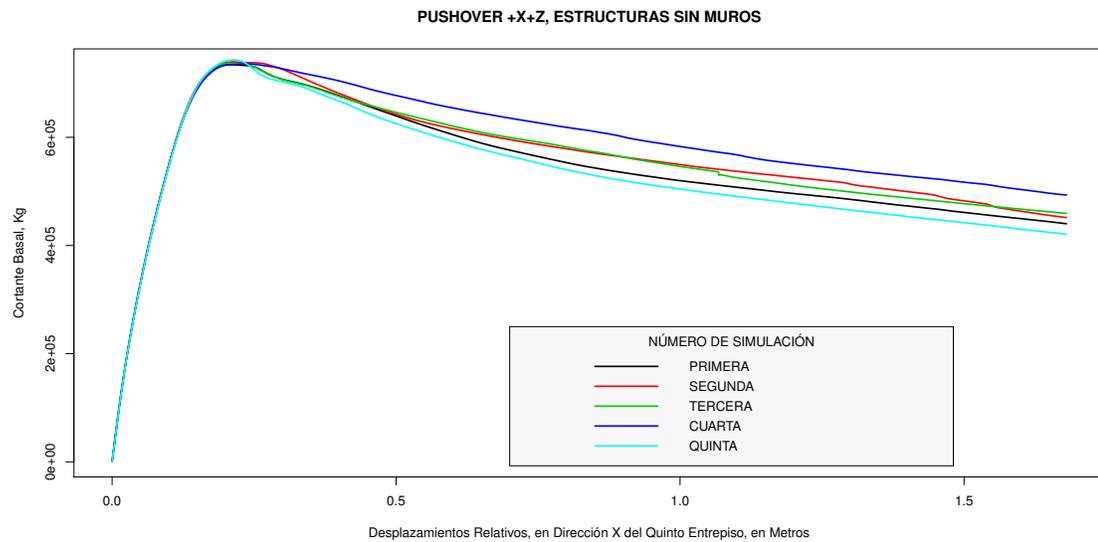


Figura D.39: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección  $+X + Z$ .

En la Figura D.43 a D.46 se presenta una de las simulaciones sometida a las tres componentes de uno de los sismos considerados. Para cada uno de los pushover bidireccionales se considera la  $K_{sec}$  de dicha componente sísmica.

En la Figura D.47 y D.48 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML respectivamente.

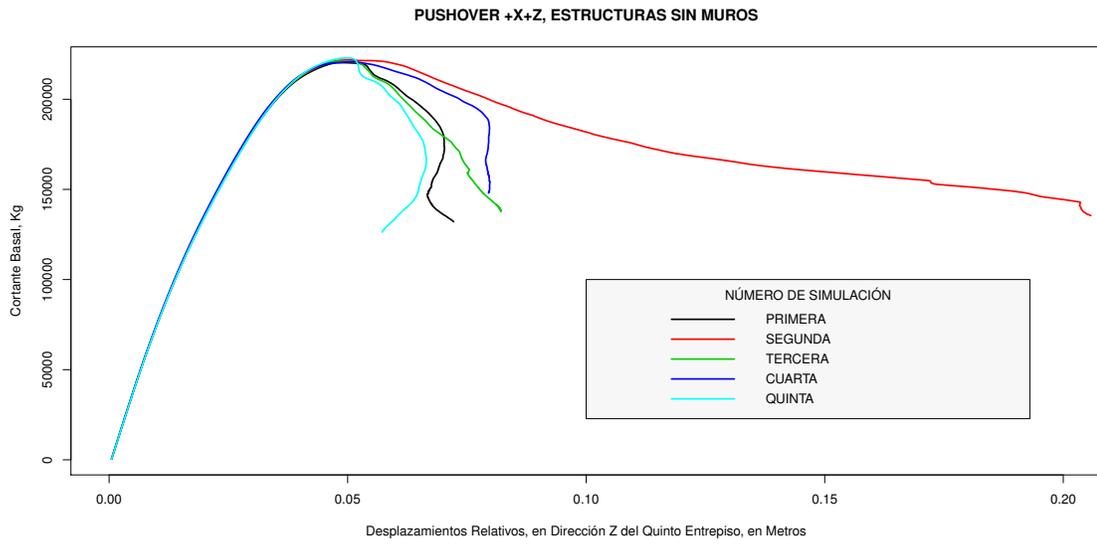


Figura D.40: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección +X + Z.

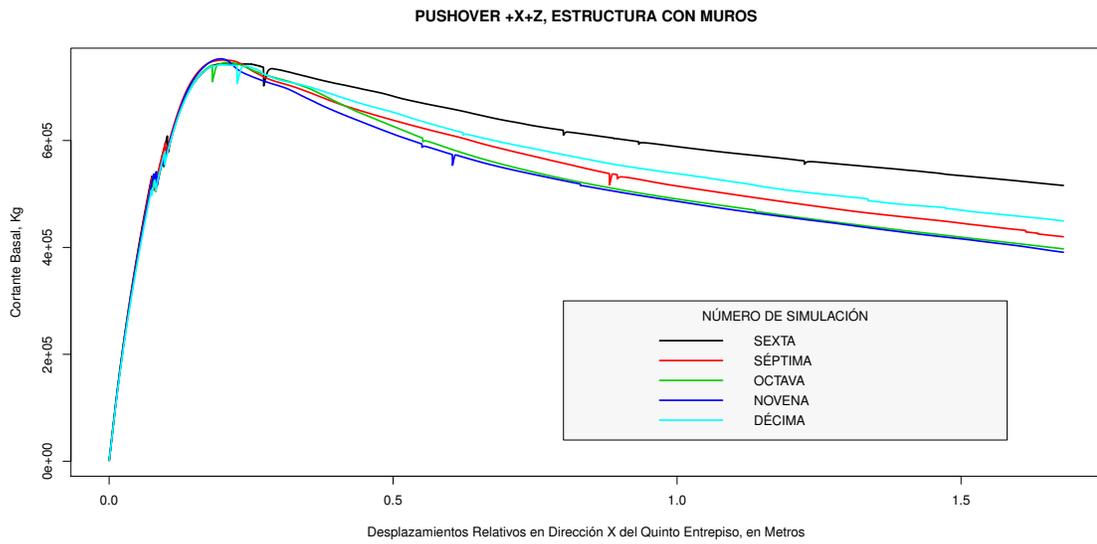


Figura D.41: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección +X + Z.

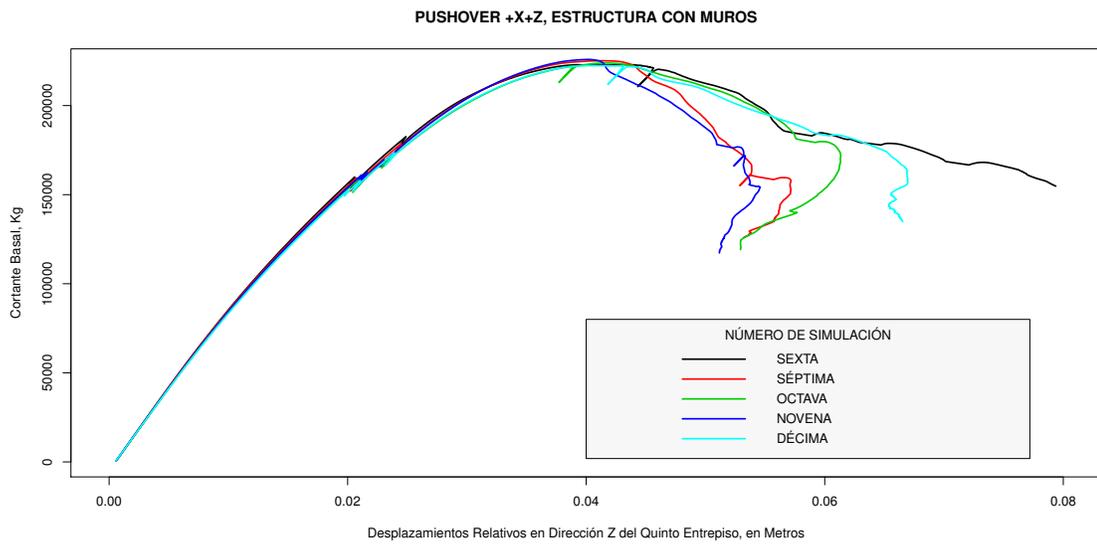


Figura D.42: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección +X + Z.

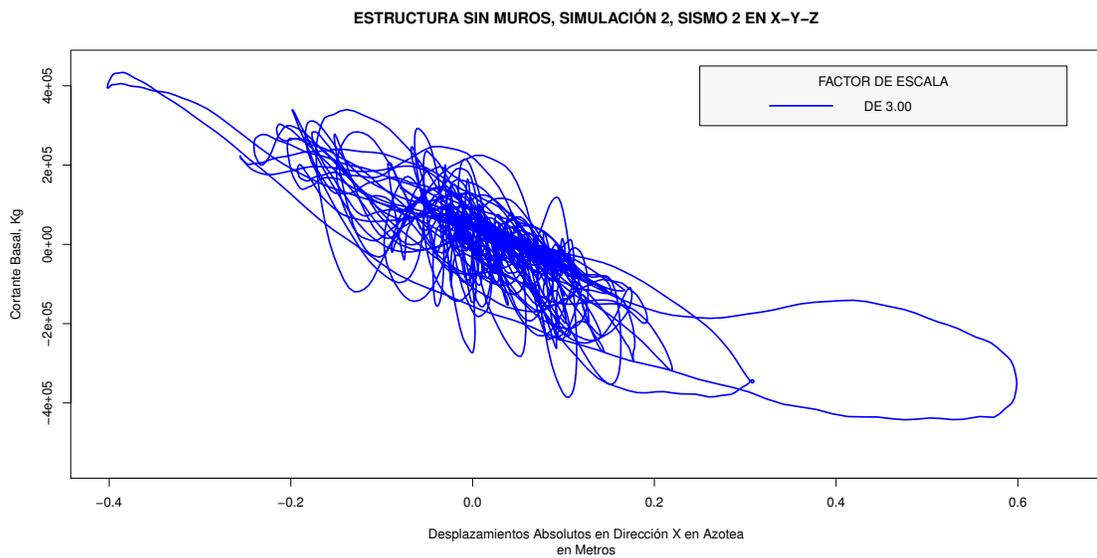


Figura D.43: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas sin muros en la dirección +X + Z.

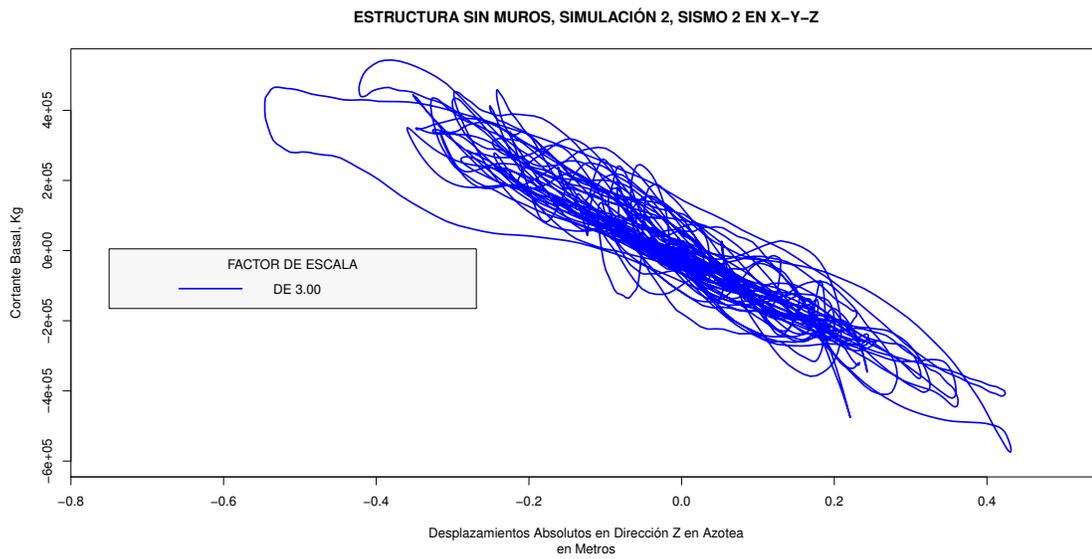


Figura D.44: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas sin muros en la dirección  $+X + Z$ .

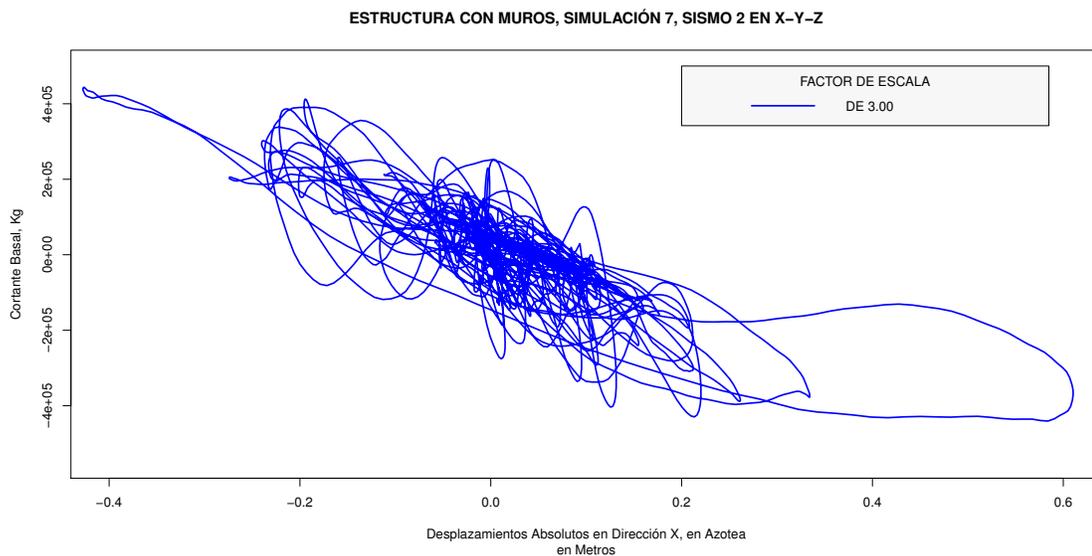


Figura D.45: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas con muros en la dirección  $+X + Z$ .

