

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



ANÁLISIS DE LA INFLUENCIA DE LA DEMANDA SÍSMICA EN LA  
RESPUESTA DE EDIFICIOS HOSPITALARIOS CON AISLACIÓN  
BASAL

Por

EDUARDO ANDRÉS IBARRA GONZÁLEZ

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en Ciencias de la  
Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Juan Carlos González Blacud

Diciembre, 2022

Dedicado  
A mi familia, amigos y pareja

### *Agradecimientos*

*Agradezco profundamente a mi familia, que me han apoyado en todos estos años y gracias a su gigante cariño, me han permitido cumplir con todas mis metas, sueños y aspiraciones; gracias a ustedes soy la persona que soy.*

*Agradezco a Macarena, que me ha acompañado en todo el proceso, estando en los buenos momentos y en los más difíciles, pero siempre brindándome apoyo incondicional.*

*Agradezco a todos los amigos y compañeros de carrera que he ido conociendo a lo largo de todos estos años, gracias por todos los grandes momentos compartidos que siempre recordaré.*

*Agradezco a los profesores de la escuela, que han sido una gran fuente de conocimiento y experiencia, además de ser siempre pacientes para responder mis dudas y consultas, sobre todo al profesor Juan Carlos González, quien fue parte fundamental en este proceso y que me ha brindado de su experiencia y sabiduría.*

# Índice

Índice.....	4
Índice de tablas .....	5
Índice de Figuras.....	7
Capítulo I.....	12
1. Descripción del Trabajo.....	12
1.1 Planteamiento del Problema.....	12
1.2 Objetivo General.....	14
1.3 Objetivos Específicos .....	14
1.4 Metodología de Trabajo.....	14
1.5 Alcances .....	14
Capítulo II.....	15
2. Edificios Hospitalarios .....	15
2.1 Información Recopilada .....	15
2.2 Caso de Estudio .....	19
Capítulo III.....	21
3. Análisis Sísmico Lineal Elástico .....	21
3.1 Análisis Sísmico NCh 433.....	21
3.1.1 Límites del Corte Basal.....	24
3.1.2 Modificación del Caso de Estudio.....	26
3.2 Diseño de los Elementos Estructurales NCh 433 of 1996 Mod. 2012 .....	29
3.2.1 Diseño caso de estudio 1.....	30
3.2.2 Diseño Caso de Estudio 2 .....	42
3.3 Análisis Sísmico NCh 2745 of 2013.....	51
3.3.1 Límites para las Fuerzas Laterales.....	55
3.3.2 Espectro de Pseudo- Aceleraciones de Diseño NCh 2745.....	56
3.3.3 Diseño Sísmico de los Elementos Estructurales NCh 2745.....	60
3.4 Comparación del diseño en los edificios estudiados .....	70
Capítulo IV.....	71
4. Análisis No Lineal Tiempo - Historia.....	71
4.1.1 Modelo del edificio .....	71
4.1.2 Propiedades de los elementos de hormigón armado.....	72
4.1.3 Modelo de histéresis de los elementos de hormigón armado.....	74
4.1.4 Propiedades de los aisladores y deslizadores .....	75
4.1.5 Modelo de histéresis para los aisladores .....	75
4.2 Registros de aceleraciones utilizados.....	76
4.2.1 Concepción 2010.....	76
4.2.2 Maipú 2010 .....	77
4.2.3 Llolleo 1985 .....	78
4.2.4 Constitución 2010 .....	78

4.2.5	Viña del Mar 1985.....	79
4.2.6	Kobe 1995 .....	79
4.2.7	Christchurch 2011.....	80
Capitulo V.....		81
5.	Resultados y Análisis .....	81
5.1	Información del modelo .....	81
5.2	Drift entre pisos.....	85
5.3	Curvas de Histéresis de los elementos de Hormigón Armado.....	86
5.3.1	Viga del Primer Piso .....	86
5.3.2	Vigas del Tercer Piso.....	88
5.3.3	Vigas del Cuarto Piso .....	90
5.3.4	Columnas.....	92
5.4	Esfuerzo de corte de los elementos de hormigón armado.....	94
5.5	Curva de Histéresis de los Aisladores .....	95
5.6	Aceleración de piso .....	97
5.7	Análisis de sensibilidad de la amortiguación.....	98
5.7.1	Drift entre piso .....	99
5.7.2	Curvas de Histéresis de los elementos de Hormigón Armado.....	100
5.7.3	Esfuerzo de corte de los elementos de hormigón armado.....	104
5.7.4	Curva de Histéresis de los aisladores.....	104
5.7.5	Aceleraciones de piso.....	106
5.7.6	Análisis comparativo de la amortiguación.....	107
5.8	Análisis del Upper Bound y Lower Bound de la ASCE-7 .....	109
5.8.1	Drift entre pisos.....	112
5.8.2	Momento Curvatura .....	113
5.8.3	Esfuerzos de corte de los elementos de hormigón armado .....	121
5.8.4	Corte Deformación Aisladores .....	121
5.8.5	Aceleraciones de Piso .....	123
5.8.6	Análisis comparativo de los límites y el estado nominal .....	124
6.	Conclusiones y Comentarios.....	127
7.	Referencias .....	129

## Índice de tablas

Tabla 2.1.	Parámetros de los hospitales estudiados .....	17
Tabla 2.2	Dimensiones y Geometría de los hospitales estudiados .....	17
Tabla 2.3	Parámetros del Casos de Estudio .....	19
Tabla 3.1	Parámetros sísmicos – Fuente: NCh 433.....	22
Tabla 3.2	Parámetros que dependen del tipo de suelo – Fuente: NCh 433 of 1996 Mod. 2012 .....	23
Tabla 3.3	Factor de reducción a utilizar para cada tipo de suelo .....	24
Tabla 3.4	Parámetros del Caso de Estudio 2.....	27
Tabla 3.5	Factor de Reducción para Suelos D y E.....	27
Tabla 3.6	Refuerzo longitudinal propuesto de las columnas .....	31
Tabla 3.7	Refuerzo transversal propuesto para las columnas perimetrales .....	34

Tabla 3.8 Refuerzo transversal propuesto para las columnas interiores.....	34
Tabla 3.9 Cuantía longitudinal requerida y suministrada para los tramos del medio.....	35
Tabla 3.10 Cuantía longitudinal requerida y suministrada en los extremos en vigas perimetrales.....	36
Tabla 3.11 Cuantía longitudinal requerida y suministrada en los extremos en vigas interiores.....	36
Tabla 3.12 Refuerzo transversal requerido y suministrado para vigas perimetrales - Fuente: elaboración propia.....	37
Tabla 3.13 Refuerzo transversal requerido y suministrado para vigas interiores - Fuente: elaboración propia.....	37
Tabla 3.14 Verificación columna fuerte viga débil en los nodos de esquina e interiores.....	40
Tabla 3.15 Verificación de resistencia al corte de los nodos de esquina.....	41
Tabla 3.16 Verificación de resistencia al corte de los nodos interiores.....	41
Tabla 3.17 Refuerzo longitudinal propuesto de las columnas del caso de estudio 2 - Fuente: elaboración propia.....	43
Tabla 3.18 Refuerzo transversal propuesto de las columnas perimetrales caso de estudio 2.....	45
Tabla 3.19 Refuerzo transversal propuesto de las columnas interiores caso de estudio 2.....	45
Tabla 3.20 Cuantía longitudinal requerida y suministrada de los tramos del medio del caso de estudio 2 - Fuente: elaboración propia.....	46
Tabla 3.21 Cuantía longitudinal requerida y suministrada de los extremos de las vigas perimetrales del caso de estudio 2 - Fuente: elaboración propia.....	46
Tabla 3.22 Cuantía longitudinal requerida y suministrada de los extremos de las vigas interiores del caso de estudio 2 - Fuente: elaboración propia.....	46
Tabla 3.23 Refuerzo transversal requerido y suministrado en vigas perimetrales para el caso de estudio 2 - Fuente: elaboración propia.....	47
Tabla 3.24 Refuerzo transversal requerido y suministrado en vigas interiores para el caso de estudio 2 - Fuente: elaboración propia.....	47
Tabla 3.25 Verificación columna fuerte viga débil en los nodos de esquina caso de estudio 2 - Fuente: elaboración propia.....	49
Tabla 3.26 Verificación columna fuerte viga débil en los nodos interiores caso de estudio 2 – Fuente: elaboración propia.....	49
Tabla 3.27 Verificación de la resistencia al corte en los nodos de esquina caso de estudio 2.....	50
Tabla 3.28 Verificación de la resistencia al corte en los nodos interiores caso de estudio 2.....	50
Tabla 3.29 Características de los dispositivos usados.....	51
Tabla 3.30 Parámetros para el análisis sísmico de aislación basal.....	55
Tabla 3.31 Parámetros sísmicos relativos al tipo de suelo. Fuente: NCh 2745.....	56
Tabla 3.32 Verificación del factor de reducción para la superestructura.....	57
Tabla 3.33 Desplazamientos máximos en el nivel de aislación para cada tipo de suelo.....	57
Tabla 3.34 Refuerzo longitudinal propuesto para las columnas de la estructura aislada - Fuente: elaboración propia.....	61
Tabla 3.35 Refuerzo transversal propuesto para columnas perimetrales edificio aislado - Fuente: elaboración propia.....	63
Tabla 3.36 Refuerzo transversal propuesto para columnas interiores edificio aislado - Fuente: elaboración propia.....	63
Tabla 3.37 Cuantía longitudinal requerida y suministrada para tramos del medio para la estructura aislada - Fuente: elaboración propia.....	64
Tabla 3.38 Cuantía longitudinal requerida y suministrada para los extremos vigas perimetrales de la estructura aislada - Fuente: elaboración propia.....	65
Tabla 3.39 Cuantía longitudinal requerida y suministrada para los extremos vigas interiores de la estructura aislada - Fuente: elaboración propia.....	65
Tabla 3.40 Refuerzo transversal requerido y suministrado vigas perimetrales edificio aislado - Fuente: elaboración propia.....	66
Tabla 3.41 Refuerzo transversal requerido y suministrado vigas interiores edificio aislado - Fuente: elaboración propia.....	66
Tabla 3.42 Verificación columna fuerte viga débil nodos de esquina en la estructura aislada - Fuente: elaboración propia.....	69
Tabla 3.43 Verificación columna fuerte viga débil nodos interiores en la estructura aislada - Fuente: elaboración propia.....	69
Tabla 3.44 Verificación resistencia al corte nodos de esquina en la estructura aislada - Fuente: elaboración propia.....	69

Tabla 3.45 Verificación resistencia al corte nodos interiores en la estructura aislada - Fuente: elaboración propia	69
Tabla 3.46. Comparación del refuerzo longitudinal superior e inferior en los tres casos estudiados	70
Tabla 3.47. Comparación del refuerzo transversal en los tres casos estudiados	70
Tabla 4.1. Estaciones de monitoreo sísmico	71
Tabla 5.1 Períodos naturales asociados a cada modo	81
Tabla 5.2. Tabla resumen de las incursiones no lineales en los elementos de hormigón armado	94
Tabla 5.3. Esfuerzo de corte y resistencia de los elementos de hormigón armado	94
Tabla 5.4. Deformaciones y Corte máximo de los aisladores para cada registro	97
Tabla 5.5. Tabla resumen de las incursiones no lineales en los elementos de hormigón armado para $\xi = 15\%$	103
Tabla 5.6. Esfuerzo de corte y resistencia de los elementos de hormigón armado para $\xi = 15\%$	104
Tabla 5.7 Deformaciones y Corte máximo de los aisladores para cada registro para $\xi = 15\%$	105
Tabla 5.8. Variación porcentual de las deformaciones y corte en los aisladores para un amortiguamiento del 15% con respecto al amortiguamiento del 5%	107
Tabla 5.9. Variación porcentual de las aceleraciones para un amortiguamiento del 15% con respecto al amortiguamiento del 5%	107
Tabla 5.10. Factores de modificación de las propiedades desconociendo la fabricación del aislador. Fuente: ASCE-7	111
Tabla 5.11. Factores de modificación de las propiedades conociendo que la fabricación posee el estándar de calidad. Fuente: ASCE-7	111
Tabla 5.12. Tabla resumen de las incursiones no lineales en los elementos de hormigón armado considerando el efecto del <i>Upper Bound</i> y <i>Lower Bound</i>	120
Tabla 5.13. Esfuerzo de corte y resistencia de los elementos de hormigón armado considerando el <i>Upper Bound</i> y <i>Lower Bound</i>	121
Tabla 5.14. Deformaciones y Corte máximo de los aisladores para cada registro considerando el <i>Upper Bound</i> y <i>Lower Bound</i>	123
Tabla 5.15. Variación porcentual de las deformaciones y corte en los aisladores considerando el efecto del <i>Upper Bound</i> y <i>Lower Bound</i> con respecto a las propiedades nominales.	124
Tabla 5.16. Variación porcentual de las aceleraciones de piso considerando el efecto de <i>Upper Bound</i> con respecto a las propiedades nominales	125
Tabla 5.17. Variación porcentual de las aceleraciones de piso considerando el efecto de <i>Lower Bound</i> con respecto de las propiedades nominales	125