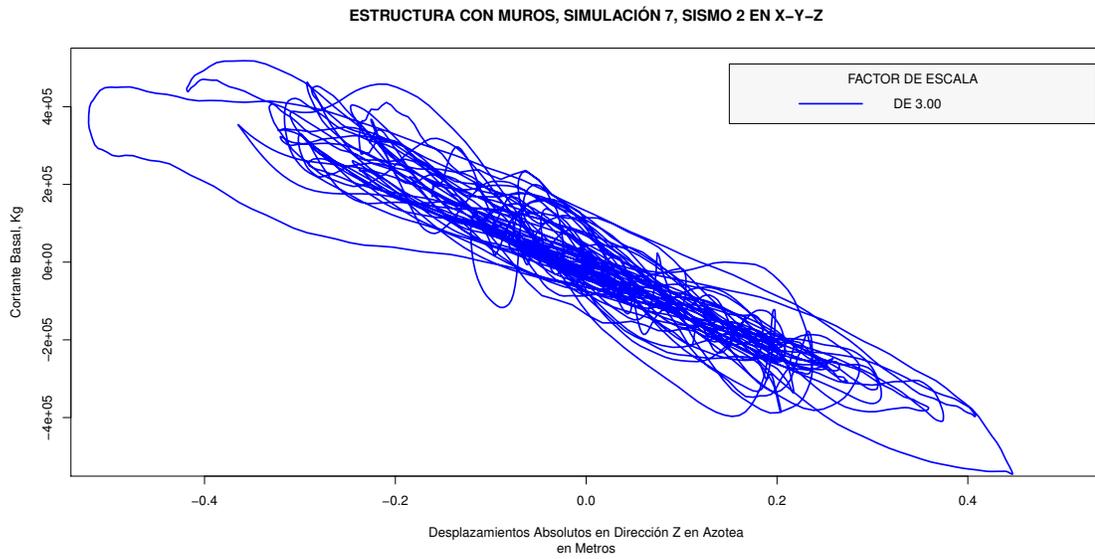


Figura D.46: Gráfica de un análisis dinámico no lineal de un sistema con propiedades simuladas con muros en la dirección  $+X + Z$ .

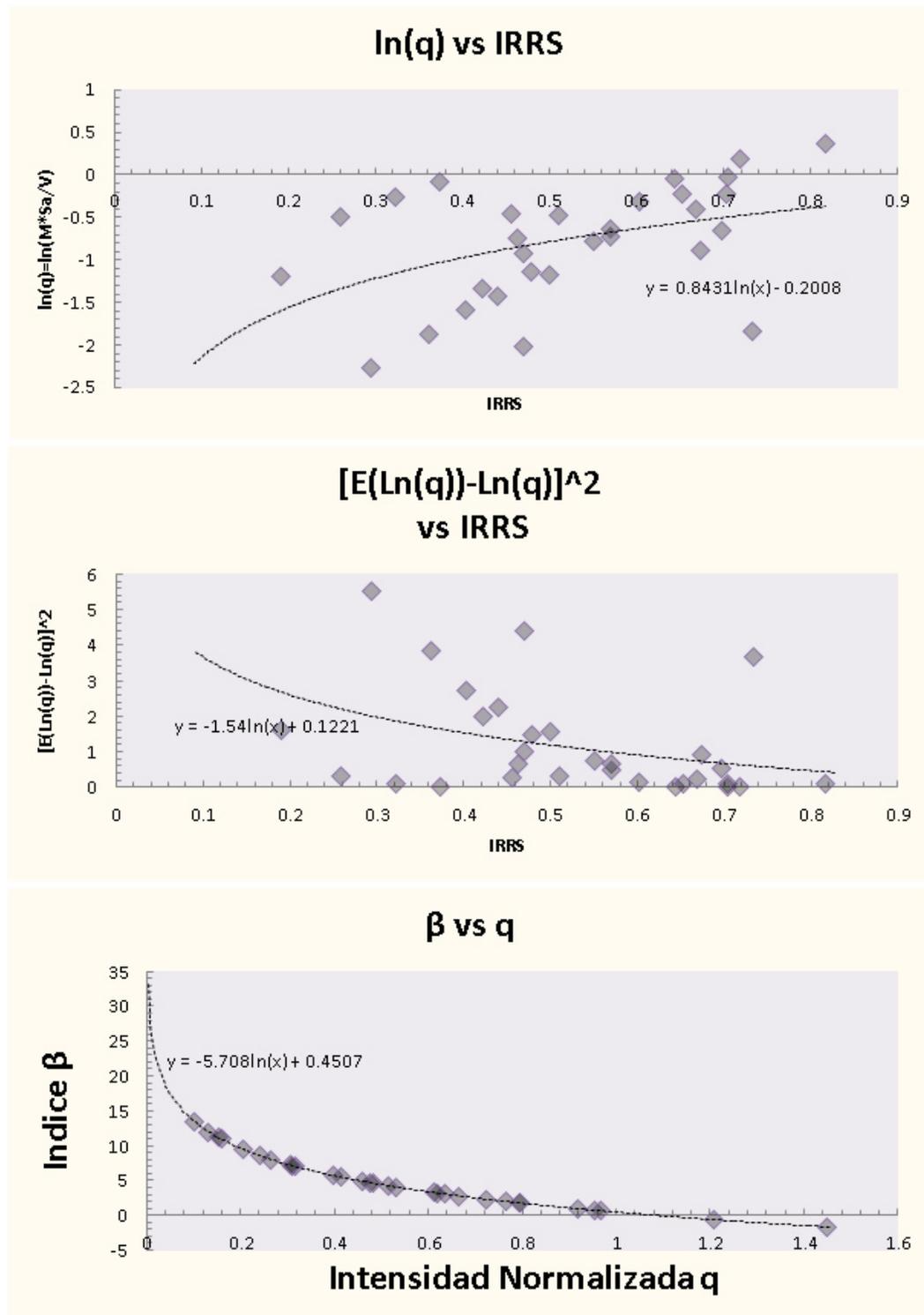


Figura D.47: Gráficas de confiabilidad en dirección  $+X + Z$  para la estructura sin muros de mampostería.

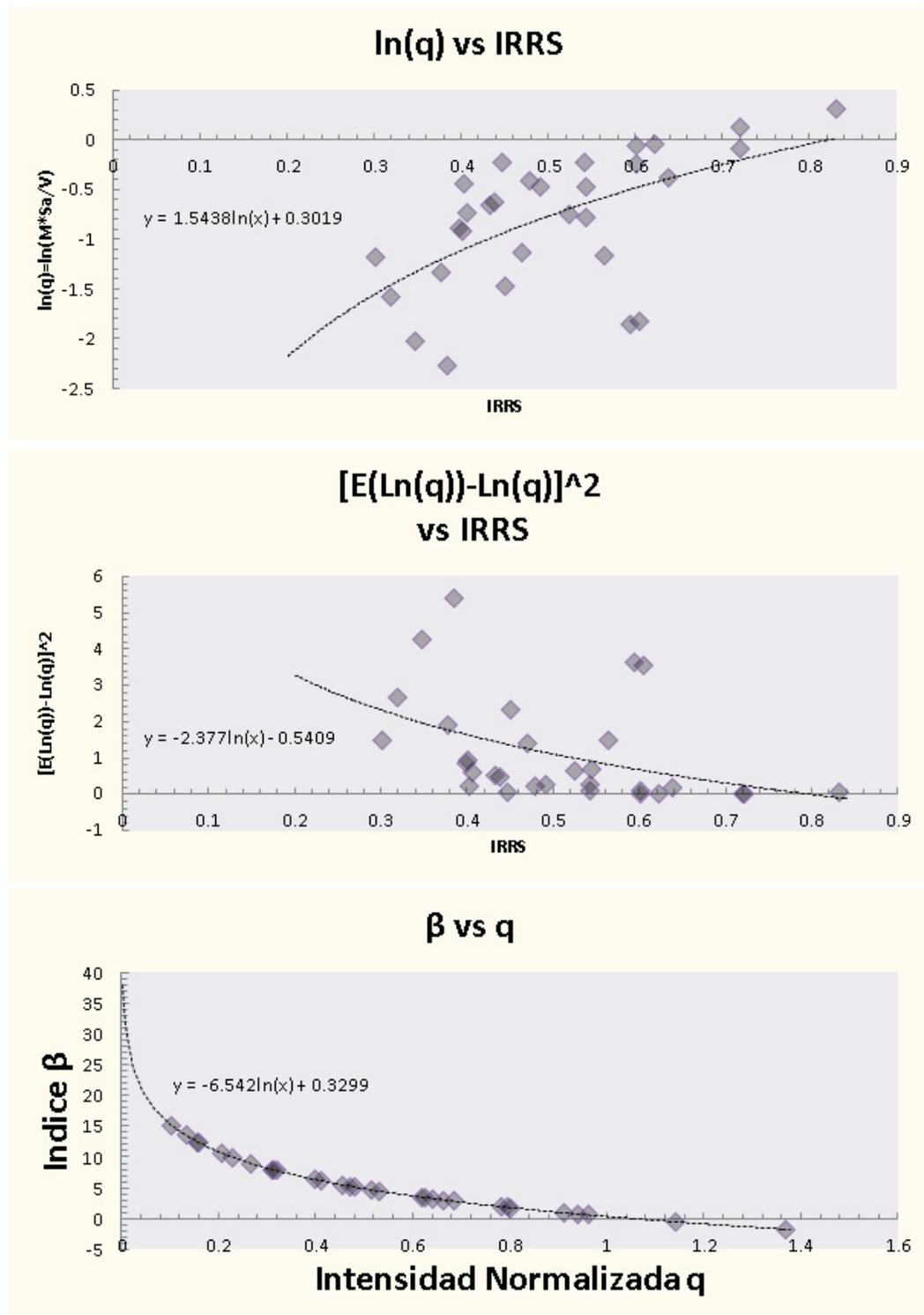


Figura D.48: Gráficas de confiabilidad en dirección  $+X + Z$  para la estructura con muros de mampostería.

### D.2.6 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN +X-Z.

A continuación se presentan los principales resultados de la modelación no lineal de los edificios específicamente en la aplicación del Pushover en dirección X positiva y Z negativa global.

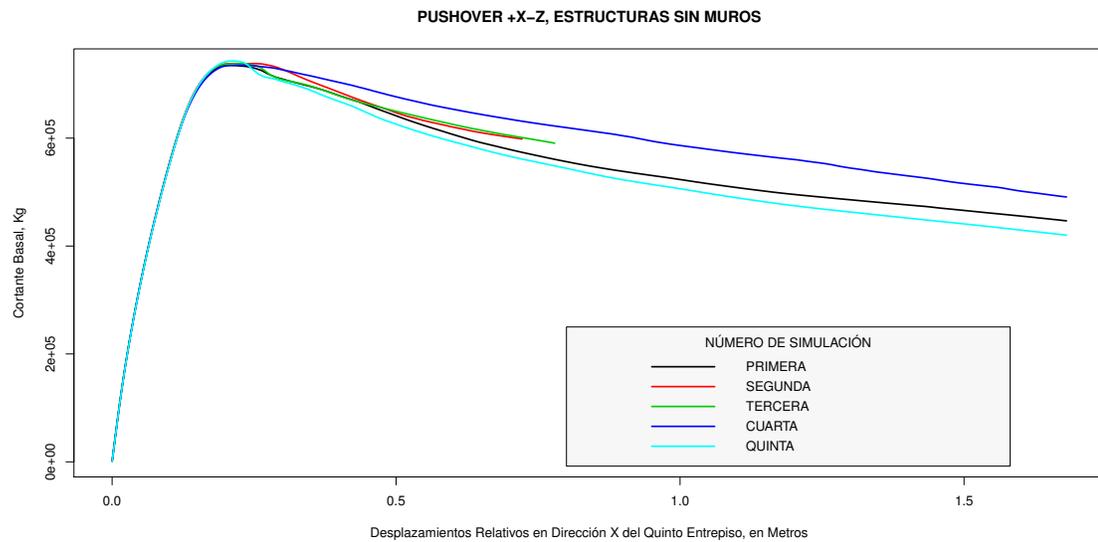


Figura D.49: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección +X - Z.

En la Figura D.53 y D.54 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML respectivamente.

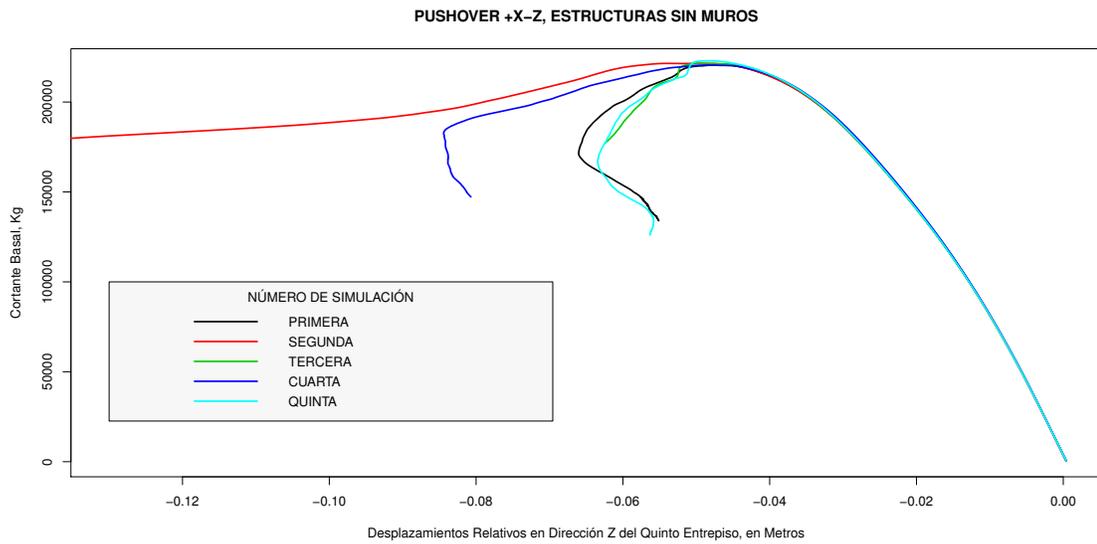


Figura D.50: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección  $+X - Z$ .

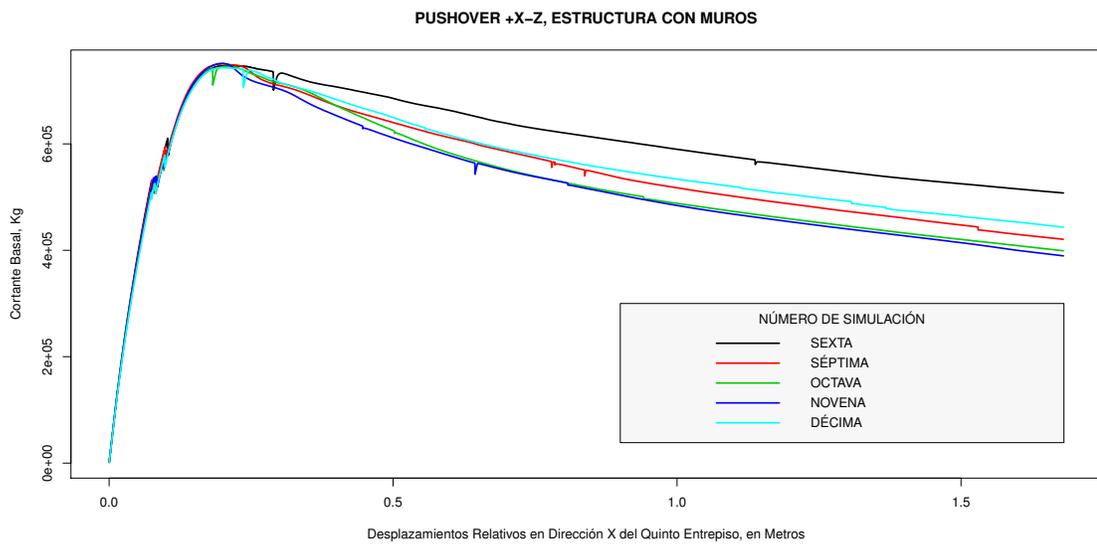


Figura D.51: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección  $+X - Z$ .

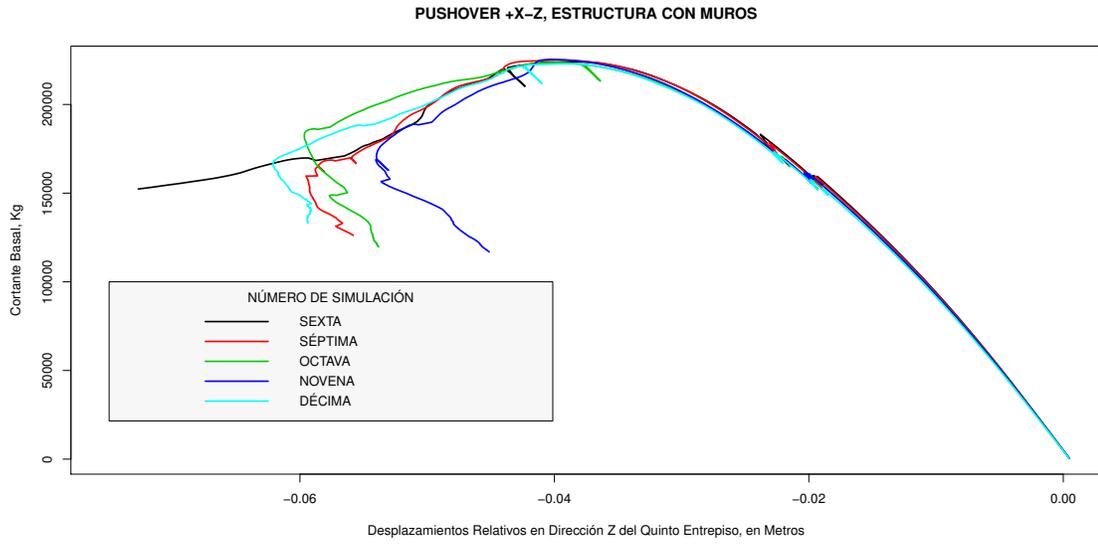


Figura D.52: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección +X - Z.

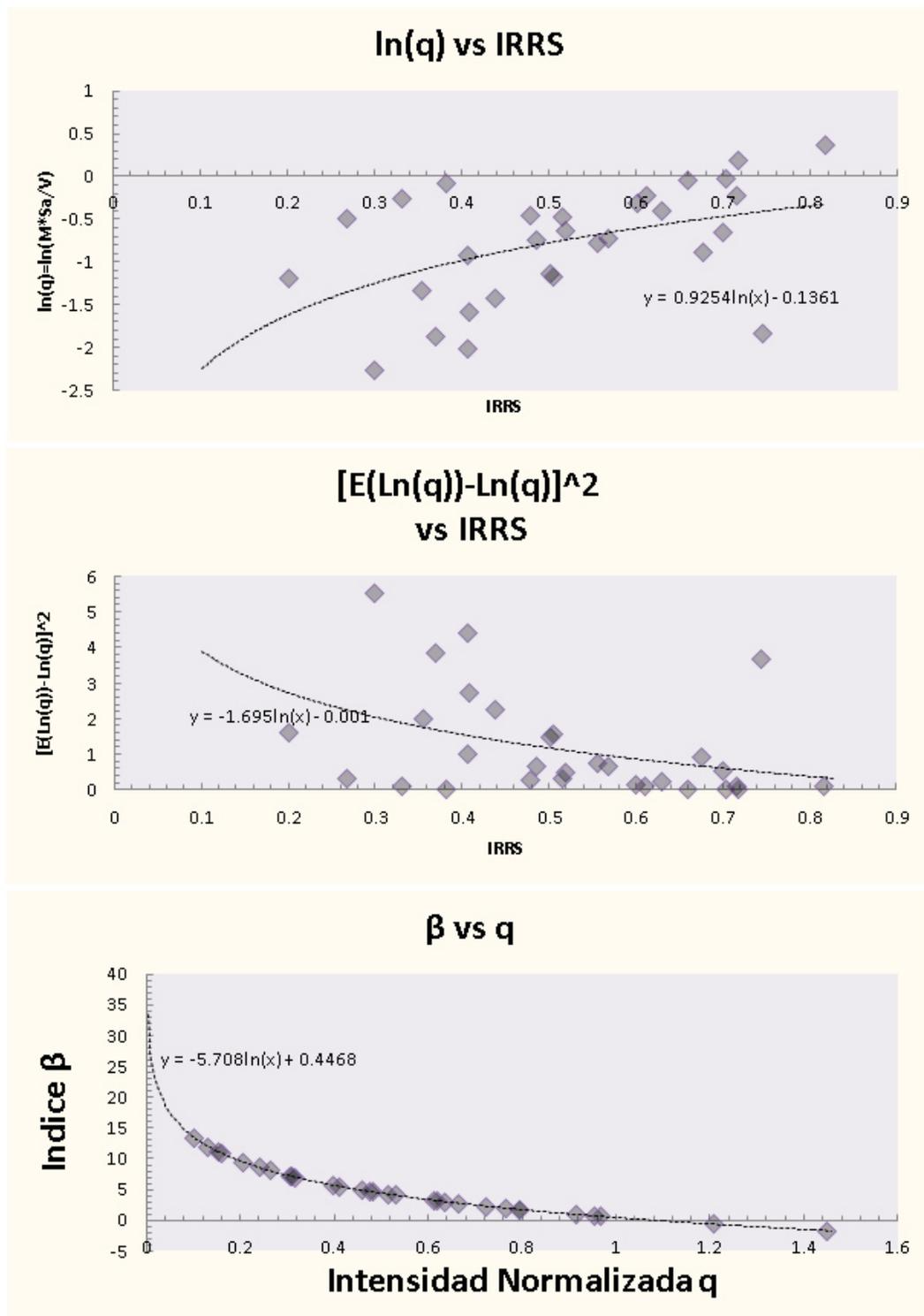


Figura D.53: Gráficas de confiabilidad en dirección  $+X - Z$  para la estructura sin muros de mampostería.

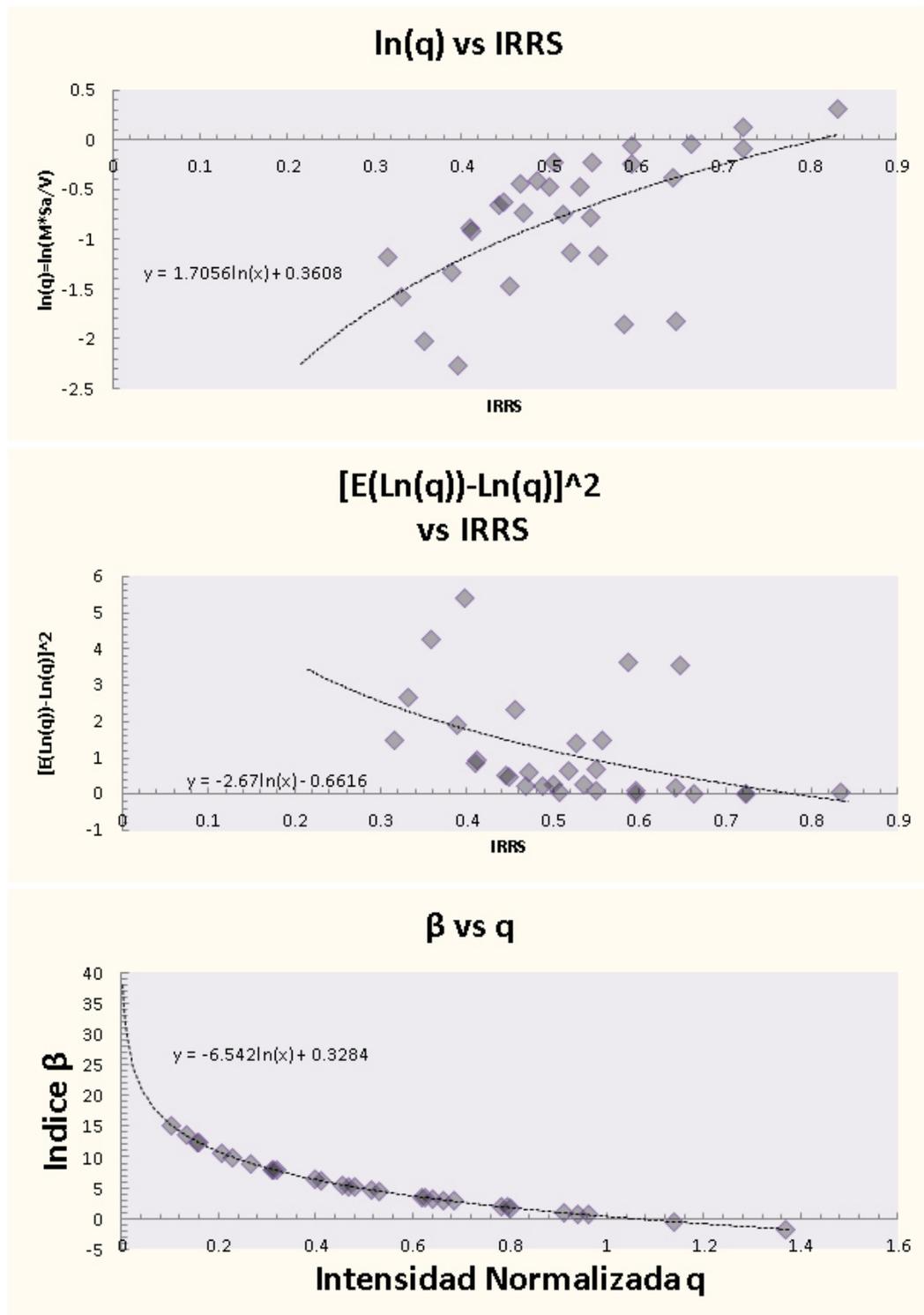


Figura D.54: Gráficas de confiabilidad en dirección  $+X - Z$  para la estructura con muros de mampostería.

### D.2.7 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN $-X+Z$ .

A continuación se presentan los principales resultados de la modelación no lineal de los edificios específicamente en la aplicación del Pushover en dirección  $X$  negativa y  $Z$  positiva global.

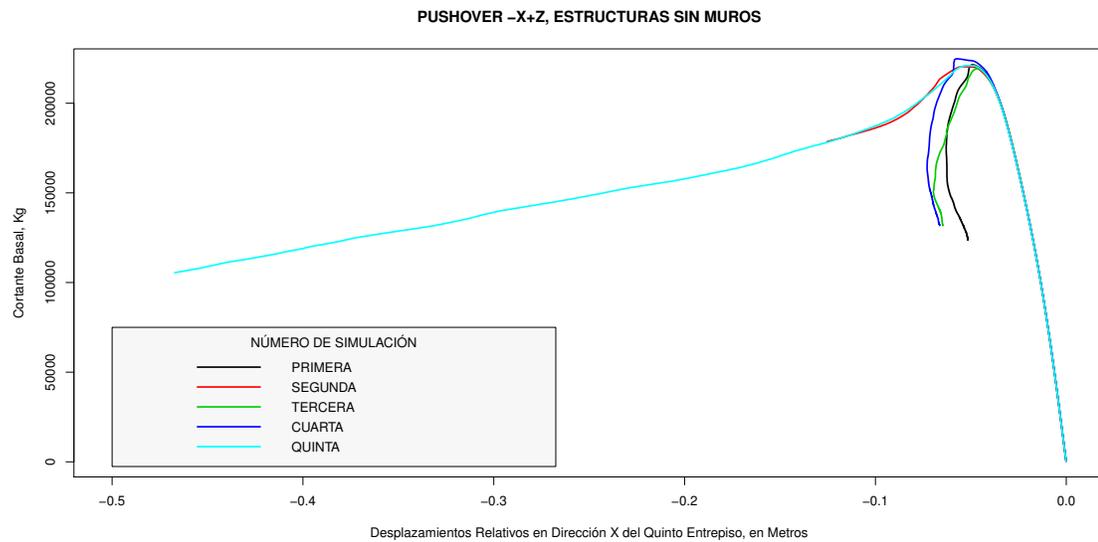


Figura D.55: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección  $-X + Z$ .

En la Figura D.59 y D.60 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML respectivamente.

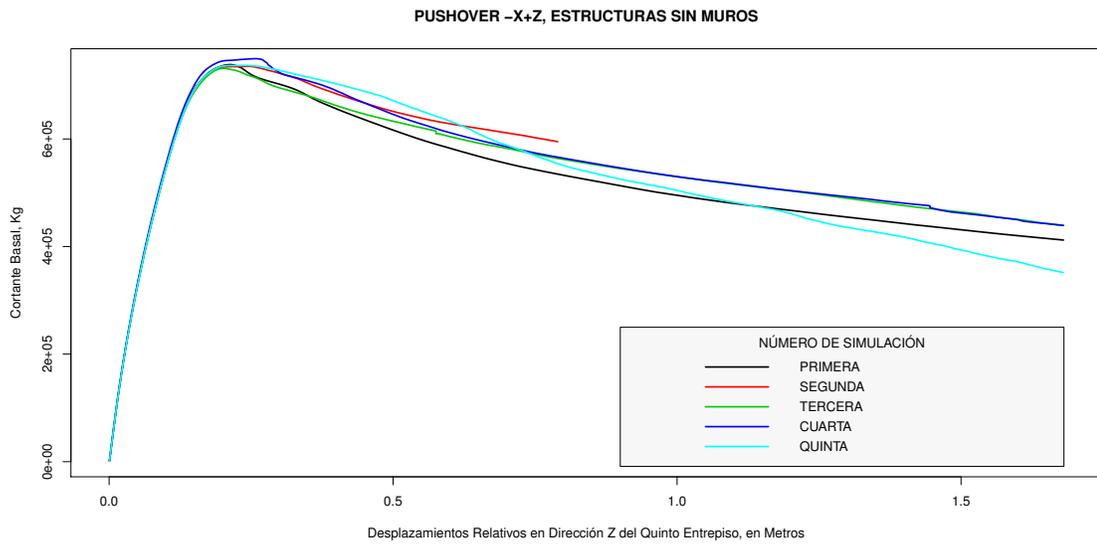


Figura D.56: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección  $-X + Z$ .