## Índice de Figuras

Figura 1.1. Ejemplo de daños estructurales en columnas de hormigón armado y en los contenidos después del terremoto del 27 de febrero de 2010, del Hospital Hernán Henríquez Aravena, Temuco. Fuente: Ministerio de Salud	12
Figura 2.1. Planta Piso 2 Hospital Dr. Gustavo Fricke. Fuente: Memoria de Cálculo Hospital Dr. Gustavo Fricke	16
Figura 2.2. Caso de estudio.	19
Figura 2.3. Modelo Caso de Estudio	20
Figura 3.1. Espectro de diseño normalizado de la NCh433	23
Figura 3.2. Drift entre piso dirección x para cada tipo de suelo	25
Figura 3.3. Drift entre piso dirección y para cada tipo de suelo	25
Figura 3.4 Caso de Estudio 2	26
Figura 3.5. Drift entre piso dirección x para suelos D y E	28
Figura 3.6 Drift entre piso dirección y para suelos D y E	28
Figura 3.7. Planta con la enumeración de las vigas y columnas para todos los pisos del caso de estudio 1	30
Figura 3.8. Diagrama de interacción en dirección x	31
Figura 3.9. Diagrama de interacción en dirección y	32
Figura 3.10. Variación del factor de reducción. Fuente: ACI318S - 08	32
Figura 3.11. Esfuerzo de corte de las columnas para marcos especiales. Fuente: ACI318 - 08	33
Figura 3.12. Sección transversal de las columnas del caso de estudio 1	35
Figura 3.13. Esfuerzos de corte para vigas diseñadas mediante marcos especiales. Fuente: ACI318S - 08	36
Figura 3.14. Sección transversal de las vigas del piso 4.	37

Figura 3.15. Sección transversal de las vigas del piso 3 .....	38
Figura 3.16. Sección transversal de las vigas del piso 2 .....	38
Figura 3.17. Sección transversal de las vigas del piso 1 .....	39
Figura 3.18. Planta con la enumeración de las vigas y columnas para todos los pisos del caso de estudio 2.....	42
Figura 3.19. Diagrama de interacción dirección x caso de estudio 2 .....	44
Figura 3.20. Diagrama de interacción dirección y, caso de estudio 2.....	44
Figura 3.21. Sección transversal de las columnas del caso de estudio 2.....	45
Figura 3.22. Sección transversal del piso 4 del caso de estudio 2. ....	47
Figura 3.23. Sección transversal de las vigas del piso 3 del caso de estudio 2 .....	48
Figura 3.24. Sección transversal de las vigas del piso 2 del caso de estudio 2 .....	48
Figura 3.25. Sección transversal de las vigas del piso 1 del caso de estudio 2 .....	49
Figura 3.26. Esquema de los aisladores LRB y deslizadores. Fuente: catálogo ISOSISM .....	51
Figura 3.27. Elevación tipo de la estructura aislada .....	52
Figura 3.28. Planta de la estructura aislada, con la distribución de los aisladores LRB y deslizadores .....	52
Figura 3.29. Espectro de pseudo – aceleraciones de diseño. Fuente: NCh 2745.....	56
Figura 3.30. Espectro de pseudo – aceleraciones de diseño para cada tipo de suelo.....	57
Figura 3.31. Drift entre piso para cada tipo de suelo dirección x.....	58
Figura 3.32. Drift entre piso para cada tipo de suelo dirección y.....	58
Figura 3.33. Desplazamiento en el centro de masa en dirección x de la estructura para cada tipo de suelo.....	59
Figura 3.34. Desplazamiento en el centro de masa en dirección y de la estructura para cada tipo de suelo.....	59
Figura 3.35. Diagrama de interacción dirección x de la estructura aislada.....	61
Figura 3.36. Diagrama de interacción en dirección y de la estructura aislada.....	62
Figura 3.37. Esfuerzos de corte para marcos intermedios. Fuente: ACI318S – 08.....	62
Figura 3.38. Sección transversal de las columnas del edificio aislado .....	64
Figura 3.39. Esfuerzos de corte en vigas para marcos especiales. Fuente: ACI318S – 08. ....	65
Figura 3.40. Sección transversal de las vigas del piso 4 de la estructura aislada .....	66
Figura 3.41. Sección transversal de las vigas del piso 3 de la estructura aislada .....	67
Figura 3.42. Sección transversal de las vigas del piso 2 de la estructura aislada .....	67
Figura 3.43. Sección transversal de las vigas del piso 1 de la estructura aislada .....	68
Figura 3.44. Sección transversal de las vigas en el nivel de aislación .....	68
Figura 4.1. Modelo plano en Ruaumoko 2D del eje perimetral.....	71
Figura 4.2. Modelo plano en Ruaumoko del eje interno .....	72
Figura 4.3 Modelo de plasticidad concentrada de Giberson. Fuente: Ruamoko2D.....	73
Figura 4.4. Superficie de fluencia Concrete BEAM – COLUMN. Fuente: Ruaumoko2D [21] .....	73
Figura 4.5. Modelo de Takeda modificado. Fuente: Ruaumoko2D [21].....	74
Figura 4.6. Propiedad tipo SPRING. Fuente: Ruaumoko2D [21].....	75
Figura 4.7. Modelo de histéresis bilineal. Fuente: Ruaumoko2D [21].....	75
Figura 4.9. Registro de aceleraciones de Concepción 2010, componente EW. ....	76
Figura 4.10. Registro de aceleraciones de Concepción 2010, componente NS.....	77
Figura 4.11. Registro de aceleraciones de Maipú 2010, componente EW .....	77
Figura 4.12. Registro de aceleraciones de Lolleo 1985, componente 1-L.....	78
Figura 4.13. Registro de aceleraciones de Constitución 2010, componente 1 -L.....	78
Figura 4.14. Registro de aceleraciones de Viña del Mar 1985, componente 1-L .....	79
Figura 4.15. Registro de aceleraciones de Kobe 1995, componente 1-L.....	79
Figura 4.16. Registro de aceleraciones de Christchurch 2011, componente 1-L .....	80
Figura 5.1. Espectro de pseudo-aceleración de Concepción 2010, Maipú 2010 y Lolleo 1985.....	82
Figura 5.2. Espectro de pseudo – velocidad de Concepción 2010, Maipú 2010 y Lolleo 1985 .....	82
Figura 5.3. Espectro de desplazamiento de Concepción 2010, Maipú 2010 y Lolleo 1985.....	83
Figura 5.4. Espectro de pseudo - aceleración de Constitución 2010, Viña del Mar 1985, Kobe 1995 y Christchurch 2011. ....	83
Figura 5.5. Espectro de pseudo – velocidad para Constitución 2010, Viña del Mar 1985, Kobe 1995 y Christchurch 2011 .....	84
Figura 5.6. Espectro de desplazamiento para Constitución 2010, Viña del mar 1985, Kobe 1995 y Christchurch 2011 .....	84
Figura 5.7. Drift entre pisos para los registros de Concepción 2010, Maipú 2010 y Lolleo 1985, y límite NCh 2745 .....	85
Figura 5.8. Drift entre pisos para los registros de Constitución 2010, Viña del Mar 1985, Kobe 1995 y Christchurch 2011, y límite NCh 2745.....	85

Figura 5.9. Diagrama de Momento – Curvatura vigas inferiores y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción EW y Maipú 2010 .....	86
Figura 5.10. Diagrama de Momento – Curvatura vigas inferiores y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción NS 2010 y Llolleo 1985.....	86
Figura 5.11. Diagrama de Momento – Curvatura vigas inferiores y Curvas de Histéresis para los registros de Constitución 2010 y Kobe 1995.....	87
Figura 5.12. Diagrama de Momento – Curvatura vigas inferiores y Curvas de Histéresis para los registros de Viña del mar 1985 y Christchurch 2011.....	87
Figura 5.13. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 EW y Maipú 2010.....	88
Figura 5.14. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 NS y de Llolleo 1985.....	88
Figura 5.15. Diagrama de Momento Curvatura de las vigas del tercer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Constitución 2010 y de Kobe 1995.....	89
Figura 5.16. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Viña del Mar 1985 y Christchurch 2011.....	89
Figura 5.17. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 EW y Maipú 2010.....	90
Figura 5.18. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 EW y de Llolleo 1985.....	90
Figura 5.19. Diagrama Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y Curvas de Histéresis para los registros de Constitución 2010 y de Kobe 1995.....	91
Figura 5.20. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y Curvas de Histéresis para los registros de Viña del Mar 1985 y Christchurch 2011.....	91
Figura 5.21. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 EW y Maipú 2010.....	92
Figura 5.22. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 NS y Llolleo 1985.....	92
Figura 5.23. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Constitución 2010 y de Kobe 1995.....	93
Figura 5.24. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Viña del Mar 1985 y Christchurch 2011.....	93
Figura 5.25. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Concepción 2010 EW y de Maipú 2010.....	95
Figura 5.26. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Concepción 2010 NS y Llolleo 1985.....	95
Figura 5.27. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Constitución 2010 y Kobe 1995.....	96
Figura 5.28. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Viña del Mar 1985 y Christchurch 2011.....	96
Figura 5.29. Aceleración de piso relativas al PGA para los sismos mostrados.....	97
Figura 5.30. Aceleraciones de piso relativas al PGA para los sismos mostrados.....	98
Figura 5.31. Drift entre pisos para los registros de Constitución 2010, Kobe 1995 y Christchurch 2011, y límite NCh 2745.....	99
Figura 5.32. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del primer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 para $\xi = 15\%$ .....	100
Figura 5.33. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del primer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 para $\xi = 15\%$ .....	100
Figura 5.34. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 para $\xi = 15\%$ .....	101
Figura 5.35. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 para $\xi = 15\%$ .....	101
Figura 5.36. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 para $\xi = 15\%$ .....	102
Figura 5.37. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 para $\xi = 15\%$ .....	102
Figura 5.38. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 para $\xi = 15\%$ .....	103

Figura 5.39. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 para $\xi = 15\%$ .....	103
Figura 5.40. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Concepción 2010 para $\xi = 15\%$ .....	104
Figura 5.41. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 para $\xi = 15\%$ .....	105
Figura 5.42. Aceleración de piso relativas al PGA para los sismos mostrados para $\xi = 15\%$ .....	106
Figura 5.43. Comparación de las deformaciones del análisis con un 5% y un 15% de amortiguación .....	108
Figura 5.44. Comparación de las aceleraciones del PFA/PGA para un 5% y un 15% de amortiguación.....	108
Figura 5.45. Efecto del <i>Upper Bound</i> y <i>Lower Bound</i> en las propiedades del modelo bilineal de los aisladores. Fuente: ASCE-7 .....	110
Figura 5.46. Drift entre pisos para los registros de Constitución 2010, Kobe 1995 y Christchurch 2011, y límite NCh 2745 para el <i>Upper Bound</i> .....	112
Figura 5.47 Drift entre pisos para los registros de Constitución 2010, Kobe 1995 y Christchurch 2011, y límite NCh 2745 para el <i>Lower Bound</i> .....	113
Figura 5.48. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del primer piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el <i>Upper Bound</i> .....	113
Figura 5.49 Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del primer piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el <i>Upper Bound</i> .....	114
Figura 5.50 Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del primer piso las Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el <i>Lower Bound</i> .....	114
Figura 5.51. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del primer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el <i>Lower Bound</i> .....	114
Figura 5.52. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el <i>Upper Bound</i> .....	115
Figura 5.53. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el <i>Upper Bound</i> .....	115
Figura 5.54. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el <i>Lower Bound</i> .....	116
Figura 5.55. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el <i>Lower Bound</i> .....	116
Figura 5.56. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el <i>Upper Bound</i> .....	117
Figura 5.57. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el <i>Upper Bound</i> .....	117
Figura 5.58. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el <i>Lower Bound</i> .....	118
Figura 5.59. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el <i>Lower Bound</i> .....	118
Figura 5.60. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y las Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el <i>Upper Bound</i> .....	119
Figura 5.61. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Las Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el <i>Upper Bound</i> .....	119
Figura 5.62. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el <i>Lower Bound</i> .....	120
Figura 5.63. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el <i>Lower Bound</i> .....	120
Figura 5.64. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Concepción 2010 considerando el <i>Upper Bound</i> .....	121
Figura 5.65. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2010 considerando el <i>Upper Bound</i> .....	122
Figura 5.66. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Concepción 2010 considerando el <i>Lower Bound</i> .....	122
Figura 5.67. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el <i>Lower Bound</i> .....	122
Figura 5.68. Aceleración de piso relativas al PGA para los sismos mostrados considerando el <i>Upper Bound</i> ..	123
Figura 5.69. Aceleración de piso relativas al PGA para los sismos mostrados considerando el <i>Lower Bound</i> ..	124