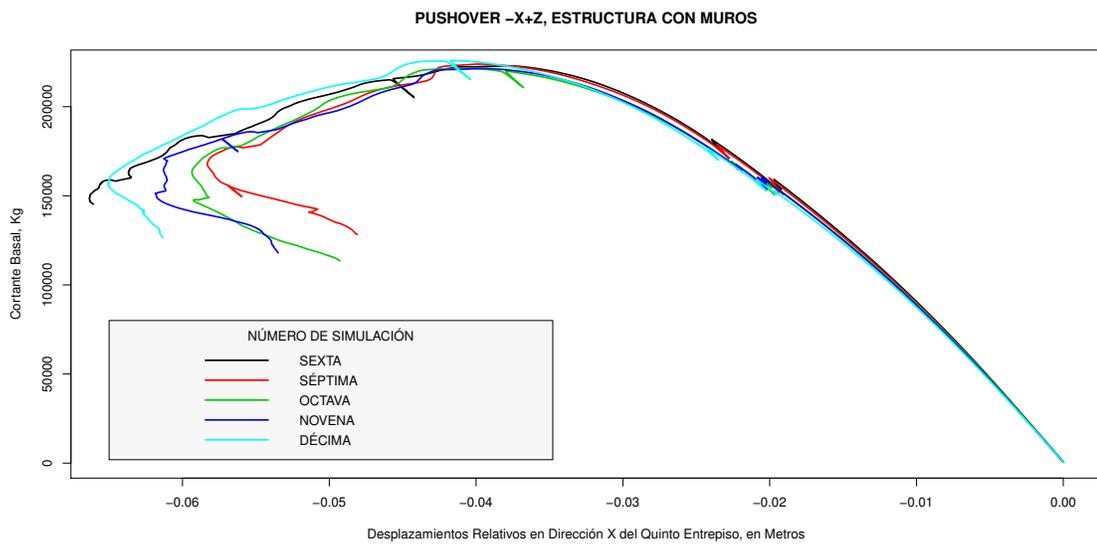


Figura D.57: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección  $-X + Z$ .

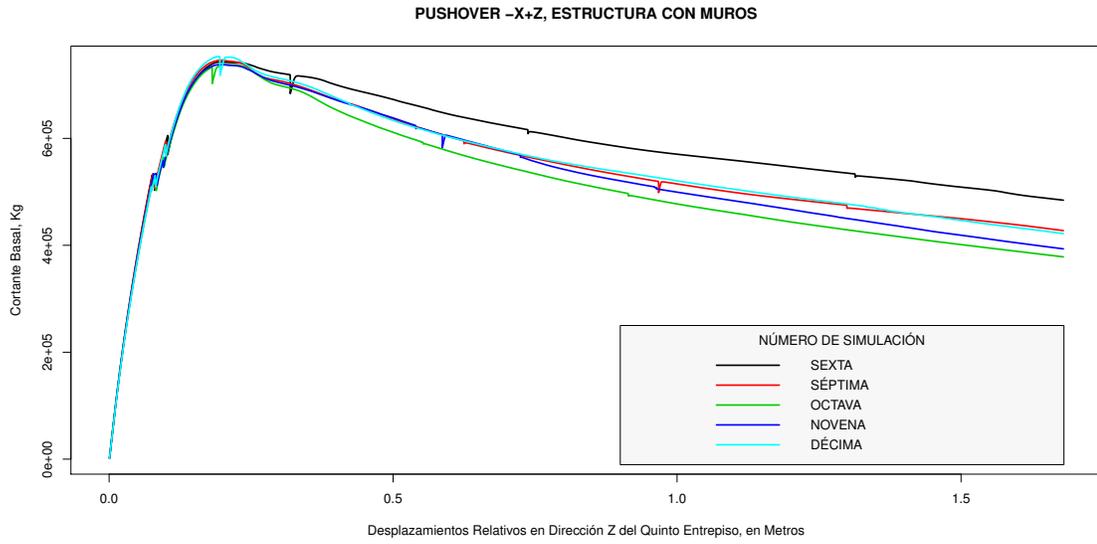


Figura D.58: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección  $-X + Z$ .

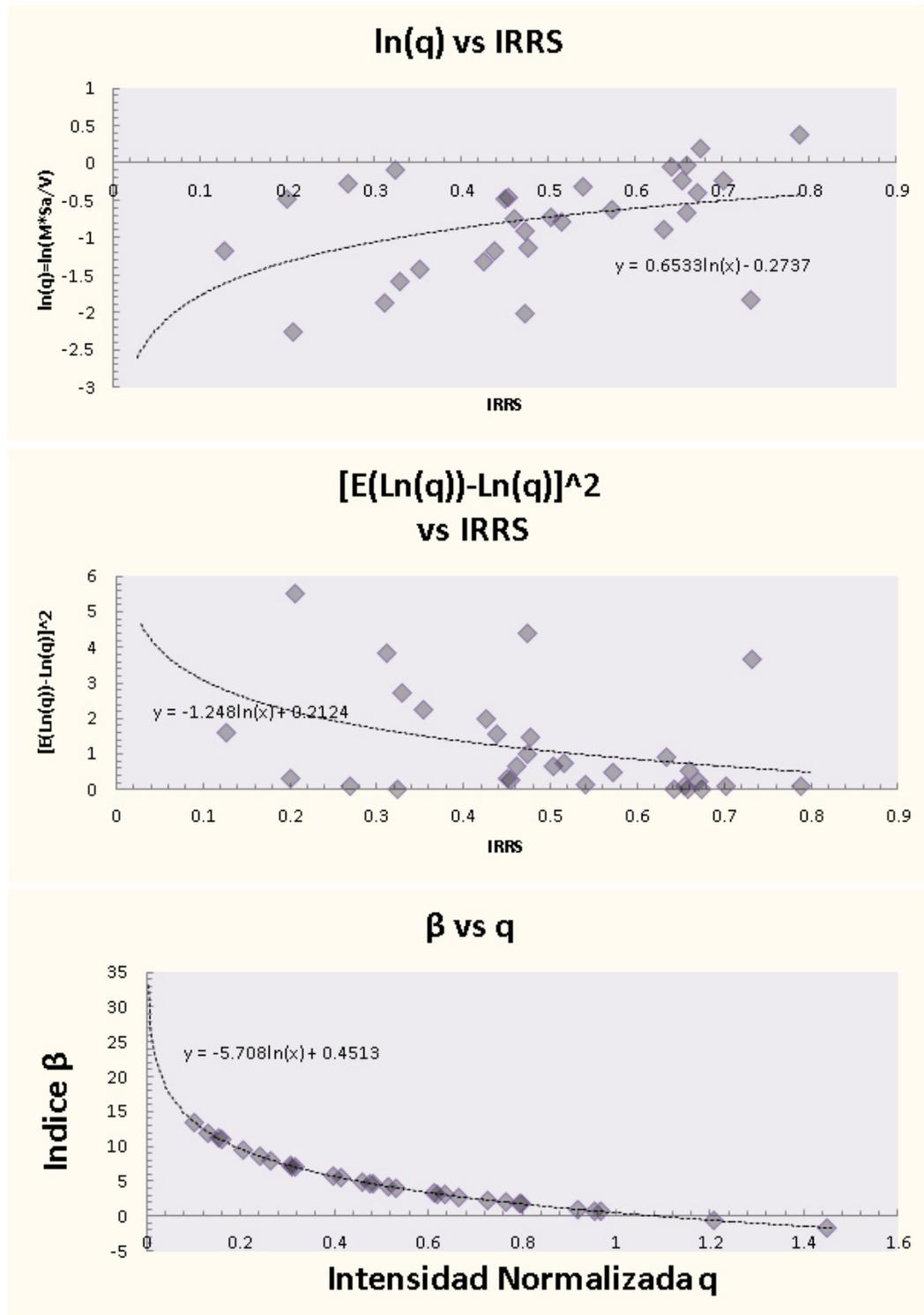


Figura D.59: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-X + Z$  para la estructura sin muros de mampostería.

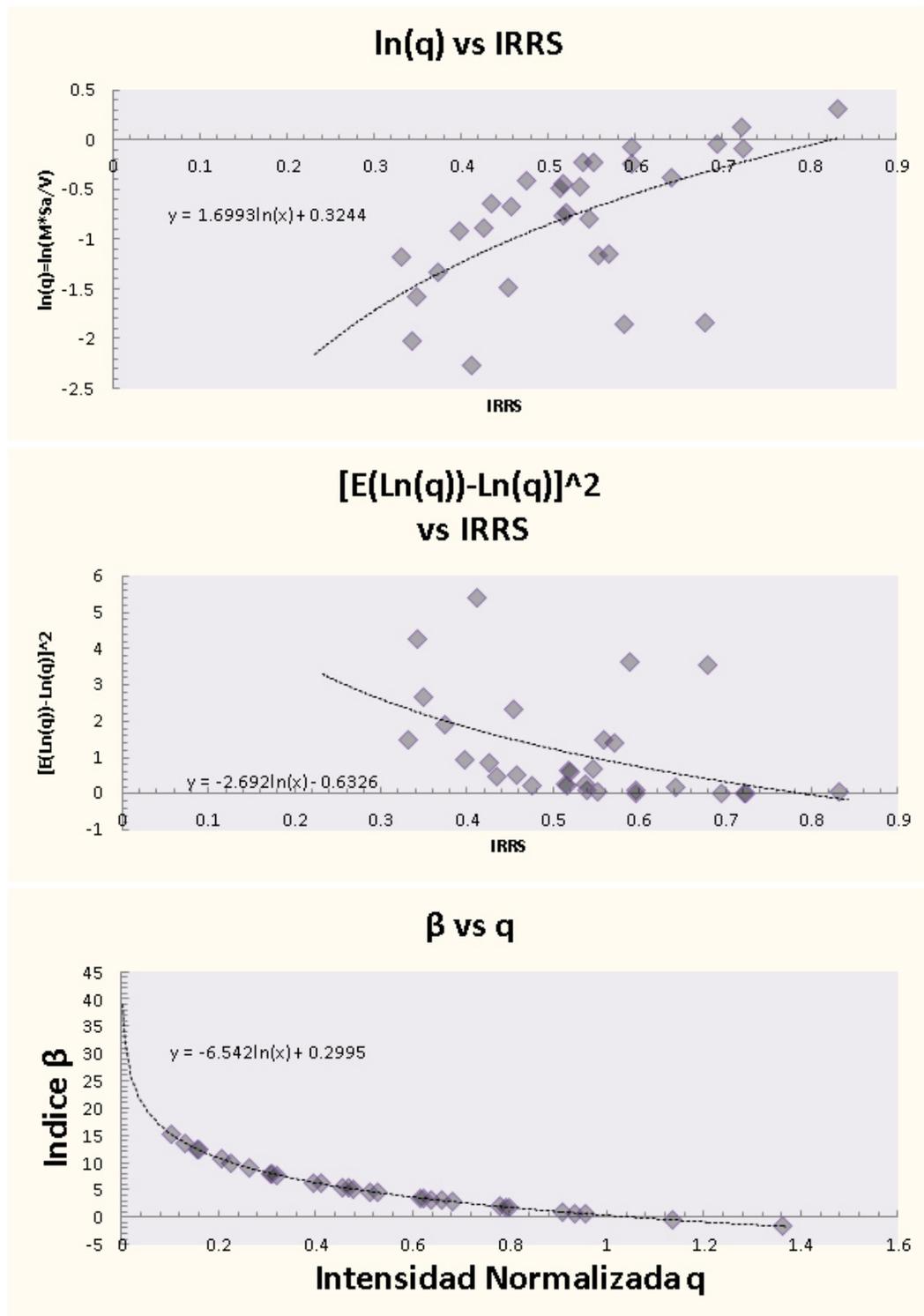


Figura D.60: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-X + Z$  para la estructura con muros de mampostería.

### D.2.8 ANÁLISIS EN DIRECCIÓN -X-Z.

A continuación se presentan los principales resultados de la modelación no lineal de los edificios específicamente en la aplicación del Pushover en dirección X negativa y Z negativa global.

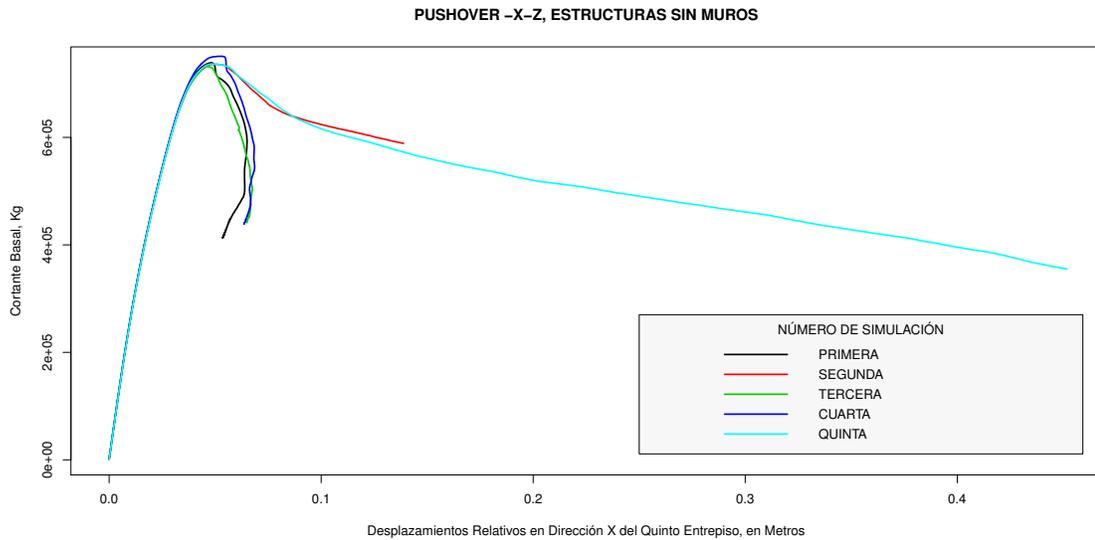


Figura D.61: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección  $-X - Z$ .

En la Figura D.65 y D.66 se presentan las gráficas de confiabilidad obtenidas para los sistemas ECMD y ECML respectivamente.

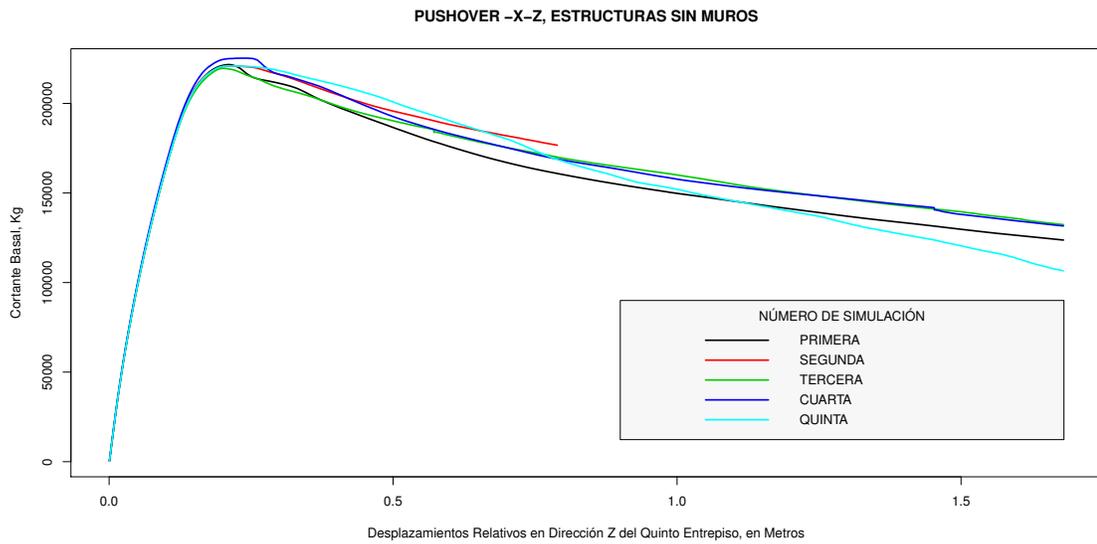


Figura D.62: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas sin muros en la dirección  $-X - Z$ .

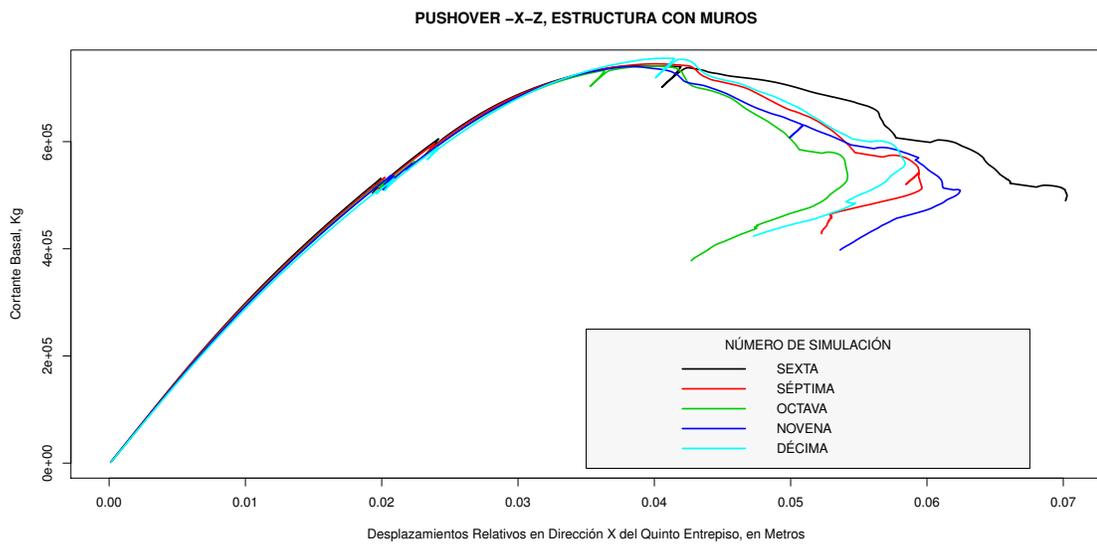


Figura D.63: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección  $-X - Z$ .

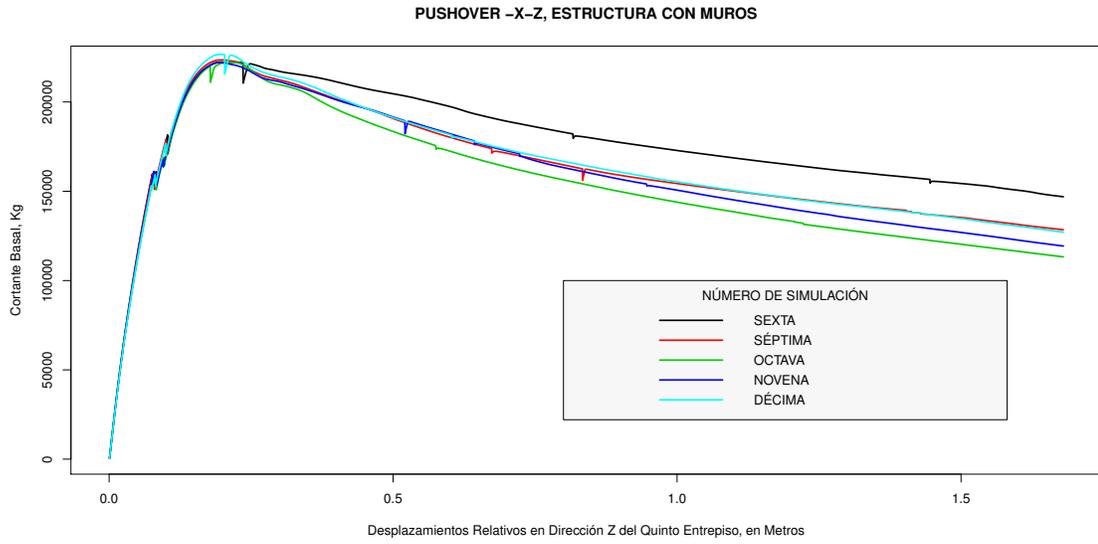


Figura D.64: Pushover de los sistemas con propiedades simuladas con muros en la dirección  $-X - Z$ .

Hasta este punto se presentan los resultados generales y complementarios del *Capítulo 6*.

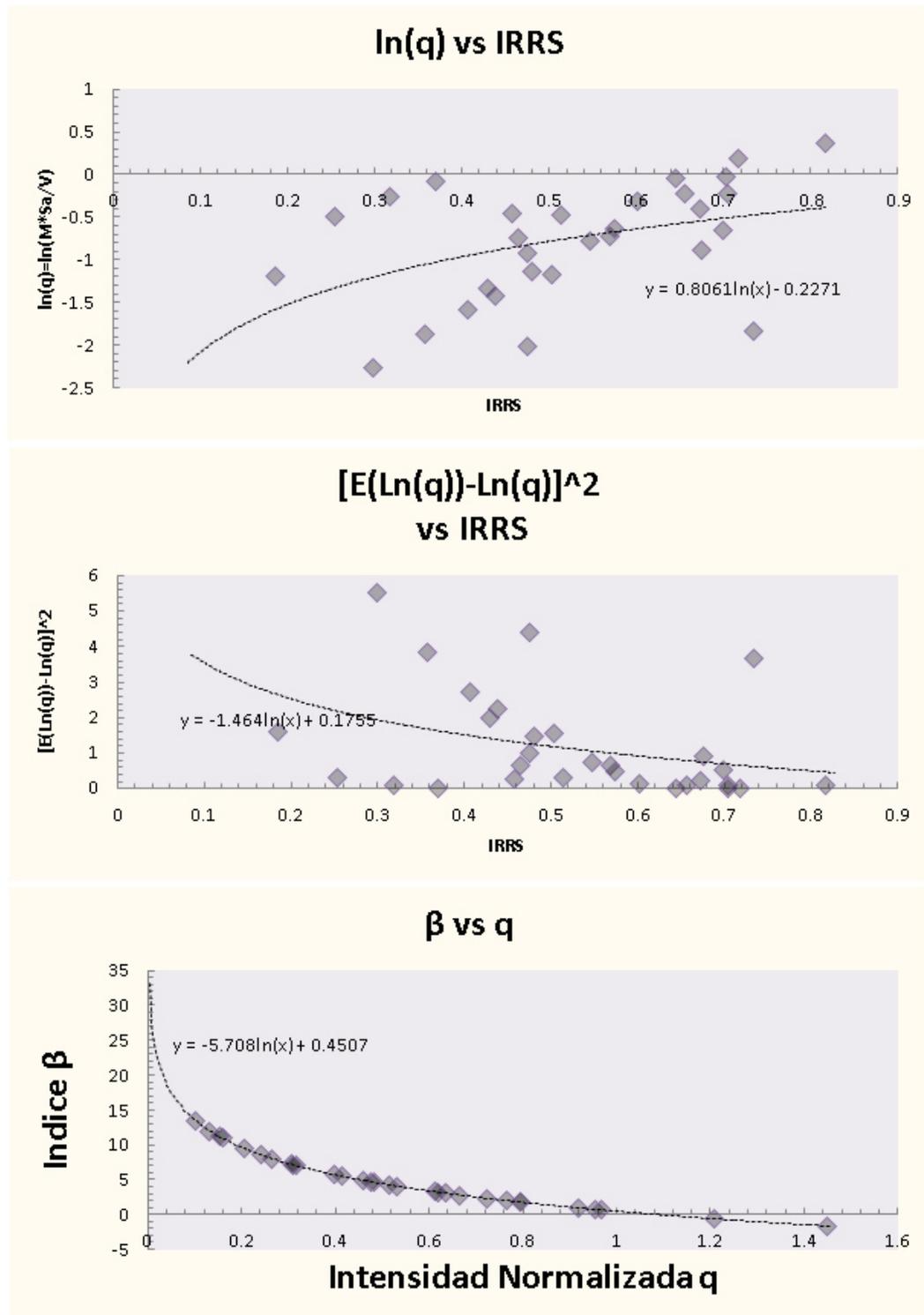


Figura D.65: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-X - Z$  para la estructura sin muros de mampostería.

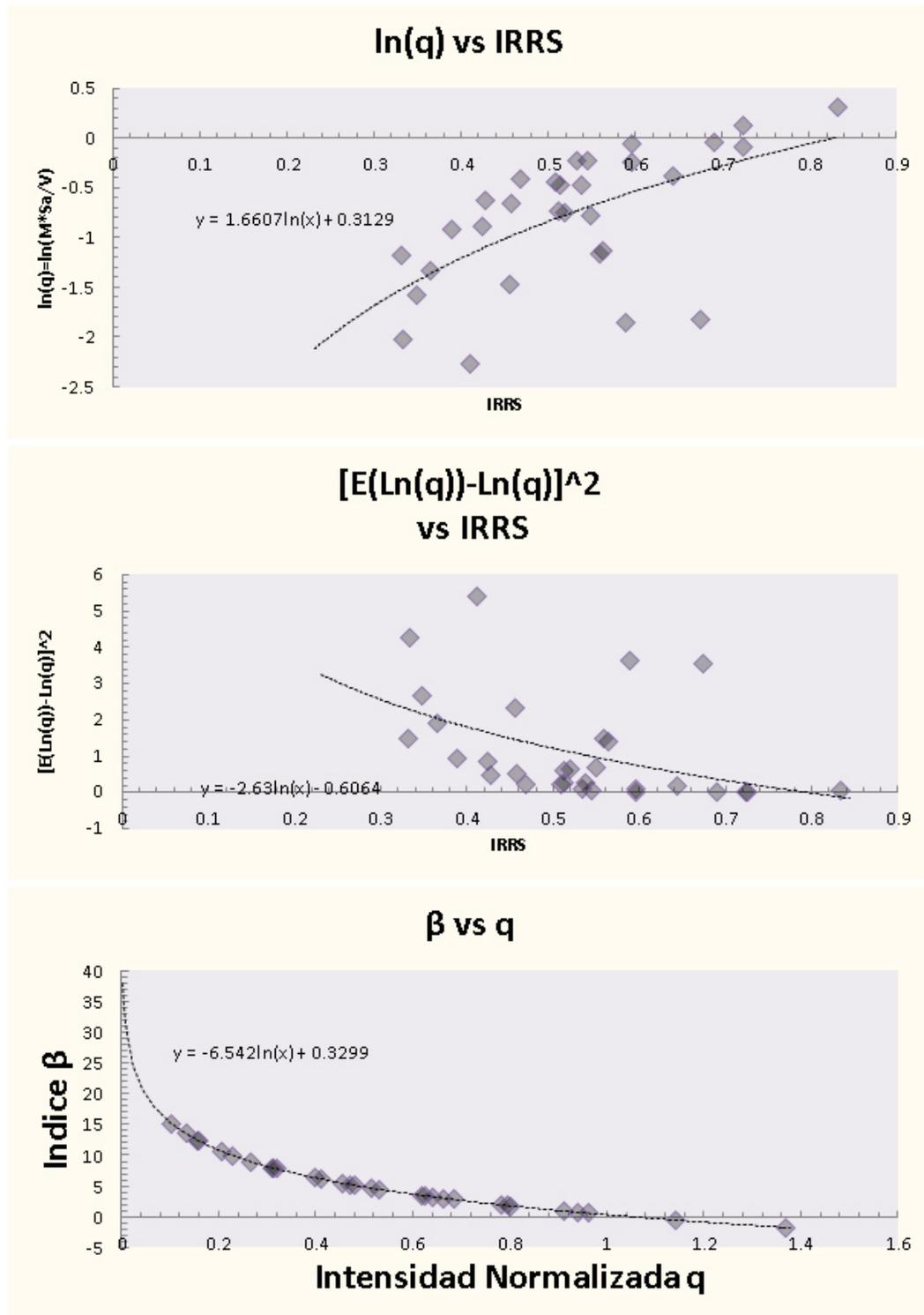


Figura D.66: Gráficas de confiabilidad en dirección  $-X - Z$  para la estructura con muros de mampostería.

### D.3 COMPORTAMIENTO EN TÉRMINOS DE DESPLAZAMIENTOS

A continuación se presentan algunos de los resultados obtenidos a través de la modelación estática no lineal; estos resultados corresponden a los niveles de desplazamiento y rotación así como de las distorsiones generadas en los entrepisos.