Figura 5.70. Comparación de las deformaciones máximas del análisis del *Upper Bound* y *Lower Bound* con las propiedades nominales de los amortiguadores ..... 125

Figura 5.71. Comparación de las aceleraciones del PFA/PGA para *Upper Bound*, *Lower Bound* y las propiedades nominales ..... 126

# Capítulo I

## 1. Descripción del Trabajo

### 1.1 Planteamiento del Problema

El terremoto ocurrido en Chile, el 27 de febrero del 2010, provocó un gran daño a la infraestructura pública. De la red hospitalaria del país, 133 edificios fueron afectados, los cuales representaban casi el 70% del total nacional, donde 11 quedaron inutilizables luego del sismo [1]. Debido a esto, y con los avances tecnológicos que se han desarrollado en los últimos años en el área de la ingeniería estructural, el uso de sistemas de disipación de energía ha ganado notoriedad y demanda en los últimos años, como lo es la aislación basal. Esto queda en evidencia, ya que, en Chile antes del 27 de febrero del 2010, el total de edificios con aislación basal eran 13, mientras que en 2017 el total es de 112 [2].



Figura 1.1. Ejemplo de daños estructurales en columnas de hormigón armado y en los contenidos después del terremoto del 27 de febrero de 2010, del Hospital Hernán Henríquez Aravena, Temuco. Fuente: Ministerio de Salud

La aislación basal tiene como objetivo disminuir el daño en las estructuras bajo solicitaciones sísmicas, mediante la disipación de energía que se produce al incorporar un aislador en la interfaz entre la superestructura y la subestructura. Este es un dispositivo cuya materialidad es de baja rigidez lateral pero alta rigidez vertical, desacoplando horizontalmente la estructura del suelo, generando un aumento de la flexibilidad horizontal del edificio al concentrar las deformaciones en el nivel de aislación [3]. Diversos estudios en estructuras de hormigón armado con aislación basal han demostrado que reducen el esfuerzo de corte basal, las aceleraciones y los desplazamientos entre pisos con respecto a estructuras con base empotrada o base fija [4] [5], [6]. Ejemplos que dejan en evidencia la eficiencia de esta tecnología son el buen desempeño de las estructuras con aislación basal ante los terremotos de Northridge 1994, Kobe 1995, y Maule 2010 [7].

Además de la aislación basal, existen diversos mecanismos de disipación de energía, los cuales también han demostrado poder disminuir los desplazamientos de piso, aceleraciones y esfuerzos internos en las estructuras de hormigón armado, como por ejemplo los sistemas pasivos de disipadores de energía pasivos [8]. Esto permite que los servicios básicos como por ejemplo hospitales, estaciones de policías, bomberos, y oficinas importantes como edificios públicos, entre otras, puedan mantenerse operativos inmediatamente después de un sismo de gran intensidad, además de proteger equipos de gran valor económico y reducir el daño en la estructura, que es la base de la filosofía de diseño actual [7].

Si bien al incorporar aislación basal genera un aumento en los períodos naturales de la estructura, puede que, debido al tipo de suelo donde se encuentre la estructura sea contraproducente su utilización porque, para suelos de menor calidad categorizados en las normas chilenas de diseño sísmico de edificios como suelos tipo D o IV, los espectros de pseudo - aceleraciones tienen sus valores máximos en períodos naturales más altos, por lo que la respuesta de la estructura puede llegar a amplificarse [7], haciéndola vulnerable a daños estructurales y no estructurales (por ejemplo tabiques, muebles, maquinaria, entre otros), al aumentar el drift y las aceleraciones de piso, que son parámetros que indican el nivel de daño de una estructura.

En base a lo anterior, es importante poder estimar de manera adecuada las demandas de desplazamiento y las aceleraciones de pisos, con el fin de reducir las pérdidas económicas y, sobre todo, humanas. Por lo tanto, surge la necesidad de estudiar la respuesta de edificios hospitalarios con aislación basal ante sollicitaciones sísmicas, en virtud de su gran importancia y valor para el país, considerando que, a pesar del buen desempeño de las estructuras aisladas durante el terremoto de Maule, estas estaban ubicadas en las comunas de Santiago y Viña del Mar [9] lejos del epicentro, por lo tanto, aún no han sido expuestas a sismos de gran intensidad que puedan poner a prueba esta tecnología en el país, cuyas características sean desfavorables y puedan generar daños considerables en el sistema de aislación y sus contenidos, como por ejemplo sismos de duración prolongada y de bajas frecuencias [10], [11].

En base lo expuesto, se analizará la influencia del tipo de suelo en la demanda sísmica y en la respuesta de edificios hospitalarios con aislación basal, y se verificará si los métodos de diseño de la normativa vigente son lo suficientemente conservadores para asegurar un buen desempeño sísmico ante los casos desfavorables mencionados anteriormente. Para ello se construirá un modelo que sea representativo a la estructuración de los edificios hospitalarios nacionales, el cual se diseñará según lo establecido por la normativa nacional e internacional vigente (NCh 433, NCh 2745 y ASCE 7).

Para estudiar la respuesta de la estructura, se realizará un análisis lineal modal espectral mediante el software de elementos finitos Etabs, y no lineal tiempo – historia, mediante el software Ruaumoko, donde se comparan los resultados para distintos registros nacionales e internacionales, como por ejemplo Maule 2010 y Kobe 1995.

## 1.2 Objetivo General

El objetivo de este trabajo es evaluar la respuesta sísmica de un edificio compuesto por marcos intermedios de hormigón armado con aislación basal, tal que sea representativo de los edificios hospitalarios existentes en Chile, sometido a registros ocurridos en Chile en distintos tipos de suelos, y también sismos extranjeros, analizando el comportamiento de la estructura, de los elementos y de los aisladores, con el fin de comparar el desempeño de la estructura en cada tipo de suelo, verificando si las disposiciones normativas vigentes son suficientemente conservadoras para garantizar la estabilidad de la estructura y en su contenido.

## 1.3 Objetivos Específicos

- Obtener un caso de estudio que esté dentro del rango de períodos naturales, estructuración y geometría similar a los edificios hospitalarios chilenos.
- Diseñar y analizar el edificio del caso de estudio con base empotrada y otra que contenga aislación basal, mediante un análisis sísmico lineal modal espectral establecidos por las normas NCh 433 of 1996 Mod. 2012 y NCh 2745 of 2013 vigentes, para cada tipo de suelo y comparar los resultados de cada una.
- Verificar la influencia del tipo de registro y el tipo de suelo en la respuesta del edificio diseñado, mediante un análisis no lineal tiempo – historia, incorporando variaciones del amortiguamiento y de las propiedades de los aisladores según la ASCE-7.
- Evaluar el comportamiento de los aisladores y de los elementos estructurales para registros nacionales e internacionales.
- Evaluar el comportamiento de los aisladores y de los elementos estructurales variando las propiedades del amortiguamiento de la estructura y de la rigidez de los aisladores.

## 1.4 Metodología de Trabajo

- Lectura y obtención de información bibliográfico y del estado del arte.
- Proposición de una estructuración representativa de edificios hospitalarios chilenos.
- Modelación el edificio, el cual es de marco de hormigón armado mediante el software de elementos finitos ETABS
- Análisis y diseñar el edificio de acuerdo con la normativa NCh 433, NCh 2745, y bases del diseño de acuerdo con la ACI 318 -08 y DS N° 60.
- Realizar un análisis no lineal tiempo historia mediante el software Ruaumoko incorporando las propiedades no lineales de los aisladores y de los elementos estructurales (vigas y columnas), y comparar el comportamiento del edificio para al menos siete registros seleccionados.
- Evaluar el comportamiento del sistema de aislación en base a los esfuerzos internos, desplazamientos, grados de incursión no lineal y aceleraciones de los pisos, variando además propiedades de los aisladores y amortiguamiento.
- Concluir en base a los resultados obtenidos.

## 1.5 Alcances

- El edificio de estudio propuesto se seleccionó en base a hospitales públicos de categoría de alta complejidad según la clasificación resolutive establecida por el Ministerio de Salud.
- Se considera sólo edificios hospitalarios mayores de 3 pisos de altura.
- Se usa la zona sísmica 3 y todos los tipos de suelos establecidos en la NCh 433 of 1996 mod. 2012 y NCh 2745 of 2013
- Se usa sólo aisladores elastoméricos con núcleo de plomo y deslizadores friccionales

## Capítulo II

### 2. Edificios Hospitalarios

Según el Ministerio de Salud, los edificios hospitalarios se distinguen en base a la calidad contractual o su capacidad resolutive. Este último posee tres categorías: hospitales de alta complejidad, hospitales de mediana complejidad y hospitales de baja complejidad. Para este estudio, se centra en los hospitales de alta complejidad, cuya definición según el Ministerio de Salud es: “Aquellos que dan cobertura a toda la población del Servicio de Salud para prestaciones de alta complejidad, según la cartera de servicios definidas por el gestor de red...” [12]. Esta categoría se caracteriza por ser edificios entre 4 a 9 pisos, y pueden además poseer aislación basal.

#### 2.1 Información Recopilada

El caso de estudio que se usa en este trabajo se obtuvo al recopilar información de diversos edificios hospitalarios construidos o que se encuentren construcción a la fecha de publicación de este trabajo. Dentro de la información recopilada se encuentra la geometría del edificio, la altura entre pisos, las dimensiones de los elementos estructurales, número de pisos y los periodos naturales.

Se recopiló información de los siguientes recintos hospitalarios:

- Hospital Doctor Gustavo Fricke
- Hospital Provincia Cordillera
- Hospital Provincial Marga Marga
- Hospital Bi Provincial Quillota Petorca
- Hospital de La Florida

Cabe mencionar que la información obtenida del Hospital Doctor Gustavo Fricke corresponde al nuevo edificio, inaugurado en abril del año 2020. Estos edificios poseen una estructuración de marcos de hormigón armado, con una o varias juntas de dilatación, por lo que estarían compuestos por estructuras independientes. En la Figura 2.1 se muestra una planta de geometría recurrente en este tipo de hospitales, como lo es la estructuración de marcos, la junta de dilatación y los distintos cuerpos que contienen el edificio.

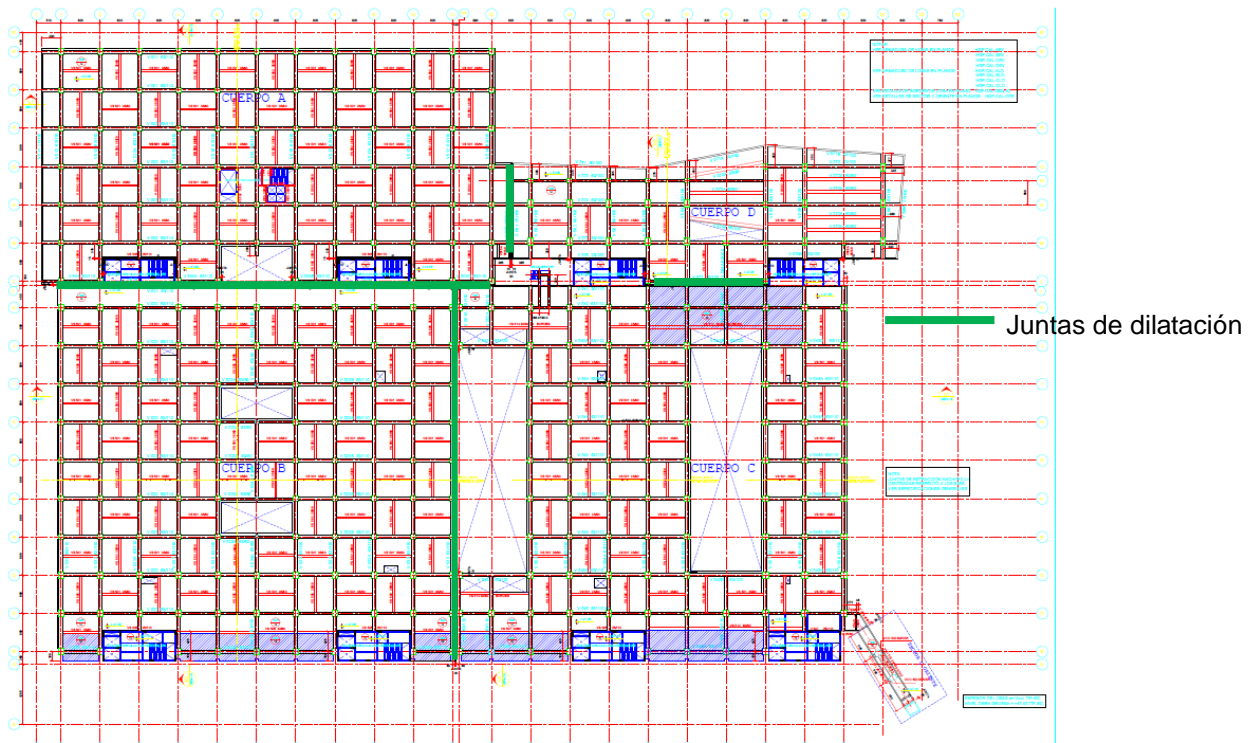


Figura 2.1. Planta Piso 2 Hospital Dr. Gustavo Fricke. Fuente: Memoria de Cálculo Hospital Dr. Gustavo Fricke

Para la obtención del caso de estudio se toma como referencia las memorias de cálculos de los edificios antes mencionados [13] [14] [15] [16] [17], cuyas características se muestran en la Tabla 2.1 y Tabla 2.2.

Tabla 2.1. Parámetros de los hospitales estudiados

Hospital	Suelo	Tx [s]	Ty [s]	f <sub>c</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>y</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]	n° pisos
Hospital de La Florida	B	0,88	0,92	300	4200	6
Hospital Dr. Gustavo Fricke CUERPO A	B	0,5	0,5	300	4200	6
Hoapital Dr. Gustavo Fricke CUERPO B	B	0,9	0,9	300	4200	12
Hospital Gustavo Fricke CUERPO C	B	0,6	0,6	300	4200	7
Hospital Gustavo Fricke CUERPO D	B	0,56	0,47	300	4200	4
Hospital Provincial Marga Marga	C	Sin Información	Sin Información	350	4200	8
Hospital Provincia Cordillera	Sin Información	Sin Información	Sin Información	250	4200	5
Hospital Bi Provincial Quillota/Petorca	C	2,98	2,98	250	4200	7

Tabla 2.2 Dimensiones y Geometría de los hospitales estudiados

Hospital	Distancia entre Columnas [cm]	Altura entre piso [cm]	Espesor de Losa [cm]	Dimensiones de Vigas Pisos 1 y 2 [cm]	Dimensiones de Vigas Pisos Superiores [cm]	Dimensiones de Columnas Pisos 1 y 2 [cm]	Dimensiones de Columnas Pisos Superiores [cm]
Hospital de La Florida	750	420	20	40/50	40/80	120/120	60/60
Hospital Dr. Gustavo Fricke CUERPO A	800	460	20	60/110	80/120	120/120	120/120
Hoapital Dr. Gustavo Fricke CUERPO B	800	460	20	60/110	80/120	120/120	120/120
Hospital Gustavo Fricke CUERPO C	800	460	20	60/110	80/120	120/120	120/120
Hospital Gustavo Fricke CUERPO D	800	460	20	60/110	80/120	120/120	120/120
Hospital Provincial Marga Marga	800	470	20	50/90	50/70	100/100	80/80
Hospital Provincia Cordillera	600	450	20	40/60	40/100	60/60	60/60
Hospital Bi Provincial Quillota/Petorca	800	480	20	60/70	50/60	90/90	70/70

Los parámetros que fueron utilizados para el análisis son:

- $T_x$  y  $T_y$ : Periodos de mayor masa traslacional en dirección x e y respectivamente.
- Tipo de Suelo: Según NCh 433 y NCh 2745
- Coeficiente de Importancia I: Según NCh 433, cuyo valor es  $I=1,2$  (para los hospitales Dr Gustavo Fricke y Provincia Cordillera) y según NCh 2745, con valor es  $I=1$  (para los hospitales: Provincial Marga Marga, Bi Provincial Quillota/Petorca y de La Florida)

Cabe señalar que la diferencia entre los coeficientes de importancia entre ambas normativas es debido que en la NCh 2745, sólo se considera un factor de importancia  $I=1$  para todos los casos.

Cabe destacar que el Hospital de La Florida es un edificio que posee aislación basal, por lo que, para obtener los períodos naturales de mayor masa traslacional para el caso empotrado, se trabajó con el modelo en ETABS del hospital y se quitaron los aisladores y deslizadores. Considerando que, a pesar de no poseer información de los períodos naturales de algunas estructuras, se puede inferir que, al poseer aislación, el orden de magnitud se encontraría entre los 2,8 [s] a 3 [s], que son el rango de los períodos objetivos de las estructuras aisladas establecidas por la NCh 2745 of 2013.

Cuando una estructura de marcos de hormigón armado se encuentra empotrada, los períodos fundamentales son consistentes con los obtenidos de la información de la memoria de cálculo del Hospital Dr. Gustavo Fricke, ya que este hospital posee base fija y, además que se encuentra dilatado, por lo que está compuesto por diferentes edificios, los cuales poseen diferentes números de pisos como se muestra en la tabla 2.1, cuyos períodos fundamentales se encuentran en el rango de los 0,5 [s] a 0,9 [s].

## 2.2 Caso de Estudio

De acuerdo con la información mostrada del capítulo 2.1, se propone un caso de estudio a investigar, el cual es un sistema estructural de marcos de hormigón armado, con geometría de planta rectangular, como se puede apreciar en la Figura 2.1, el cual se analiza y diseña de acuerdo con la normativa vigente.

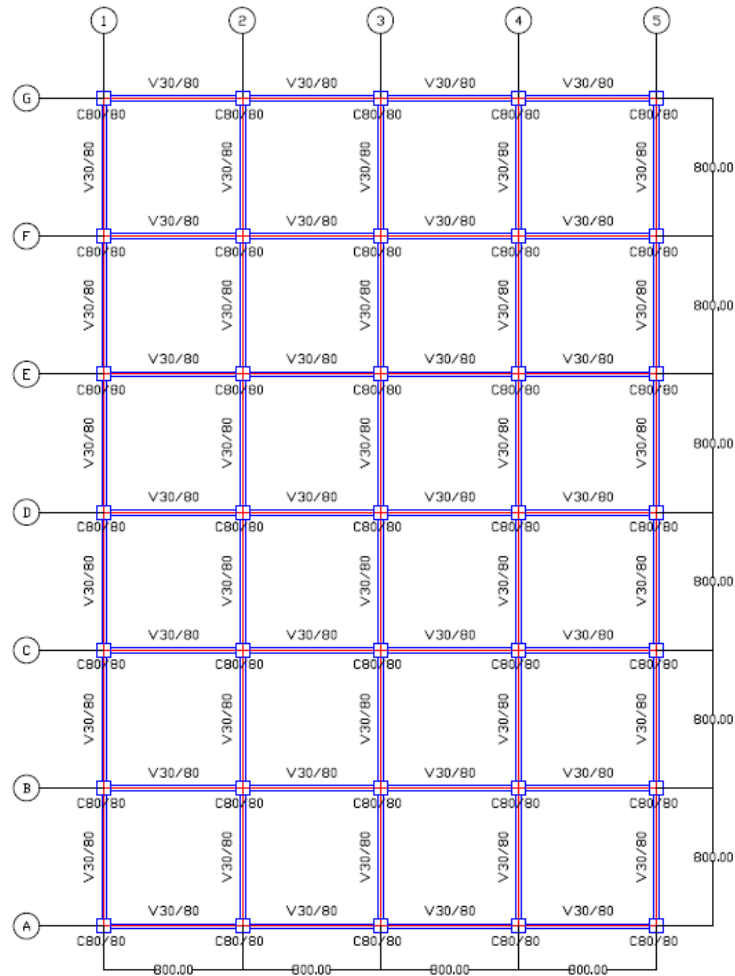


Figura 2.2. Caso de estudio.

De la información obtenida del capítulo 2.1 de los hospitales estudiados, se propone las características del edificio, que se muestran en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Parámetros del Casos de Estudio

Dimensiones de Vigas [cm]	30/80
Dimensiones de Columnas	80/80
Espesor de Losa	15
Distancia entre Columnas[cm]	800
Altura entre piso	450
n° de Pisos	4

En la modelación del edificio se realizó mediante el software de elementos finitos Etabs Ultimate V19.1.0, como se muestra en la Figura 2.3.

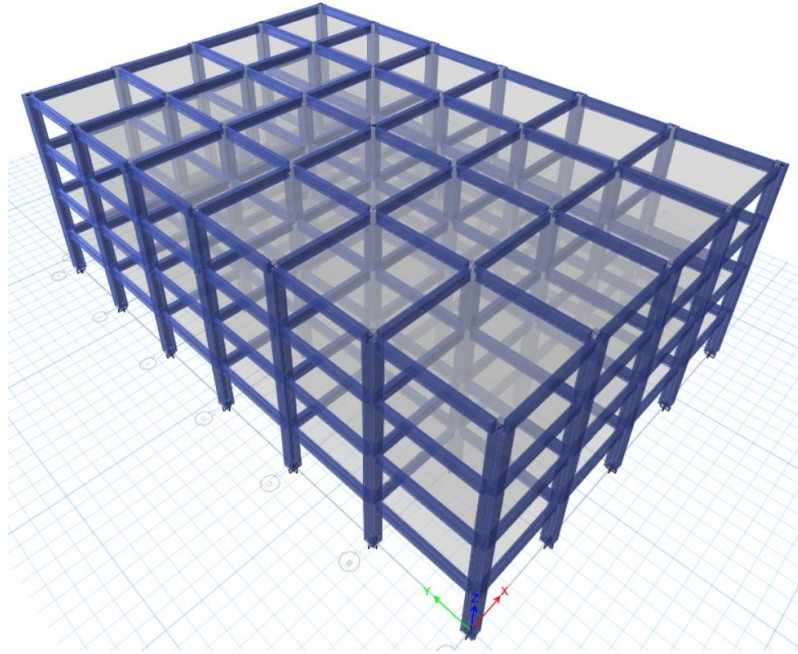


Figura 2.3. Modelo Caso de Estudio

La superficie construida es de  $1920 [m^2]$ , mientras que los periodos naturales de mayor masa traslacional en ambas direcciones obtenidos de la modelación son los siguientes:

- $T_x = 0,64 [s]$
- $T_y = 0,63 [s]$

Para el análisis del edificio, se considera que se ubica en zona sísmica 3, según lo establecido en la NCh 433, con el fin de estudiar el caso más desfavorable, donde se verifica el drift entre pisos y se compara con el límite normativo.

En cuanto a la materialidad, se considera el grado del hormigón G30, y acero de refuerzo A630-420H. El peso sísmico del edificio es de  $5852,24 [tonf]$ , y el peso por unidad de área es  $0,92 \left[ \frac{tonf}{m^2} \right]$ , considerando el peso de los elementos más el 50% de la sobrecarga de uso y de techo.

La modelación del edificio se consideró el efecto de los cachos rígidos en las uniones viga-columna.

## Capítulo III

### 3. Análisis Sísmico Lineal Elástico

Para este estudio, se compara la respuesta sísmica del edificio de estudio con y sin aislación basal, mediante un análisis lineal modal espectral, usando el espectro de pseudo-aceleraciones de diseño para ambas normas, donde se analiza la respuesta del edificio de estudio cuando éste se encuentra ubicado en diferentes tipos de suelos, los cuales están clasificados como A, B, C, D y E, según lo establecido por la NCh 433 of 1996 mod. 2012, el cual hace la distinción principalmente según la velocidad de propagación de la onda de corte. Los suelos tipo A tienden a ser suelos rígidos, como basamentos rocosos, y van cambiando su granulometría a suelos más blandos según aumente la categoría.