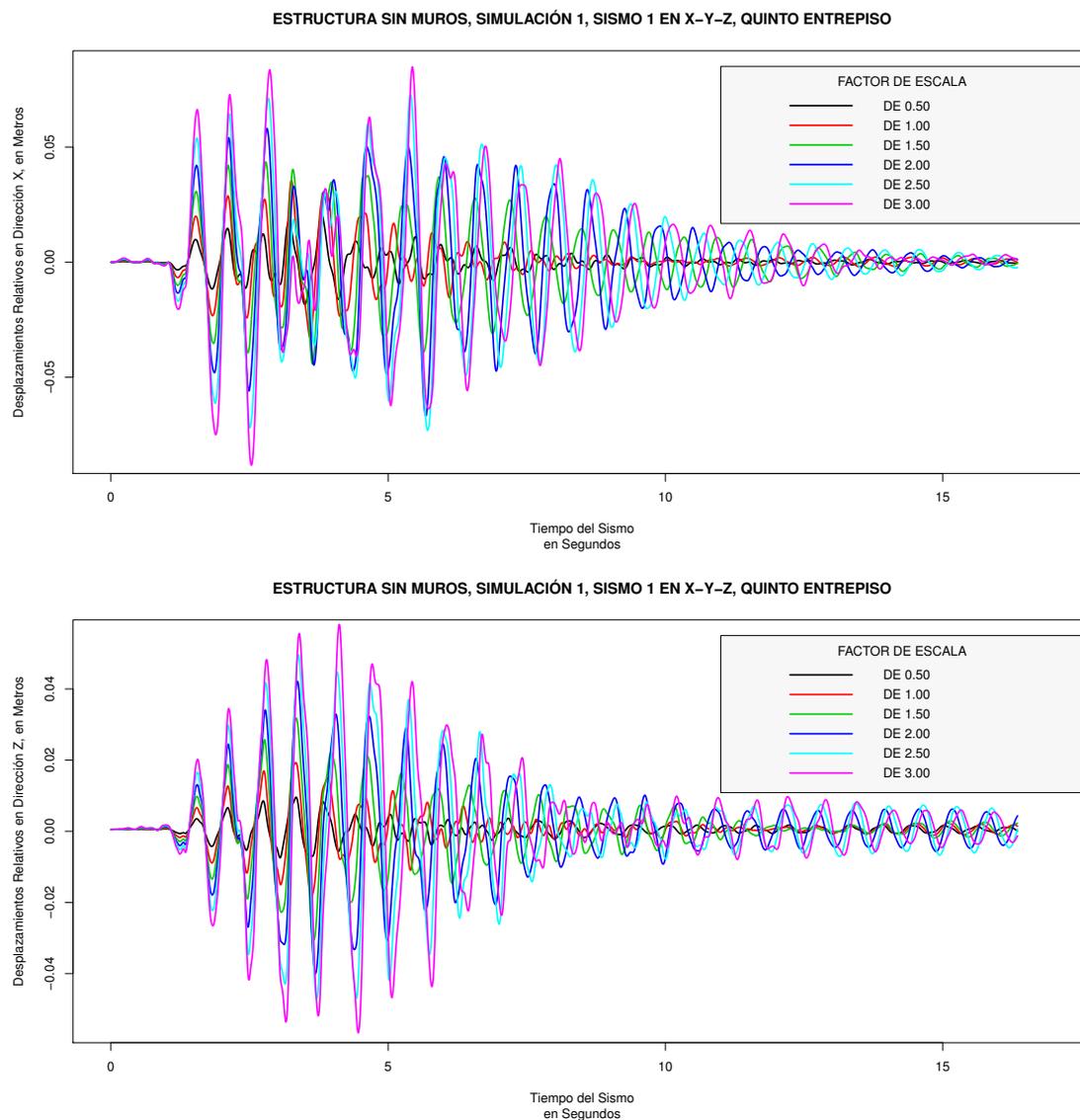


Figura D.67: Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 1.

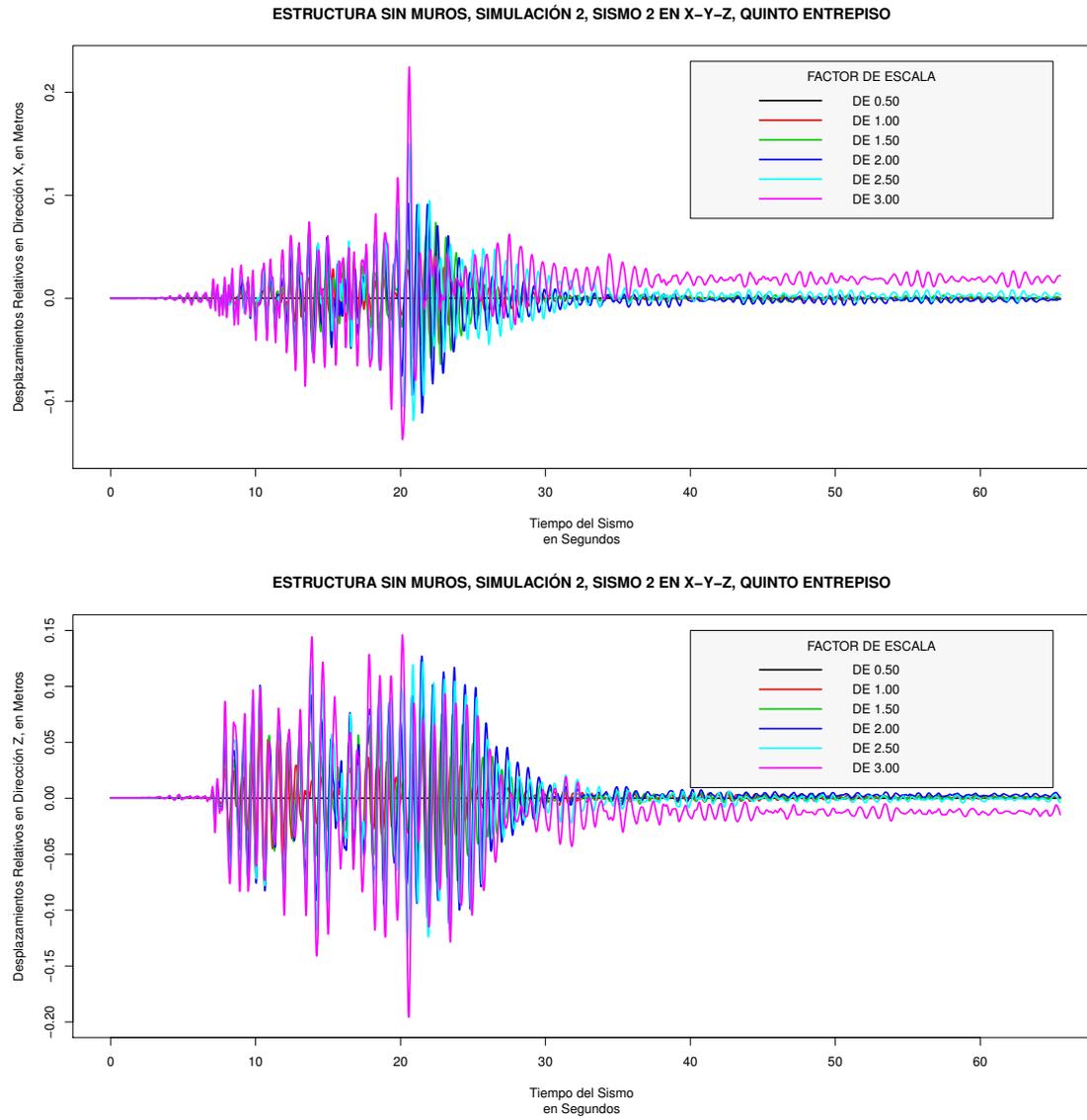


Figura D.68: Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 2.

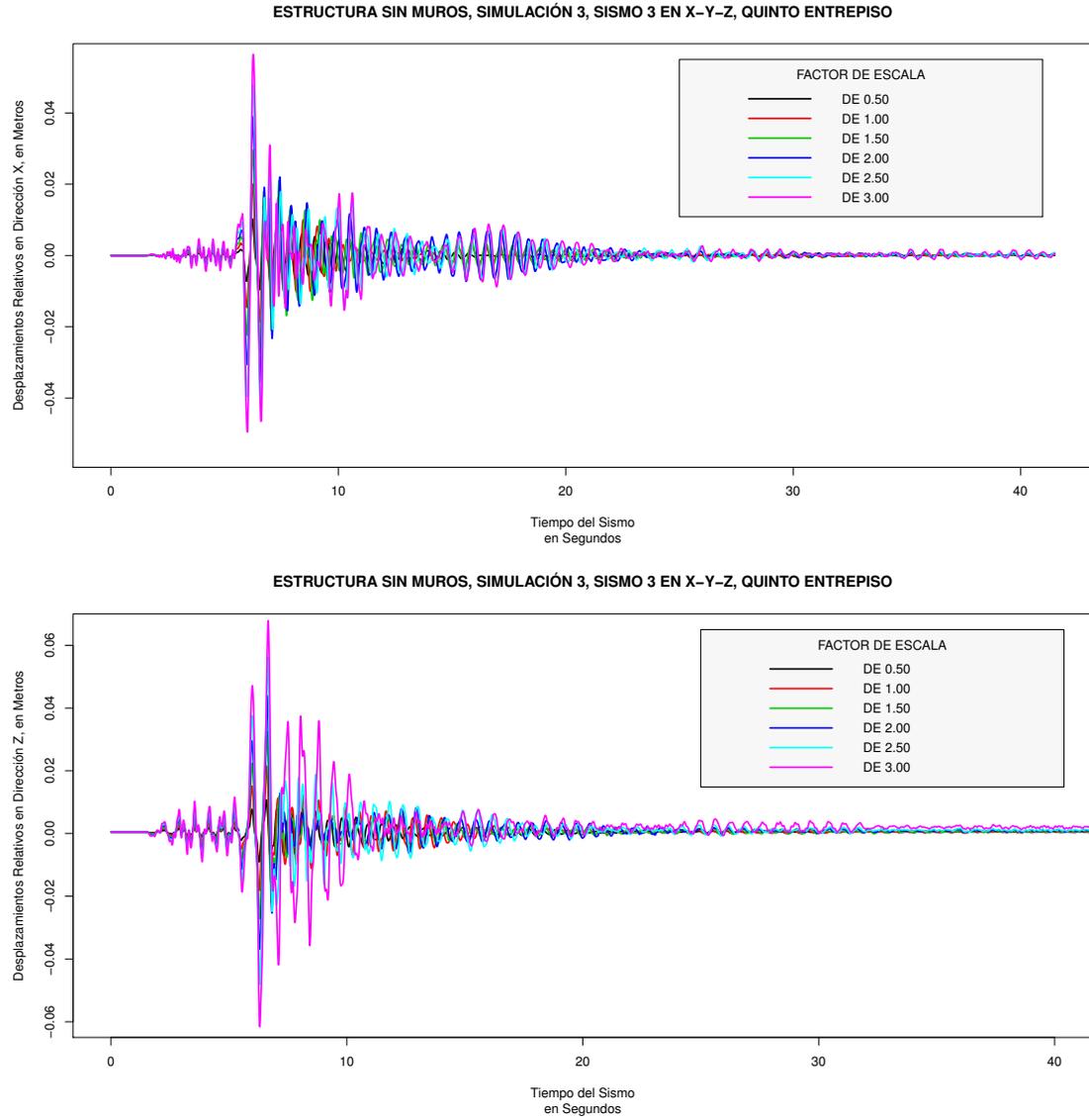


Figura D.69: Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 3.

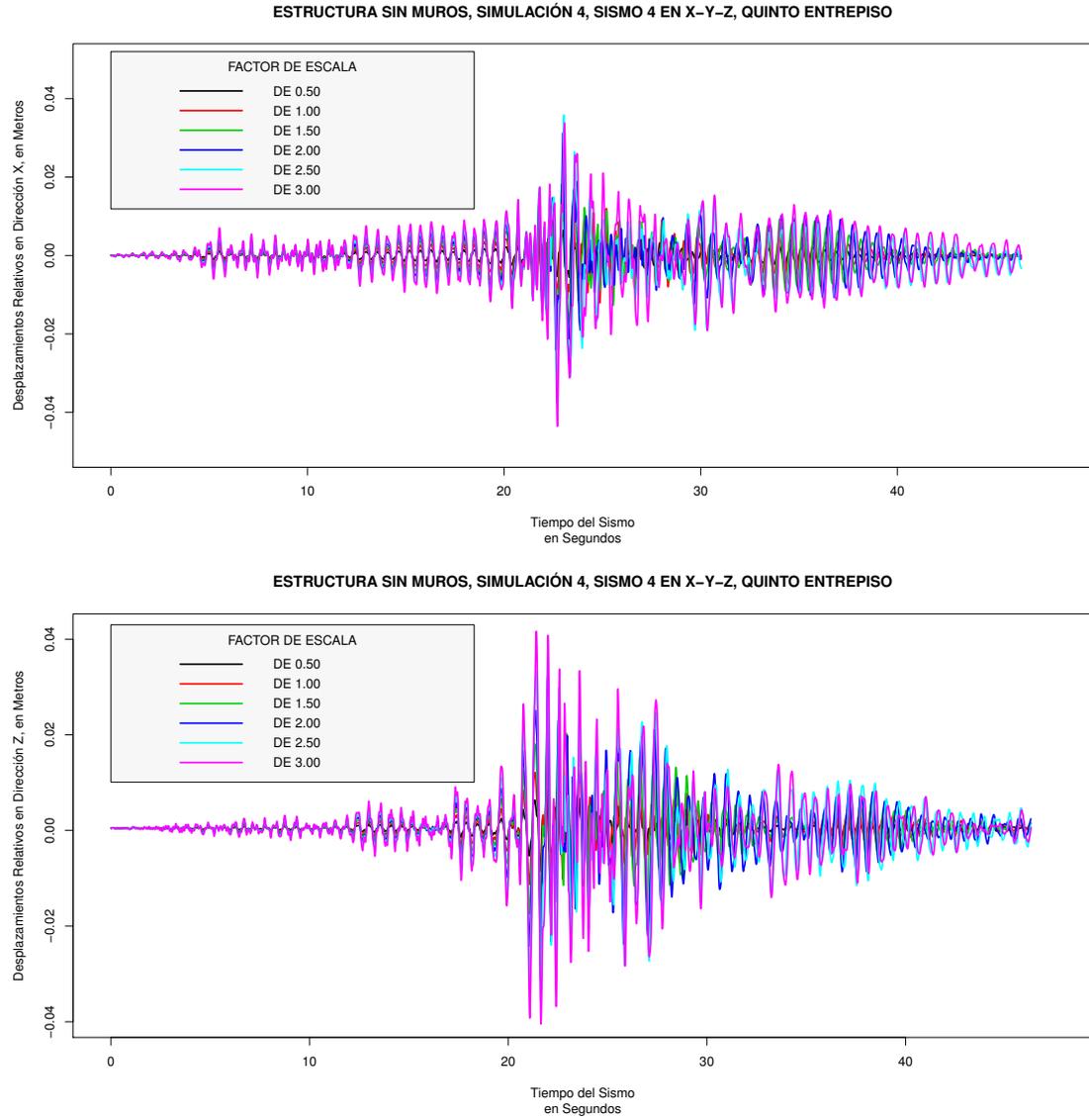


Figura D.70: Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 4.