Una vez realizado el análisis y verificado las deformaciones de piso de la estructura, se diseña el edificio aislado y empotrado, comparando las cuantías longitudinales y transversales, y se verifica los criterios de columna fuerte y viga débil.

#### 3.1 Análisis Sísmico NCh 433

El espectro de pseudo-aceleraciones de diseño se define como sigue:

$$S_a = \frac{S A_0 \alpha}{(R^*/I)} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Donde:

S: Factor que depende del tipo de suelo.

$A_0$ : Aceleración efectiva máxima del suelo, que depende de la zona sísmica ( $A_0 = 0,4g$  para Zona Sísmica III).

I: Coeficiente relativo al uso e importancia de la estructura ( $I = 1,2$  para edificios hospitalarios).

El factor  $\alpha$  corresponde a un factor de amplificación de la aceleración máxima, el cual se define como:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Donde:

$T_n$  : Período de vibración de la estructura.

$T_0, p$  : Parámetros relativos al tipo de suelo

El factor de reducción  $R^*$  se define según la siguiente expresión:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Donde:

$T^*$  : Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

$R_0$  : Factor de modificación de la respuesta, que depende del sistema estructural y el material.

La expresión para determinar el coeficiente sísmico máximo  $C_{m\acute{a}x}$  depende del factor de modificación de respuesta  $R$  del análisis estático ( $R = 7$  para marcos de hormigón armado), por lo tanto, el coeficiente sísmico máximo se obtiene según la siguiente expresión:

$$C_{m\acute{a}x} = 0,35 S A_0 / g \quad \text{Ecuación 3.4}$$

El coeficiente sísmico mínimo se define como:

$$C_{min} = \frac{A_0 S}{6g} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Donde:

$g$  : Aceleración de gravedad,  $9,81 \left[ \frac{m}{s^2} \right]$

En la Tabla 3.1 y Tabla 3.2 , se resume los valores de los parámetros obtenidos.

Tabla 3.1 Parámetros sísmicos – Fuente: NCh 433

Parámetro NCh 433	
$A_0/g$	0,4
$I$	1,2
$R$	7
$R_0$	11

Tabla 3.2 Parámetros que dependen del tipo de suelo – Fuente: NCh 433 of 1996 Mod. 2012

Parámetros que dependen del tipo de suelo NCh 433					
Parámetro	Suelo A	Suelo B	Suelo C	Suelo D	Suelo E
$S$	0,9	1	1,05	1,2	1,3
$T_0$ [s]	0,15	0,3	0,4	0,75	1,2
$T'$ [s]	0,2	0,3	0,4	0,75	1,2
$n$	1	1,33	1,4	1,8	1,8
$p$	2	1,5	1,6	1	1

Una vez definido los parámetros, se obtiene los espectros de pseudo-aceleraciones de diseño para cada tipo de suelo como se muestra en Figura 3.1.

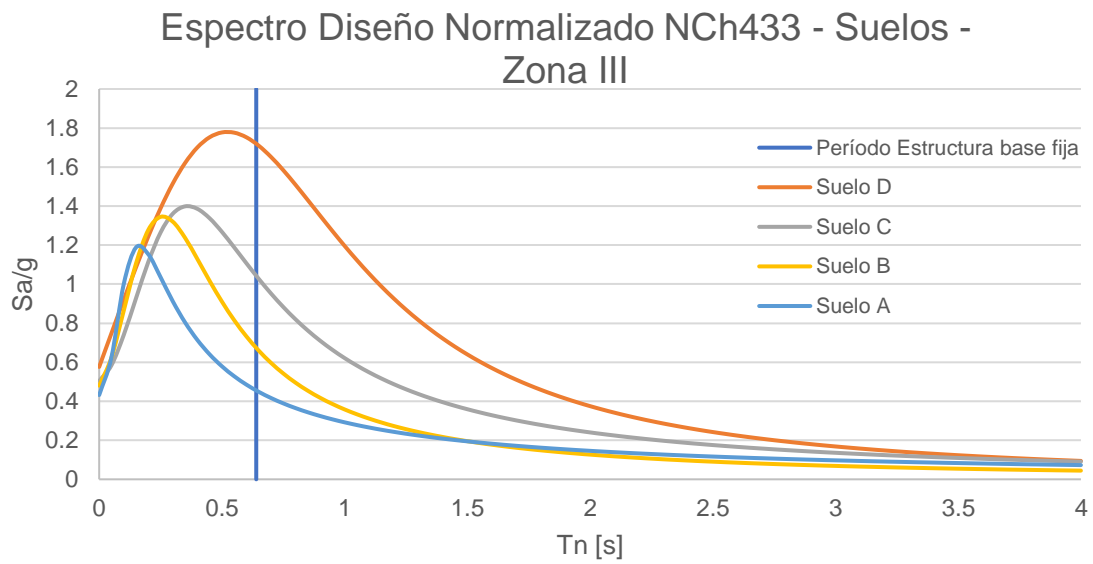


Figura 3.1. Espectro de diseño normalizado de la NCh433

### 3.1.1 Límites del Corte Basal

La NCh 433 establece el corte basal mínimo y máximo que debe ser capaz de soportar la estructura, los cuales se definen según la siguiente expresión:

$$Q_{\min} = C_{\min} I P \quad \text{Ecuación 3.6}$$

$$Q_{\max} = C_{\max} I P \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Donde:

$P$  : Peso total del edificio sobre el nivel basal.

Como el corte basal no puede ser menor que el límite establecido por la norma, hay que corroborar si es necesario modificar el factor de reducción a un factor  $R^{**}$ , con tal de cumplir con esta condición. Esto se realiza para todos los tipos de suelo respectivos.

Tabla 3.3 Factor de reducción a utilizar para cada tipo de suelo

Factor de Reducción					
	Suelo A	Suelo B	Suelo C	Suelo D	Suelo E
Q min [tonf]	421,36	468,18	491,59	561,81	608,63
Qmáx [tonf]	884,86	983,18	1032,33	1179,81	1278,13
$R^*x$	9,75	8,27	7,53	5,81	4,60
$R^*y$	9,70	8,20	7,46	5,74	4,53
Corte Basal x [tonf]	235,5	396,31	657,01	1395,27	1888,62
Corte Basal y [tonf]	242,40	413,31	681,29	1427,68	1906,67
$R^{**}x$	5,45	7,00	No requiere	No requiere	No requiere
$R^{**}y$	5,58	7,24	No requiere	No requiere	No requiere
Corte Basal* x [tonf]	421,27	468,15	657,01	1395,27	1888,62
Corte Basal* y [tonf]	421,47	468,07	681,29	1427,68	1906,67

A partir de la Tabla 3.3 se observa que para los suelos C, D y E no es necesario usar otro factor de reducción. Además, para los suelos D y E, el esfuerzo de corte basal supera al esfuerzo de corte basal máximo, por lo que, para estos casos, la norma establece que las solicitaciones se pueden multiplicar por un factor tal que no superen el límite. Sin embargo, para el diseño y el análisis de los desplazamientos sísmicos, se usa el corte basal estimado sin reducir.

Una vez definido los factores de reducción a utilizar para cada tipo de suelo, se obtiene los drift entre piso para cada tipo de suelo.

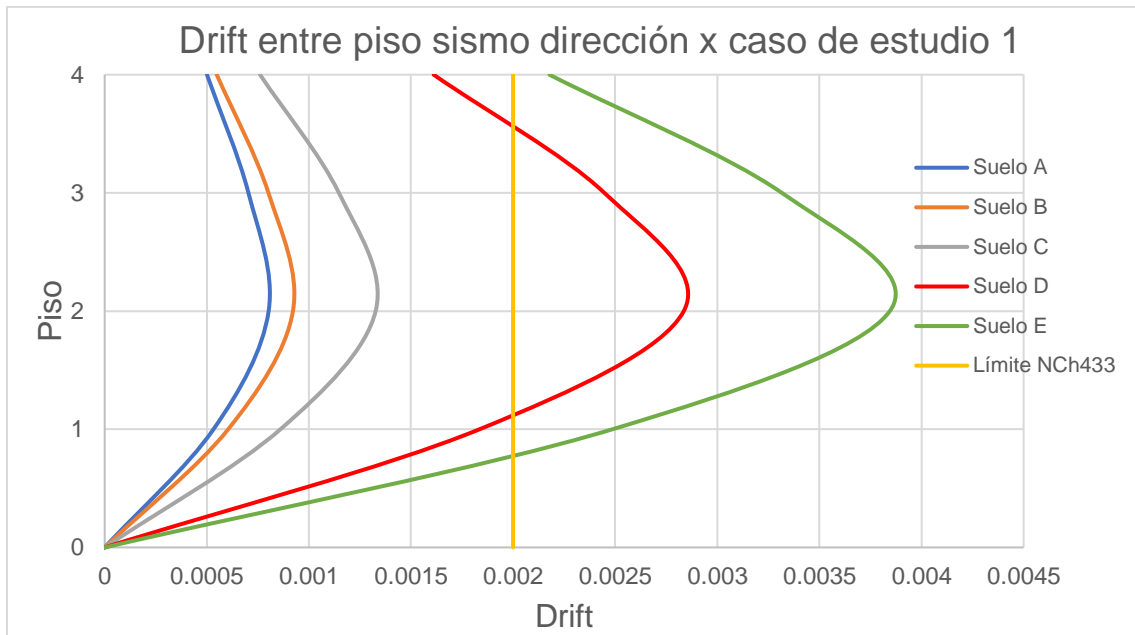


Figura 3.2. Drift entre piso dirección x para cada tipo de suelo

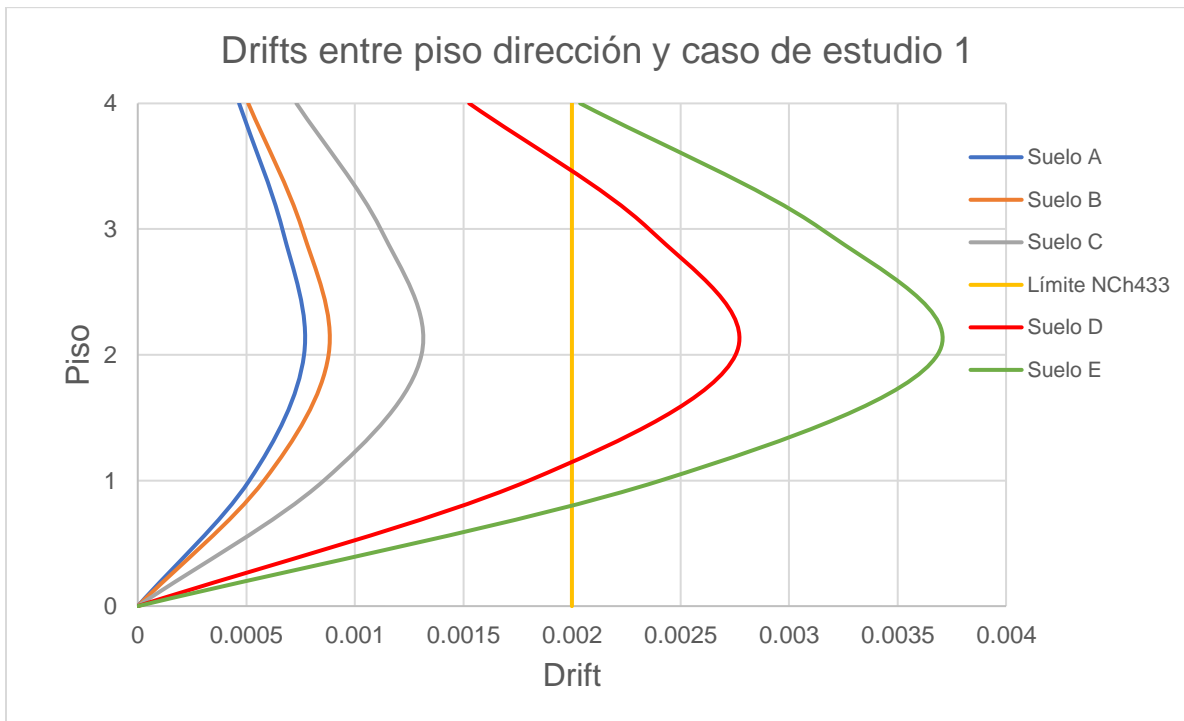


Figura 3.3. Drift entre piso dirección y para cada tipo de suelo

Como se puede apreciar en la Figura 3.2 y Figura 3.3, los desplazamientos relativos entre piso para los suelos A, B y C están bajo el límite máximo que establece la norma, el cual es 0,002, sin embargo, para los suelos D y E superan este límite, lo cual es consistente con el espectro de pseudo - aceleraciones definido anteriormente, ya que, para el período natural de la estructura, la respuesta se amplifica para estos tipos de suelo.

En base a lo expuesto, se propone hacer una modificación del caso de estudio únicamente para estos tipos de suelo, rigidizando la estructura tal de cumplir con el límite establecido por la norma.

### 3.1.2 Modificación del Caso de Estudio

Para poder reducir los desplazamientos de la estructura y cumplir con el límite establecido en la NCh 433 mencionado anteriormente, se modifica el caso de estudio, el cual se denomina "caso de estudio 2", para los suelos D y E, rigidizando la estructura, cambiando las dimensiones de los elementos estructurales. Cabe destacar que este nuevo caso de estudio se usa sólo para un ejercicio de análisis, con el fin de comparar la respuesta sísmica y el diseño con el primer caso de estudio.

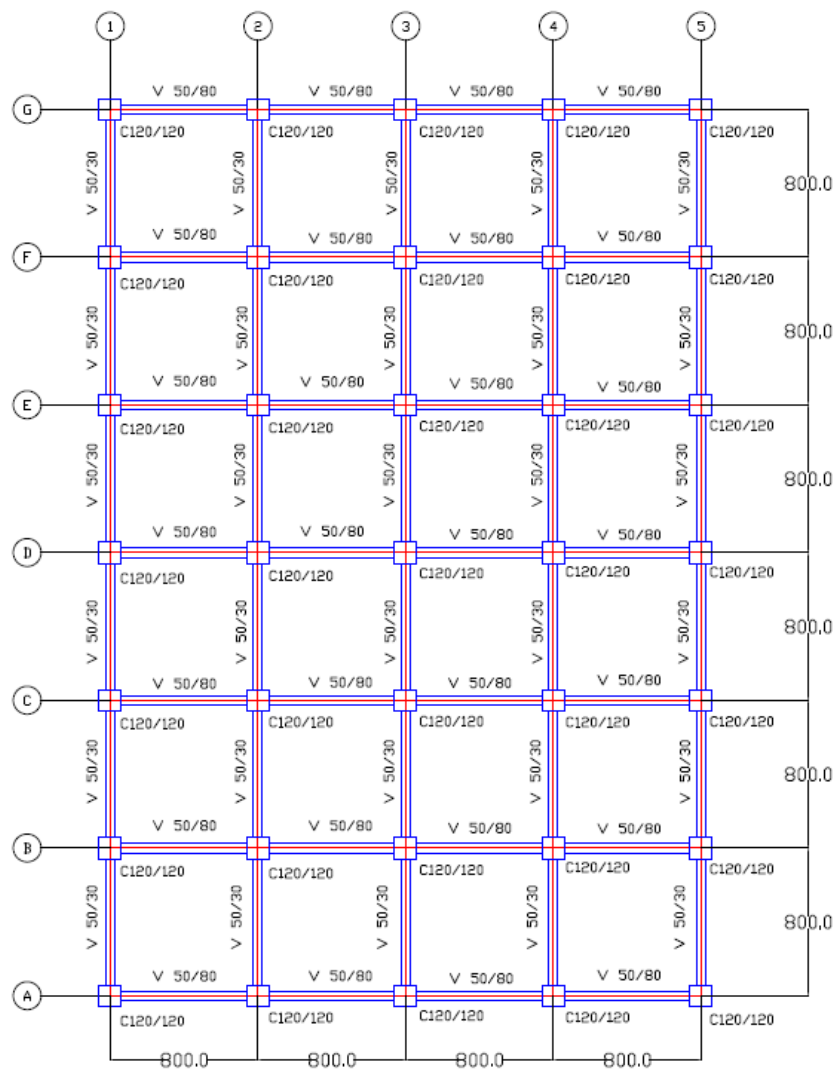


Figura 3.4 Caso de Estudio 2

Las características del nuevo caso de estudio son las siguientes:

Tabla 3.4 Parámetros del Caso de Estudio 2

Dimensiones de Vigas [cm]	50/80
Dimensiones de Columnas	120/120
Espesor de Losa	15
Distancia entre Columnas[cm]	800
Altura entre piso	450
n° de Pisos	4

Los períodos fundamentales del caso de estudio 2 son:

- $T_x = 0,45$  [s]
- $T_y = 0,44$  [s]

Luego, similar para el caso anterior, se obtiene los factores de reducción para cada tipo de suelo.

Tabla 3.5 Factor de Reducción para Suelos D y E

Factor de Reducción Caso de estudio 2		
	Suelo D	Suelo E
Q min [tonf]	738,07	799,58
Qmáx [tonf]	1549,95	1679,11
R*x	4,88	3,79
R*y	4,81	3,74
Corte Basal x [tonf]	1801,82	2181,03
Corte Basal y [tonf]	1826,89	2194,41
R**x	No requiere	No requiere
R**y	No requiere	No requiere
Corte Basal* x [tonf]	1801,82	2181,03
Corte Basal* y [tonf]	1826,89	2194,41

Luego, se obtiene el drift entre piso para los espectros de pseudo – aceleración para los suelos D y E.

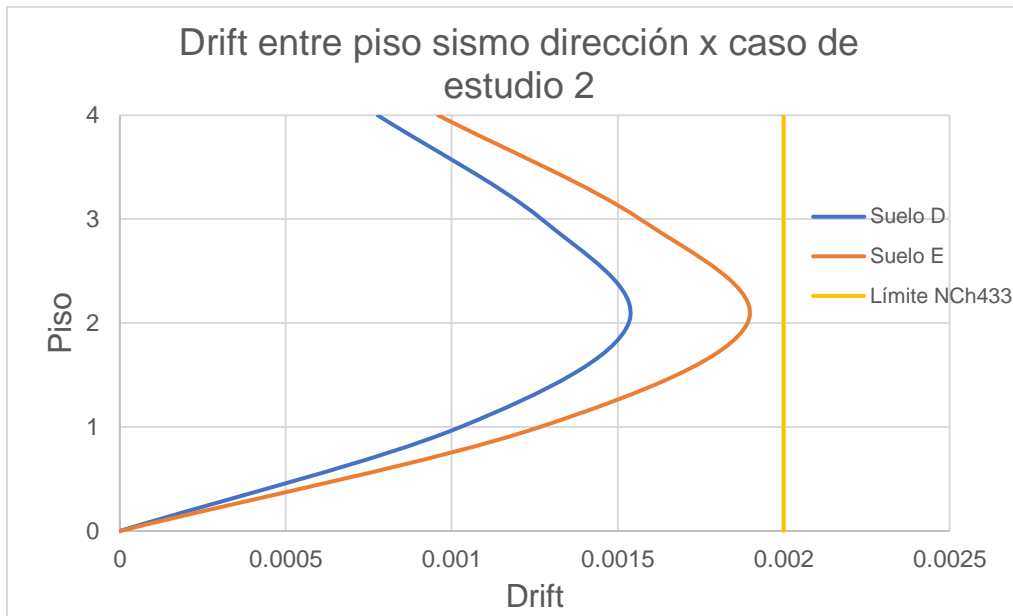


Figura 3.5. Drift entre piso dirección x para suelos D y E

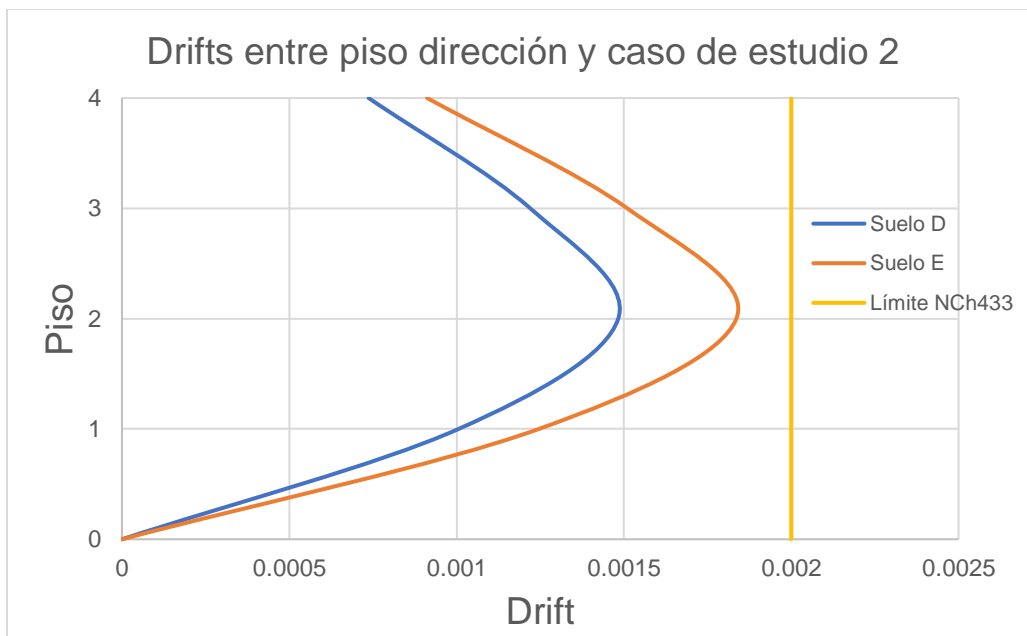


Figura 3.6 Drift entre piso dirección y para suelos D y E

Con lo mostrado en las Figura 3.5 y Figura 3.6, al rigidizar la estructura se logra disminuir los desplazamientos relativos entre piso y cumplir con el requisito normativo.

### 3.2 Diseño de los Elementos Estructurales NCh 433 of 1996 Mod. 2012

Para diseñar los edificios de estudio, se usan las combinaciones de carga, usando el método de diseño por resistencia (LRFD) establecidas por la norma NCh 3171 of 2010, las cuales son las siguientes:

- 1,4 D
- 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr o S o R)
- 1,2 D + 1,6 (Lr o S o R) + L
- 1,2 D + 1,6 (Lr o S o R) + 0,8 W
- 1,2 D + 1,6 W + L + 0,5 (Lr o S o R)
- 1,2 D + 1,4 E + L + 0,2 S
- 0,9 D + 1,6 W
- 0,9 D + 1,4 E

Donde:

D : Cargas de peso propio

L : Sobrecargas de uso, según NCh1537 of 86

Lr : Sobrecarga de techo, según NCh1537 of 86

S : Carga de nieve, según NCh431 of 2010

R : Cargas de lluvia

W : Cargas de viento, según NCh432 of 2010

E : Cargas Sísmicas

Se optó por utilizar una sobrecarga de uso de  $500 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right]$ , distribuida de forma regular en todas las plantas del edificio, que es un valor un valor más conservador que lo establecido en la NCh 1537 of 86 para edificios hospitalarios, el cual es de  $300 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right]$ . Para la sobrecarga de techo, se optó por el valor para techos con acceso peatonal públicos, que es  $500 \left[ \frac{kgf}{m^2} \right]$ , sin reducir.

## 3.2.1 Diseño caso de estudio 1

### 3.2.1.1 Diseño de Columnas

Se diseñan las columnas de acuerdo con las disposiciones del capítulo 21 de la ACI 318 -08 y el Decreto Supremo 60, considerando un sistema estructural de marcos especiales. Se diseña para el tipo de suelo C, que es el más desfavorable de los que cumplen con los límites de desplazamientos relativos, como se muestra en la Figura 3.2 y Figura 3.3. A cada uno de los elementos se le asignó un nombre y enumeración, como se muestra en la Figura 3.7.