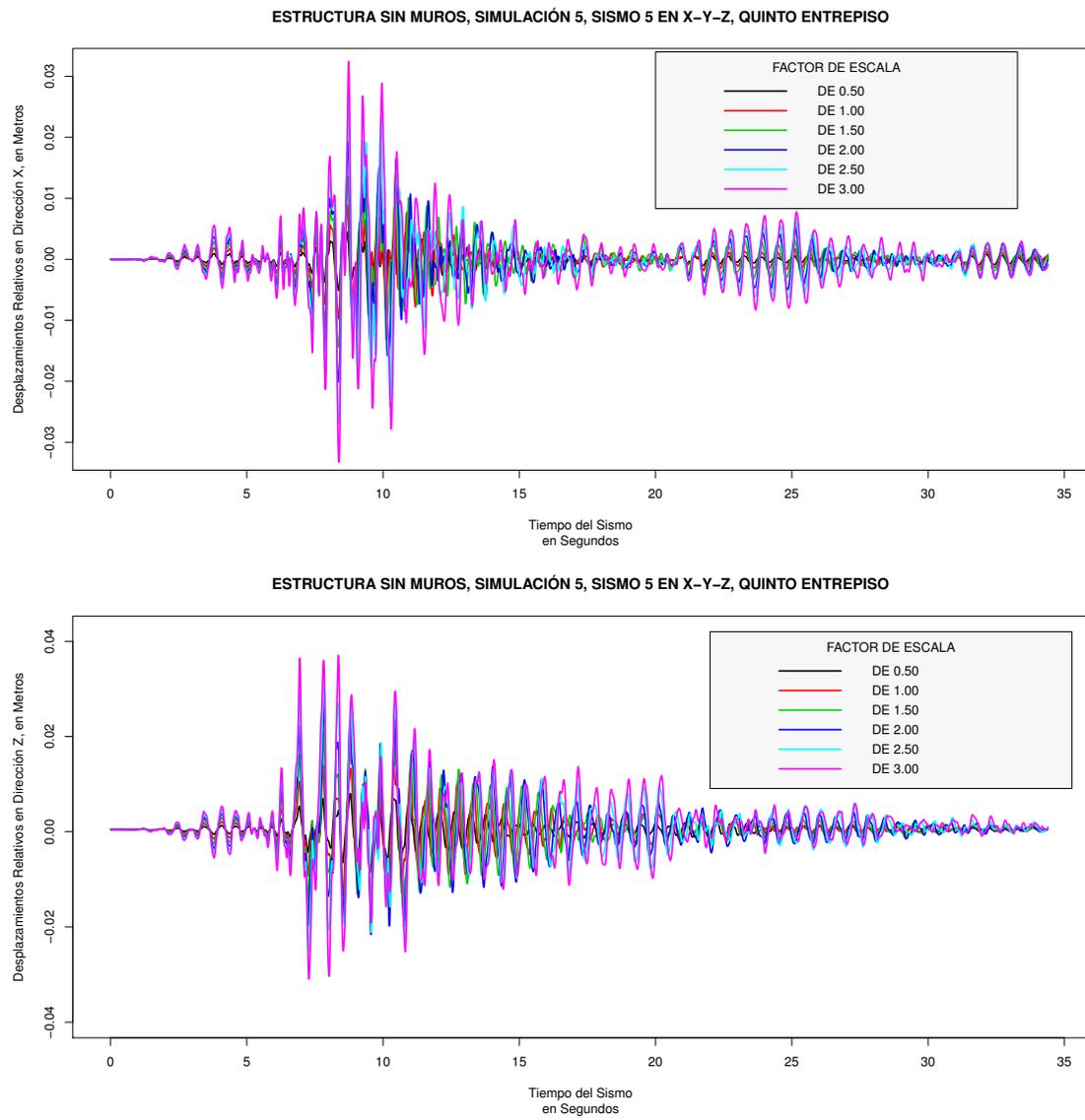


Figura D.71: Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 5.

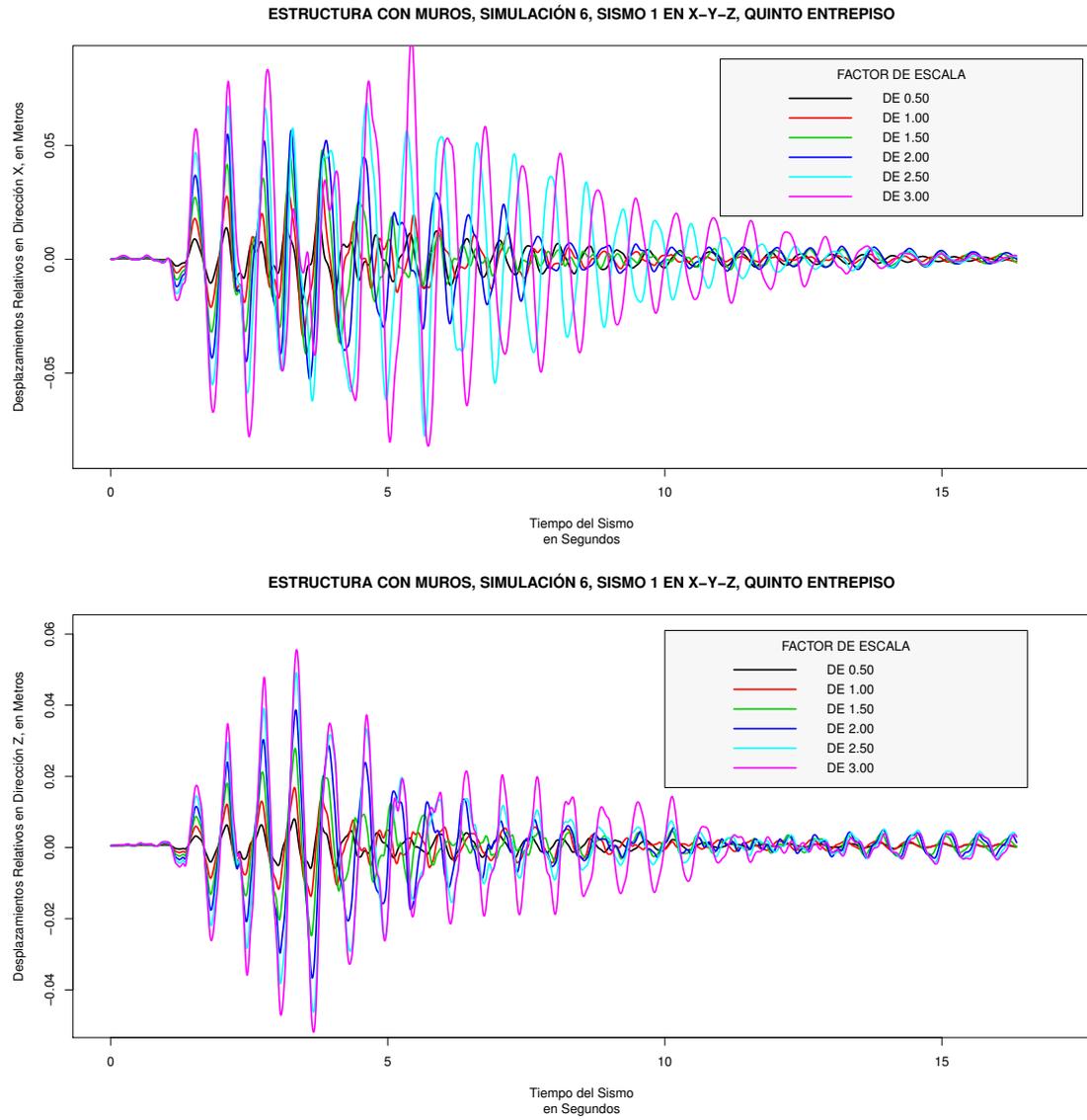


Figura D.72: Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 6.

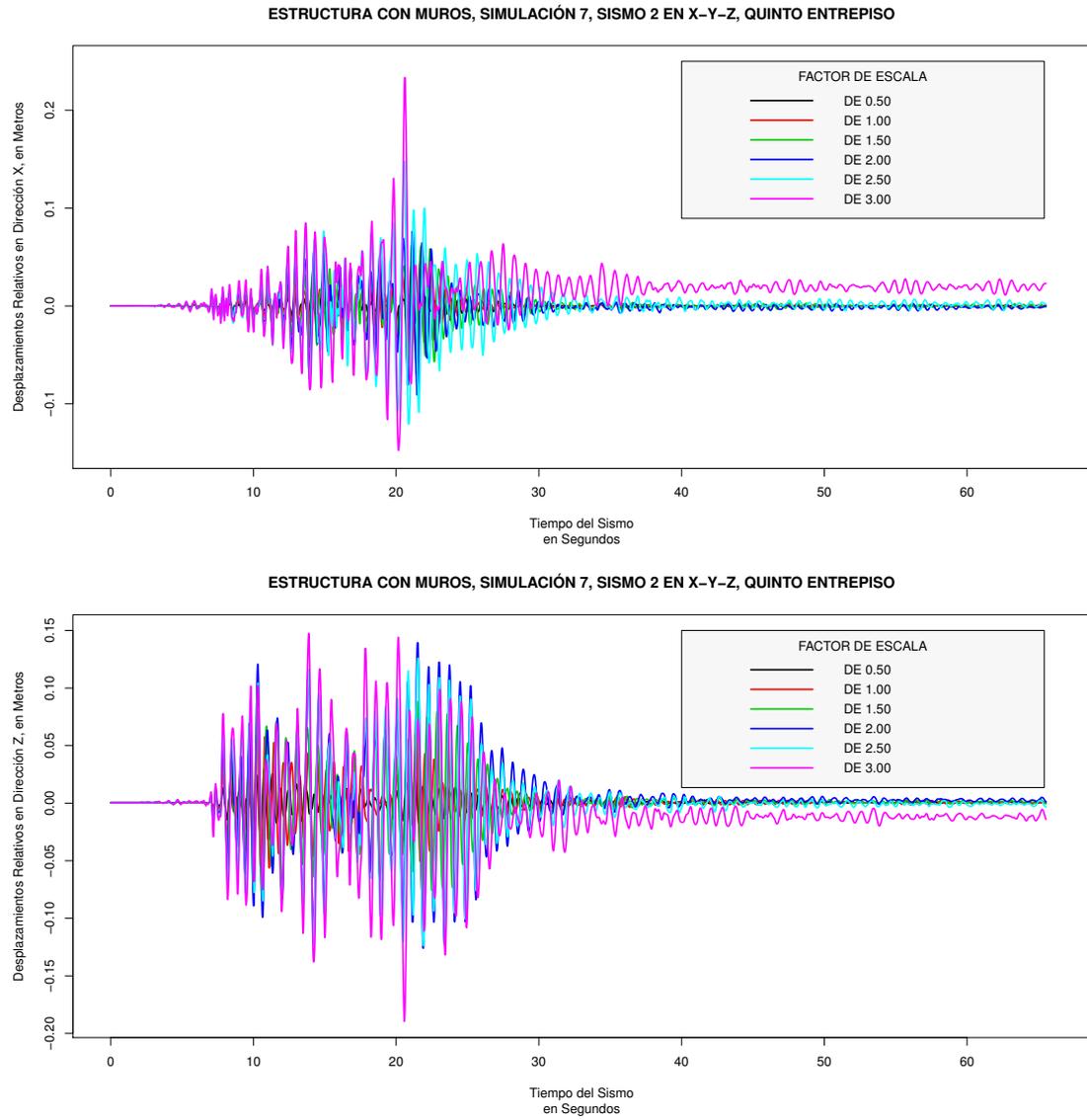


Figura D.73: Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 7.

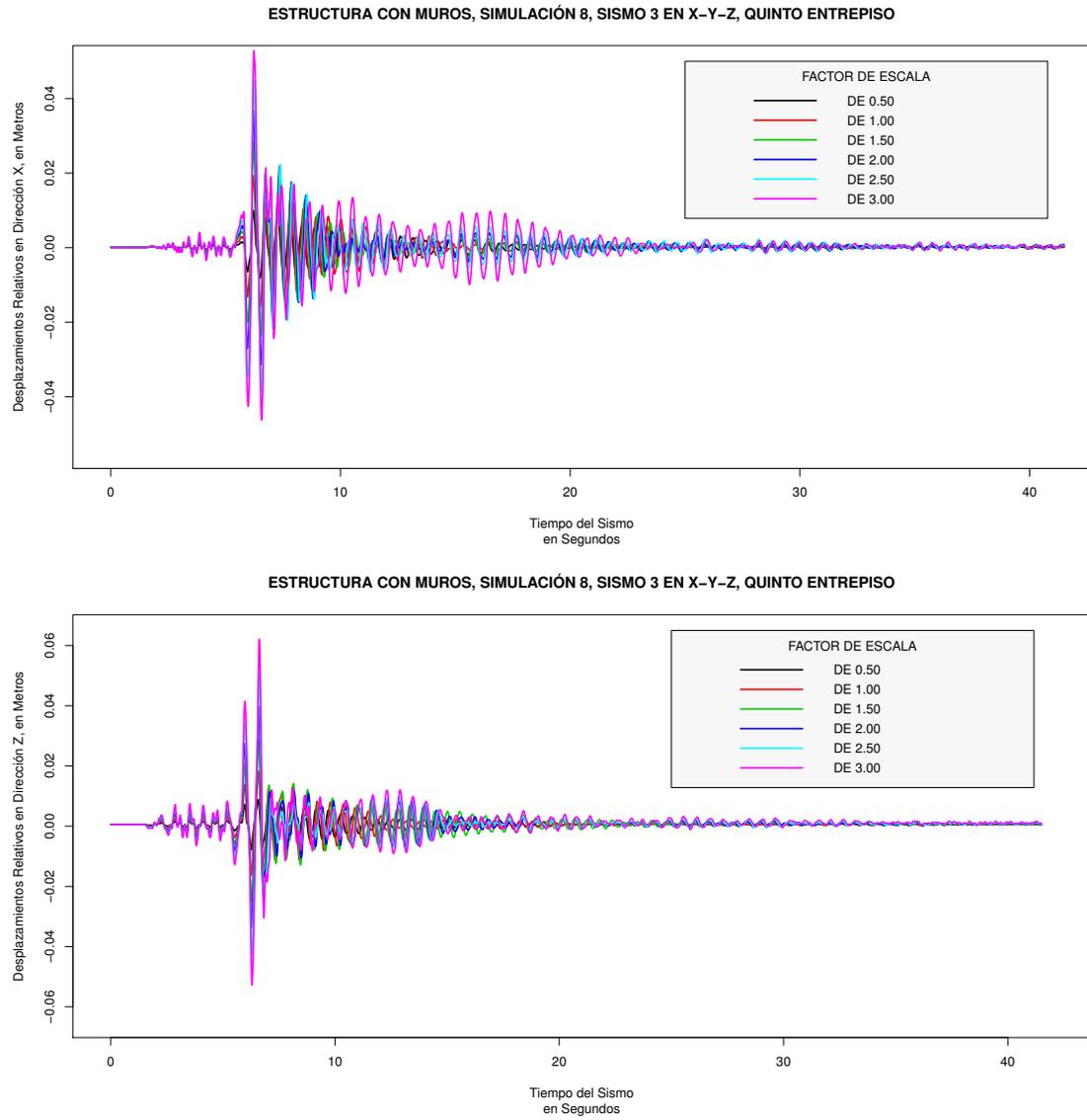


Figura D.74: Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 8.