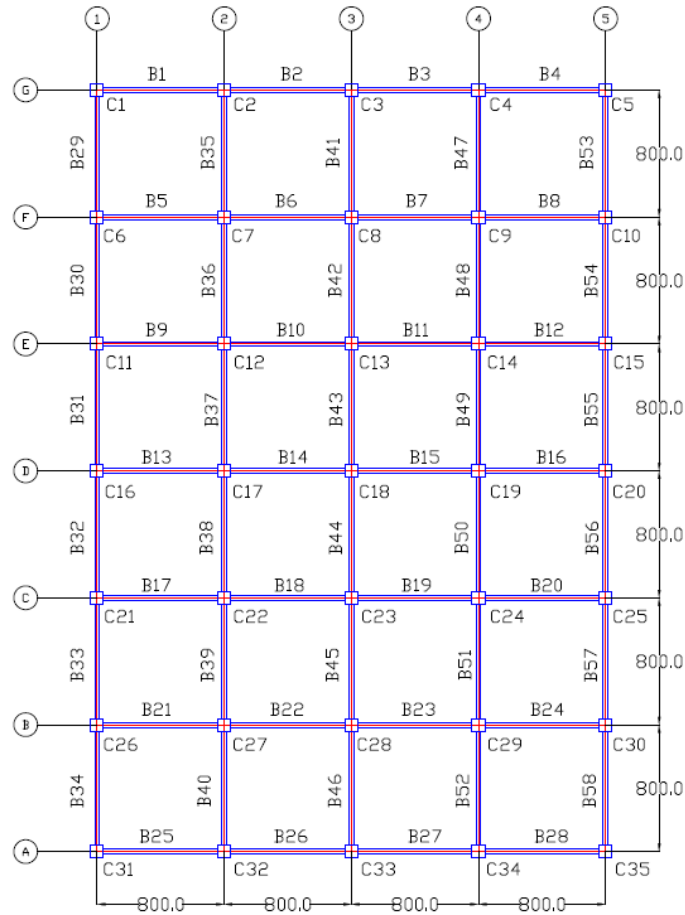


Figura 3.7. Planta con la enumeración de las vigas y columnas para todos los pisos del caso de estudio 1

Los límites del área de acero longitudinal de las columnas establecida por la ACI 318 – 11 se expresan como sigue:

$$A_{st} > 0,01 A_g$$

Ecuación 3.8

$$A_{st} < 0,06 A_g$$

Ecuación 3.9

Donde:

$A_{st}$  : Área de acero longitudinal

$A_g$  : Área gruesa de la sección

El área total de la sección transversal de las columnas es  $A_g = 6400 [cm^2]$  por lo que, el área mínima y máxima de acero longitudinal es:

$$A_{st_{mín}} = 64 [cm^2]$$

$$A_{st_{máx}} = 384 [cm^2]$$

Luego, se hace la propuesta de refuerzo longitudinal para todas las columnas del edificio.

Tabla 3.6 Refuerzo longitudinal propuesto de las columnas

Columnas	Refuerzo Longitudinal	Columnas	Refuerzo Longitudinal
C1	16Ø25	C20	16Ø25
C2	16Ø25	C21	16Ø25
C3	16Ø25	C22	16Ø25
C4	16Ø25	C23	16Ø25
C5	16Ø25	C24	16Ø25
C6	16Ø25	C25	16Ø25
C7	16Ø25	C26	16Ø25
C8	16Ø25	C27	16Ø25
C9	16Ø25	C28	16Ø25
C10	16Ø25	C29	16Ø25
C11	16Ø25	C30	16Ø25
C12	16Ø25	C31	16Ø25
C13	16Ø25	C32	16Ø25
C14	16Ø25	C33	16Ø25
C15	16Ø25	C34	16Ø25
C16	16Ø25	C35	16Ø25
C17	16Ø25	C36	16Ø25
C18	16Ø25	C37	16Ø25
C19	16Ø25	C38	16Ø25

El área de acero longitudinal propuesta es  $78,54 [cm^2]$ , por lo que cumple con los mínimos y máximos establecidas por la norma. Luego, se obtiene el diagrama de interacción de la sección transversal y se compara con las cargas últimas obtenidas de las combinaciones de carga.

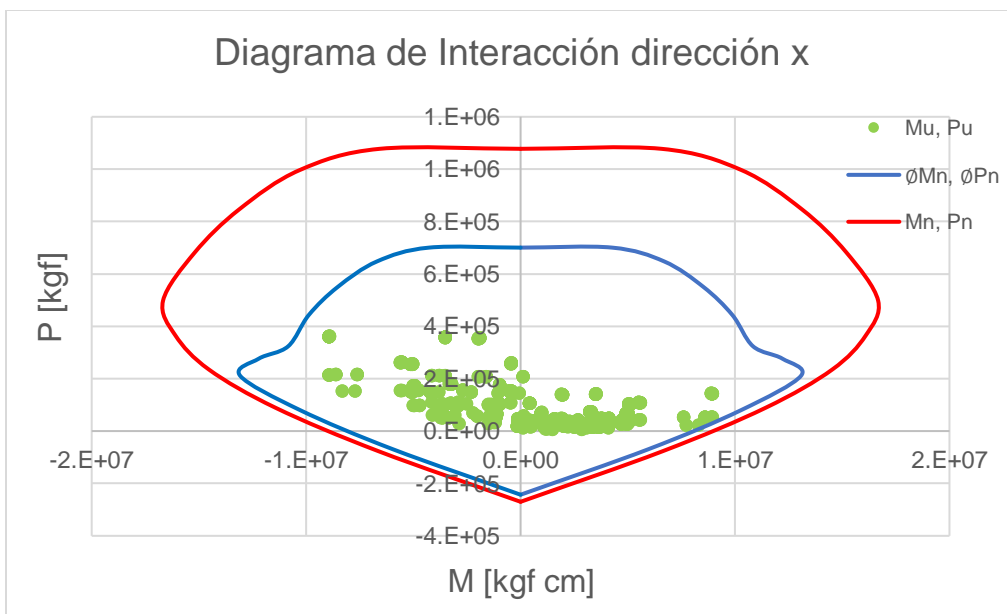


Figura 3.8. Diagrama de interacción en dirección x.

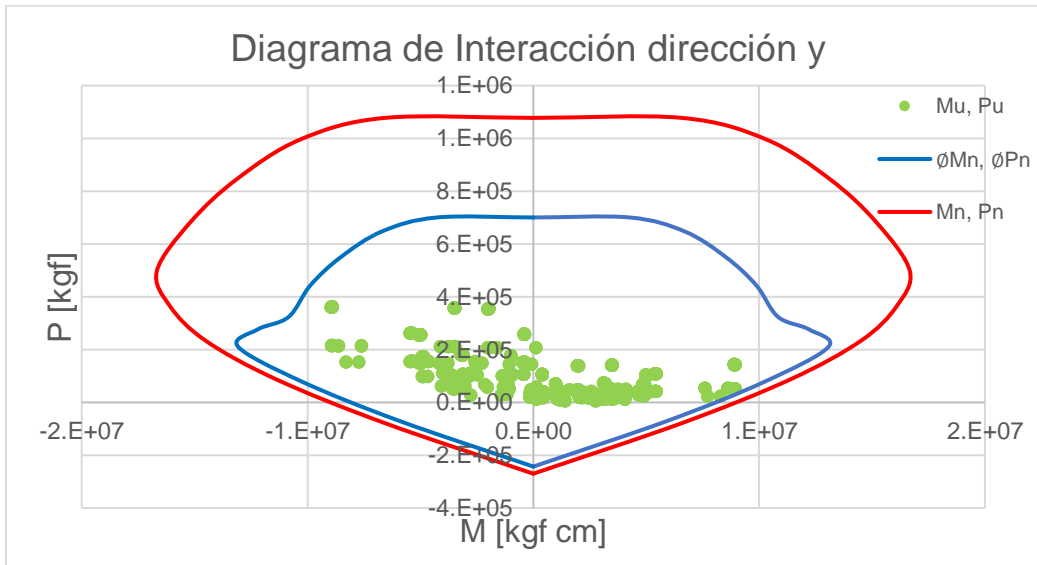


Figura 3.9. Diagrama de interacción en dirección y

De las Figura 3.8 y Figura 3.9 se observa que las solicitaciones están bajo la resistencia nominal de la sección, reducida por  $\phi$ , el cual cambia dependiendo si la falla está controlada por compresión, tracción o en la transición de la columna.

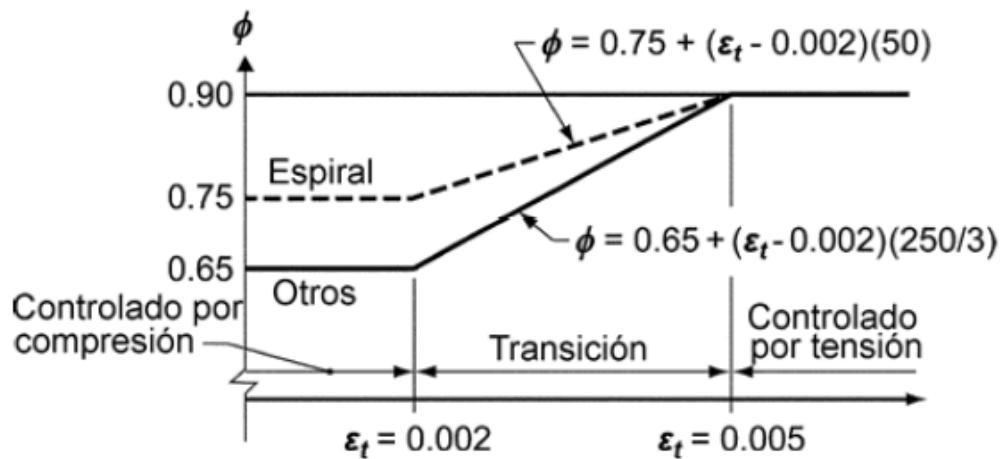


Figura 3.10. Variación del factor de reducción. Fuente: ACI318S - 08

Luego, la resistencia al corte de las columnas se realiza mediante diseño por capacidad, determinando los momentos probables  $M_{pr}$ , los cuales son un 25% mayor que la resistencia nominal de las columnas debido a la sobre resistencia del acero después de la plasticidad. Además, no se considera el aporte de la resistencia al corte del hormigón, según lo es establecido en el capítulo 21 de la ACI 318-08.

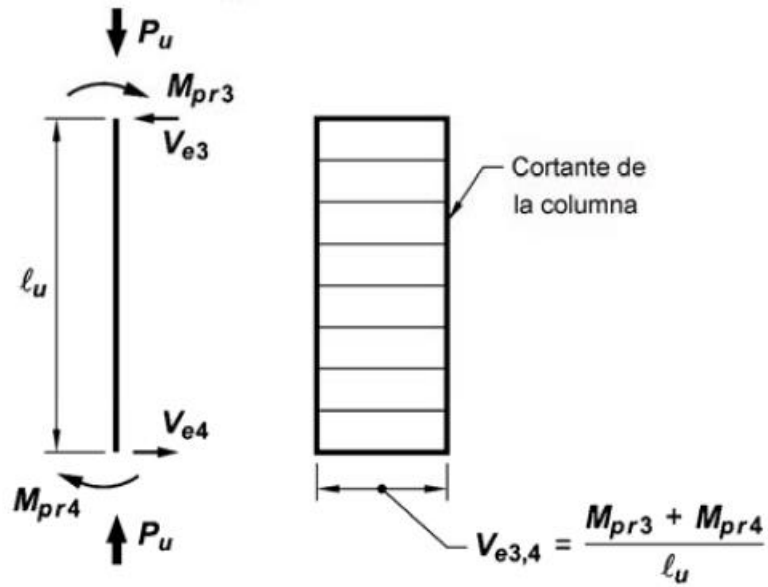


Figura 3.11. Esfuerzo de corte de las columnas para marcos especiales. Fuente: ACI318 – 08

Luego, la cuantía requerida para resistir las solicitaciones al cortante son la siguientes:

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{V_e}{\phi f_y d} \quad \text{Ecuación 3.10}$$

Donde:

- $V_s$ : resistencia al cortante contribuido por el acero
- $V_e$ : sollicitación al cortante (obtenido mediante diseño por capacidad)
- $A_s$ : área de colaboración del acero
- $f_y$ : resistencia a la fluencia del acero ( $f_y = 4200 \left[ \frac{kgf}{cm^2} \right]$ )
- $d$ : distancia desde la fibra a compresión extrema hasta el centroide del refuerzo longitudinal a tracción
- $\phi$ : factor de reducción (0.75 para diseño por capacidad)

Las separaciones son normales o reducidas según la resistencia al corte que se suministra, cuyos límites son:

- $V_s < 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d = 114,32 \text{ [tonf]}$  : separaciones máximas normales
- $1,1 \sqrt{f'_c} b_w d \leq V_s < 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d = 228,63 \text{ [tonf]}$  : separaciones máximas reducidas a la mitad

Además de la cuantía requerida mediante las solicitaciones a corte, se determina la cuantía debido al confinamiento, cuya expresión es la siguiente:

$$A_{st} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \geq 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Donde:

- $s$ : espaciamiento del refuerzo transversal
- $b_c$ : dimensión transversal del núcleo del elemento
- $A_g$ : área bruta de la sección de hormigón
- $A_{ch}$ : área de la armadura transversal que confina el núcleo
- $f'_c$ : resistencia a compresión del hormigón
- $f_{yt}$ : resistencia a la fluencia del acero

La cuantía requerida y propuesta para las columnas perimetrales e interiores se muestra a continuación:

Tabla 3.7 Refuerzo transversal propuesto para las columnas perimetrales

Columnas Perimetrales						
Pisos	Av/s req [cm2/cm]	s prop [cm]	Av req [cm2]	Refuerzo	Av sum [cm2]	Vs [tonf]
Story 1	0,459	10	4,59	2EØ12 +1TØ10	5,31	167,24
Story 2	0,459	10	4,59	2EØ12 +1TØ10	5,31	167,24
Story 3	0,459	10	4,59	2EØ12 +1TØ10	5,31	167,24
Story 4	0,459	10	4,59	2EØ12 +1TØ10	5,31	167,24

Tabla 3.8 Refuerzo transversal propuesto para las columnas interiores

Columnas Interiores						
Pisos	Av/s req [cm2/cm]	s prop [cm]	Av req [cm2]	Refuerzo	Av sum [cm2]	Vs [tonf]
Story 1	0.459	10	4.59	2EØ12 +1TØ10	5.31	167.24
Story 2	0.459	10	4.59	2EØ12 +1TØ10	5.31	167.24
Story 3	0.459	10	4.59	2EØ12 +1TØ10	5.31	167.24
Story 4	0.459	10	4.59	2EØ12 +1TØ10	5.31	167.24

Cabe destacar que la cuantía que controla el diseño es la cuantía por confinamiento, y se puede observar que el refuerzo transversal propuesto cumple con los límites de la resistencia al corte.