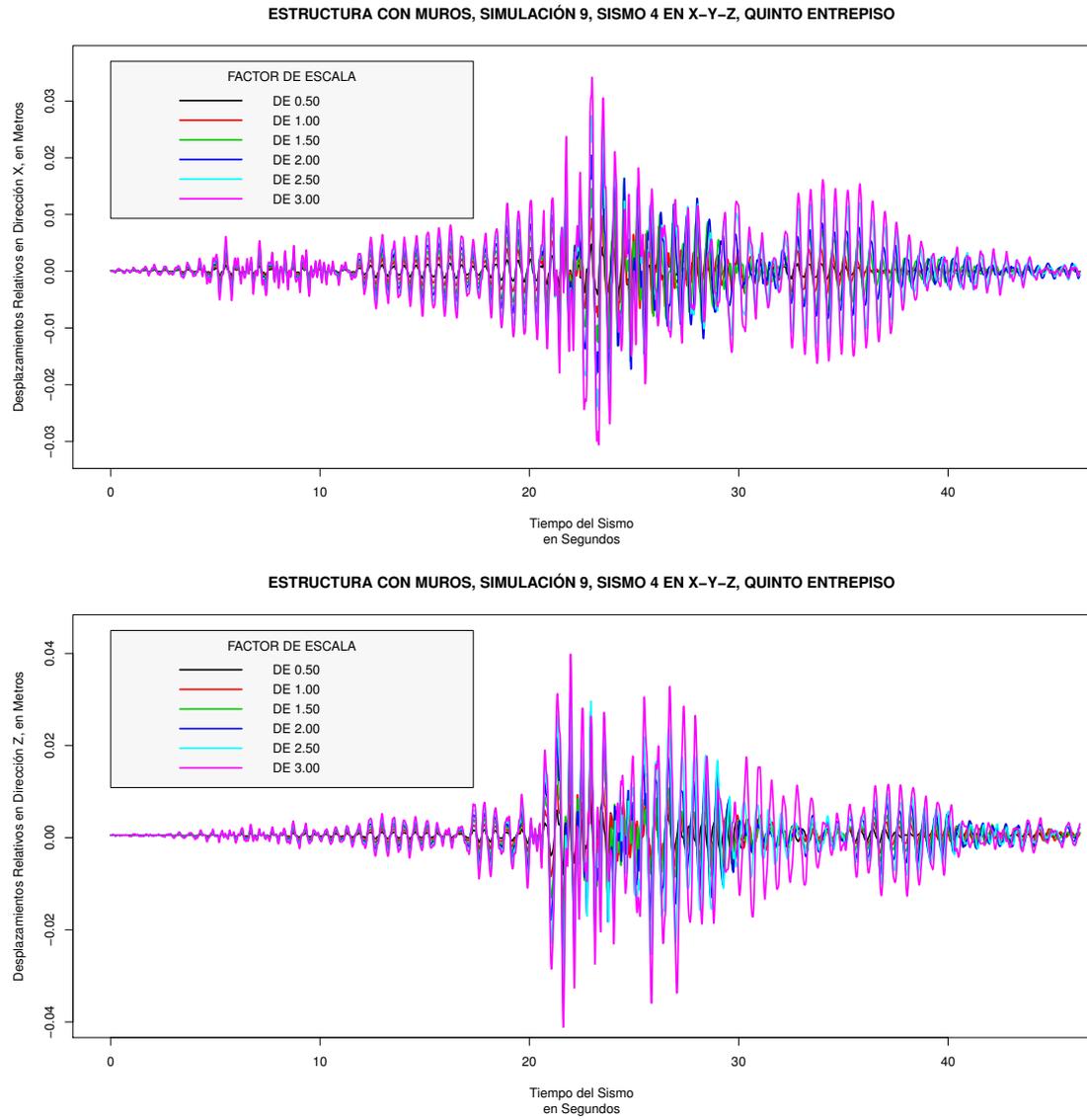


Figura D.75: Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 9.

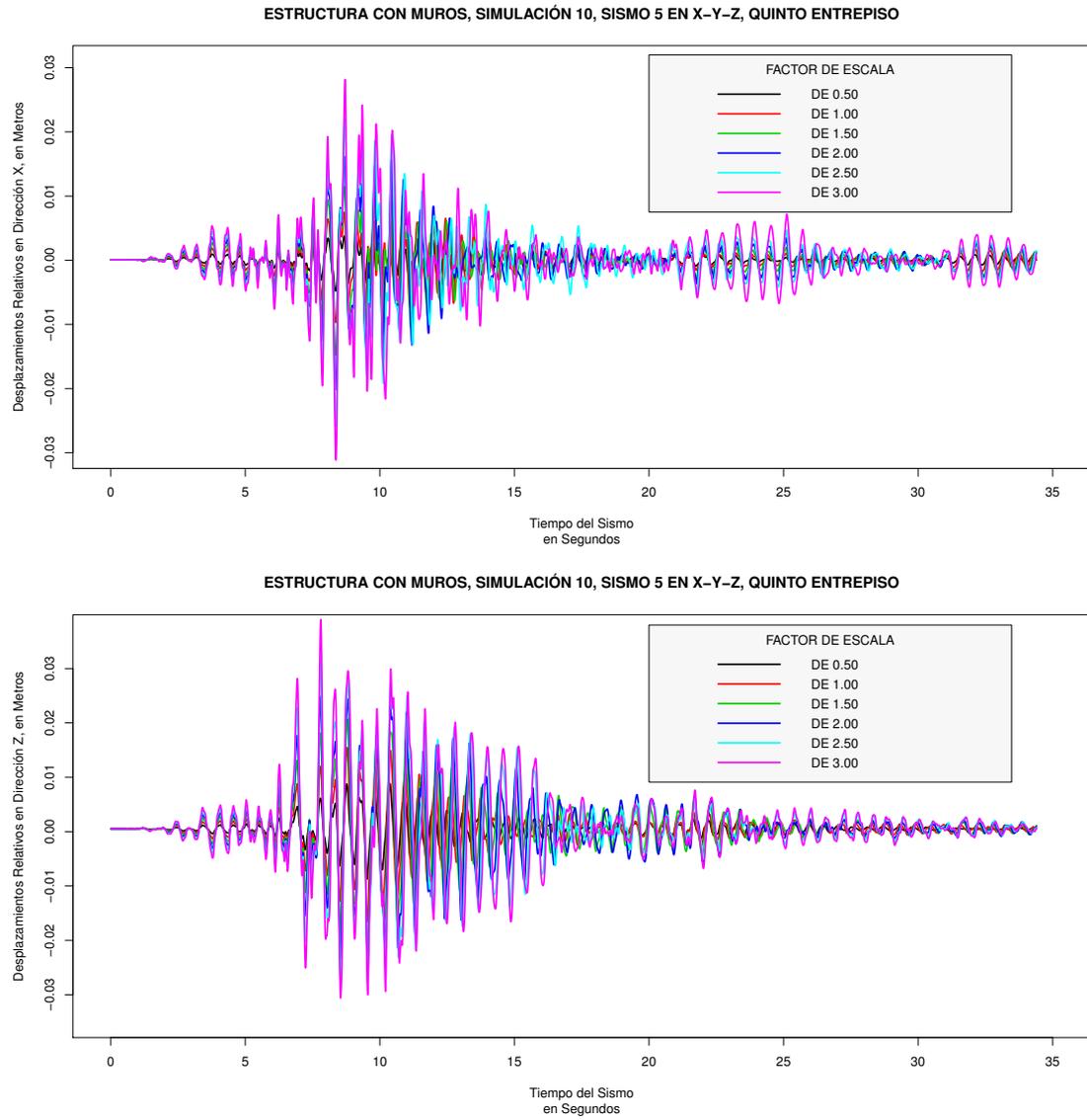


Figura D.76: Comportamiento dinámico ante sismos de la simulación 9.

# FICHA AUTOBIOGRÁFICA

---



Edwin Miguel Rodríguez Martínez

Candidato para el grado de Maestro en Ingeniería  
con especialidad en Ingeniería Estructural

Universidad Autónoma de Nuevo León

Facultad de Ingeniería Civil

Tesis:

CONFIABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE  
CONCRETO CONSIDERANDO LA CONTRIBUCIÓN  
NO PLANEADA DE MUROS DE MAMPOSTERÍA

## Información Básica

- Lugar y Fecha de Nacimiento: Fresnillo, Zacatecas, México; 28 de mayo de 1989.
- Nacionalidad: Mexicana.
- Estado Civil: Soltero.
- Dirección Local: Calle Río Orinoco 229 C, Colonia del Valle, San Pedro Garza García, Nuevo León, México.
- Dirección Foránea: Calle Congreso del Estado 14, Fracc. Gonzales Ortega, Fresnillo, Zacatecas, México.
- Teléfono de Contacto: 811 – 311 – 01 – 75.
- Página Web de Trabajo Compartido: <https://github.com/InDEstruc>
- Correo Electrónico: [ing.emrm@gmail.com](mailto:ing.emrm@gmail.com).

## Formación Académica Básica

- INSTRUCCIÓN PRIMARIA, 1995 – 2001: Primaria José María Morelos en la Cd. de Fresnillo, Zac.
- INSTRUCCIÓN SECUNDARIA, 2001 – 2004: Secundaria Lázaro Cárdenas del Río en la Cd. de Fresnillo, Zac.
- INSTRUCCIÓN DE BACHILLERATO, 2004 – 2007: Bachillerato Físico-Matemático en la Escuela Preparatoria Número Tres de la Universidad Autónoma de Zacatecas en la Cd. de Fresnillo, Zac.

## Estudios Profesionales

- LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL, 2007 – 2012: Universidad Autónoma de Zacatecas en la ciudad de Zacatecas, Zac. Graduado con honor por titulación con el promedio más alto de la generación.

## Formación Complementaria

- UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE ZACATECAS. Curso de AUTOCAD-Básico. 14 de Febrero de 2009 al 14 de Marzo de 2009.
- UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE ZACATECAS. Curso de AUTOCAD-Intermedio. 21 de Marzo de 2009 al 9 de Mayo de 2009.
- UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE ZACATECAS. Curso de AUTOCAD-Avanzado-3-D. 23 de Mayo de 2009 al 20 de Junio de 2009.
- ASOCIACIÓN NACIONAL DE ESTUDIANTES DE INGENIERÍA CIVIL A.C. (ANEIC). Participación en la XXV OLIMPIANEIC realizada en la Cd. De Culiacán Sinaloa en la prueba de Matemáticas en la Ingeniería. 30 de Abril de 2009 al 3 de Mayo de 2009.
- UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE ZACATECAS. Curso de CIVIL-CAD. 17 de Marzo de 2012 al 28 de Abril de 2012.
- INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y EL CONCRETO. (IMCyC). Curso de Técnico de Pruebas al Concreto en Obra Grado I. 28 y 29 de Mayo de 2012.
- FORO INTERNACIONAL DE CONCRETO. Tecnología, Concreto y Desarrollo. Del 29 al 30 de Mayo de 2012.
- CONGRESO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA CIVIL, El cambio climático como nuevo reto a la ingeniería. Asistencia del 21 al 23 de Noviembre de 2012, Monterrey, Nuevo León.

- SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (SMIE). Curso de Edificaciones de Mampostería. 03 de Octubre de 2013 en Puebla, Puebla.
- SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (SMIE). Octavo Simposio Nacional sobre Ingeniería Estructural en la Vivienda. Del 04 al 05 de Octubre de 2013 en Puebla, Puebla.
- XIX CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA. Curso taller del Manual de Obras Civiles de la CFE de Diseño por Sismo. Revisión 2013. Del 6 al 9 de noviembre de 2013, Boca del Río, Veracruz.
- XIX CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA. Asistencia al Congreso. Del 6 al 9 de noviembre de 2013, Boca del Río, Veracruz.

## Conocimientos y Habilidades Técnicas

- Certificación de Técnico de Pruebas de Concreto en Obra Grado I por el ACI (American Concrete Institute). Obtenido a través del IMCyC (Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto).
- Conocimiento Intermedio de Ingles. Mejor capacidad en lectura y comprensión.
- Conocimiento Avanzado de Paquetería de Office. Word, PowerPoint y Excel.
- Conocimiento Avanzado de Paquetes Latex.
- Habilidades de Programación Intermedias en lenguajes TCL, PYTHON y FORTRAN.
- Conocimiento Avanzado de AutoCAD. Principalmente versión 2013 y anteriores.
- Conocimiento Intermedio de CivilCAD.
- Conocimientos de Análisis y Modelado de Elemento Finito.
- Manejo de SAP 2000. Software de análisis y diseño estructural, principalmente la versión 14.00.

- Manejo de ECOgcW. Software de análisis y diseño estructural.
- Manejo de OPENSEES. Versión actual del software de Análisis No Lineal por micro modelos (elementos finitos por fibras).
- Manejo de la familia de programas Response-2000. Software de Análisis No Lineal de elementos individuales de concreto.
- Manejo de MATLAB. Principalmente la versión *R2008b* y anteriores; programación y manipulación de información.
- Manejo de MATHCAD. Principalmente la versión 14 y 15.
- Manejo del Software R. Software de análisis avanzado de estadísticas.
- Manejo del Software Estadístico Instat. Versión de análisis avanzado de estadísticas fenomenológicas.
- Manejo básico del Software WMS 8.3. Programa para manejo de recursos hidrológicos y geo-referenciación.
- Manejo básico del Software ArcGIS 9.0. Programa para el manejo de recursos hidrológicos y geo-referenciación.

## Experiencia Laboral y Profesional

- Memoria de Cálculo. Remodelación estructural a cargo del Dr. Raúl Barrón Corvera. Propietario: Mario Torres. Ubicación: Salida a San Ramón S/N Esquina con calle Luna Fraccionamiento Jardines del Sol Guadalupe, Zac. Fecha: Marzo de 2011.
- Memoria de Cálculo. Proyecto Nave Industrial Bodega Los Astros. Cliente: Ing. Oscar Rene Muñoz Vázquez. Fecha: Agosto 2014. Ubicación: Av. De los Astros esquina con Av. Del centro sur, Barrio San Pedro en Ciudad Solidaridad Monterrey, Nuevo León.

- Memoria de Cálculo. Proyecto Cubierta Canchas del Bosque. Fecha: Agosto 2014. Cliente: Gobierno de Córdoba Veracruz. Ubicación: Calle Santa Mónica, Colonia El trebol Córdoba, Veracruz.
- Memoria de Cálculo. Proyecto Puente Parque. Fecha: Septiembre 2014. En curso. Cliente: Gobierno de Córdoba Veracruz. Ubicación: Entre Av. 4 y Calle 1 sobre el cauce del ríos San Antonio, Córdoba Veracruz.
- Memoria de Cálculo. Proyecto Casa Francisco. Fecha: Septiembre 2014. En curso. Cliente: Arq. Patricia Barajas de la Rosa. Ubicación: Calle Ignacio Zaragoza, Colonia Esparza. Fresnillo, Zacatecas.
- Memoria de Cálculo. Proyecto Nave Avícola. Fecha: Septiembre 2014. En curso. Cliente: Guillermo Martínez Carrillo. Ubicación: Rancho Don Ramiro, Fresnillo, Zacatecas.

## Intereses Personales

- Continuar con el aprendizaje del idioma Ingles y con el aprendizaje de otros idiomas (Alemán y Frances).
- Práctica de Violonchelo.
- Práctica deportiva de boxeo como peleador amateur.
- Intereses y práctica de la astronomía.