A continuación, se presenta un esquema de la sección transversal de las columnas.

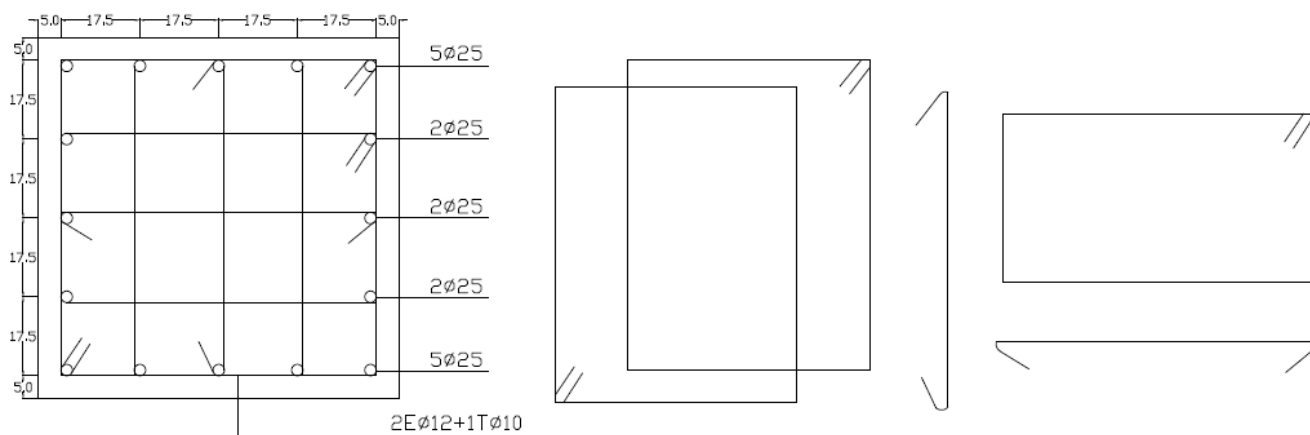


Figura 3.12. Sección transversal de las columnas del caso de estudio 1

### 3.2.1.2 Diseño de las Vigas

Para el diseño a flexión de las vigas, se obtienen preliminarmente las cuantías máximas y mínimas para la sección transversal del caso de estudio según la ACI318S-08:

$$\rho_{min} = 0.8 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \leq \frac{14}{f_y} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

$$\rho_{max} = \frac{0.271 f'_c}{f_y} \leq 0.025 \quad \text{Ecuación 3.13}$$

Luego, para las propiedades de los materiales utilizados, la cuantía mínima y máxima son:

- $\rho_{max} = 0,0194$
- $\rho_{min} = 0,0033$

De las combinaciones de carga, usando el espectro de diseño para el suelo tipo C, se obtiene la cuantía requerida y la suministrada, que son diferente para el tramo del medio y para los extremos, (el tramo de los extremos se extiende hasta  $\frac{1}{4}$  de la longitud libre de la viga por ambos lados, y el tramo del medio corresponde la mitad restante) los cuales son los siguientes:

Tabla 3.9 Cuantía longitudinal requerida y suministrada para los tramos del medio

Sección media de la viga						
Pisos	Refuerzo Inferior			Refuerzo Superior		
	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum
Story 1	0,0043	4ø16+2ø12	0,0045	0,0045	6ø16	0,0052
Story 2	0,0045	6ø16	0,0052	0,0049	6ø16	0,0052
Story 3	0,0033	4ø16	0,0035	0,0037	4ø16+2ø8	0,0039
Story 4	0,0020	4ø16	0,0035	0,0023	4ø16	0,0035

Tabla 3.10 Cuantía longitudinal requerida y suministrada en los extremos en vigas perimetrales

Extremos Vigas Perimetrales						
Pisos	Refuerzo Inferior			Refuerzo Superior		
	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum
Story 1	0,0063	4Ø16+2Ø22	0,0068	0,0096	6Ø25	0,0127
Story 2	0,0067	4Ø16+2Ø22	0,0068	0,0102	6Ø25	0,0127
Story 3	0,0047	6Ø16	0,0052	0,0081	4Ø25	0,0085
Story 4	0,0029	4Ø16	0,0035	0,0048	4Ø16+2Ø18	0,0057

Tabla 3.11 Cuantía longitudinal requerida y suministrada en los extremos en vigas interiores

Extremos Vigas Interiores						
Pisos	Refuerzo Inferior			Refuerzo Superior		
	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum
Story 1	0,0063	4Ø16+2Ø22	0,0068	0,0115	6Ø25	0,0127
Story 2	0,0067	4Ø16+2Ø22	0,0068	0,0122	6Ø25	0,0127
Story 3	0,0047	6Ø16	0,0052	0,0101	6Ø25	0,0127
Story 4	0,0029	4Ø16	0,0035	0,0057	4Ø25	0,0085

Se puede observar que las cuantías suministradas están dentro de los límites establecidos por la norma.

Para el diseño al corte de la viga, al igual que las columnas, también se hace mediante diseño por capacidad.

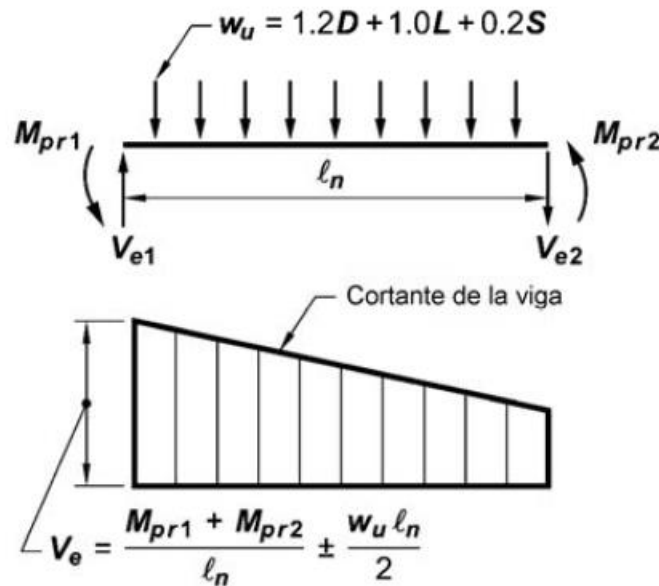


Figura 3.13. Esfuerzos de corte para vigas diseñadas mediante marcos especiales. Fuente: ACI318S - 08

Las separaciones son normales o reducidas según la resistencia al corte que se suministra, cuyos límites son:

$$V_s < 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d = 44,01 \text{ [tonf]} : \text{separaciones máximas normales}$$

$$1,1 \sqrt{f'_c} b_w d \leq V_s < 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d = 88,02 \text{ [tonf]} : \text{separaciones máximas reducidas a la mitad}$$

La cuantía requerida y propuesta para las vigas perimetrales e interiores se muestran a continuación:

Tabla 3.12 Refuerzo transversal requerido y suministrado para vigas perimetrales - Fuente: elaboración propia

Vigas Perimetrales						
Pisos	Av/s req [cm <sup>2</sup> /cm]	s prop [cm]	Av req [cm <sup>2</sup> ]	Refuerzo	Av sum [cm <sup>2</sup> ]	Vs [tonf]
Story 1	0,131	20	3,14	2EØ10	3,14	50,80
Story 2	0,131	20	3,14	2EØ10	3,14	50,80
Story 3	0,107	24	2,57	2EØ10	3,14	42,33
Story 4	0,070	30	2,10	2EØ10	3,14	33,87

Tabla 3.13 Refuerzo transversal requerido y suministrado para vigas interiores - Fuente: elaboración propia

Vigas Interiores						
Pisos	Av/s req [cm <sup>2</sup> /cm]	s prop [cm]	Av req [cm <sup>2</sup> ]	Refuerzo	Av sum [cm <sup>2</sup> ]	Vs [tonf]
Story 1	0,162	18	2,92	2EØ10	3,14	56,44
Story 2	0,162	18	2,93	2EØ10	3,14	56,44
Story 3	0,156	18	2,81	2EØ10	3,14	56,44
Story 4	0,098	30	2,94	2EØ10	3,14	33,87

Luego se presenta el esquema de las vigas perimetrales e interiores para cada piso.

## PISO 4

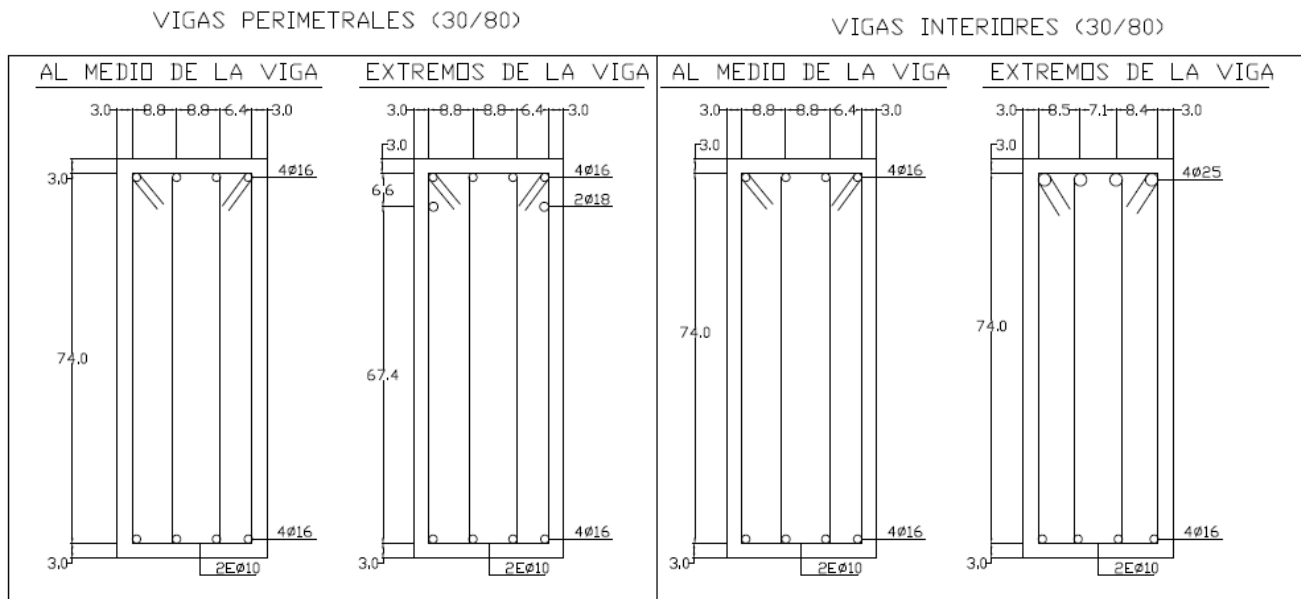


Figura 3.14. Sección transversal de las vigas del piso 4.

## PISO 3

VIGAS PERIMETRALES (30/80)

VIGAS INTERIORES (30/80)

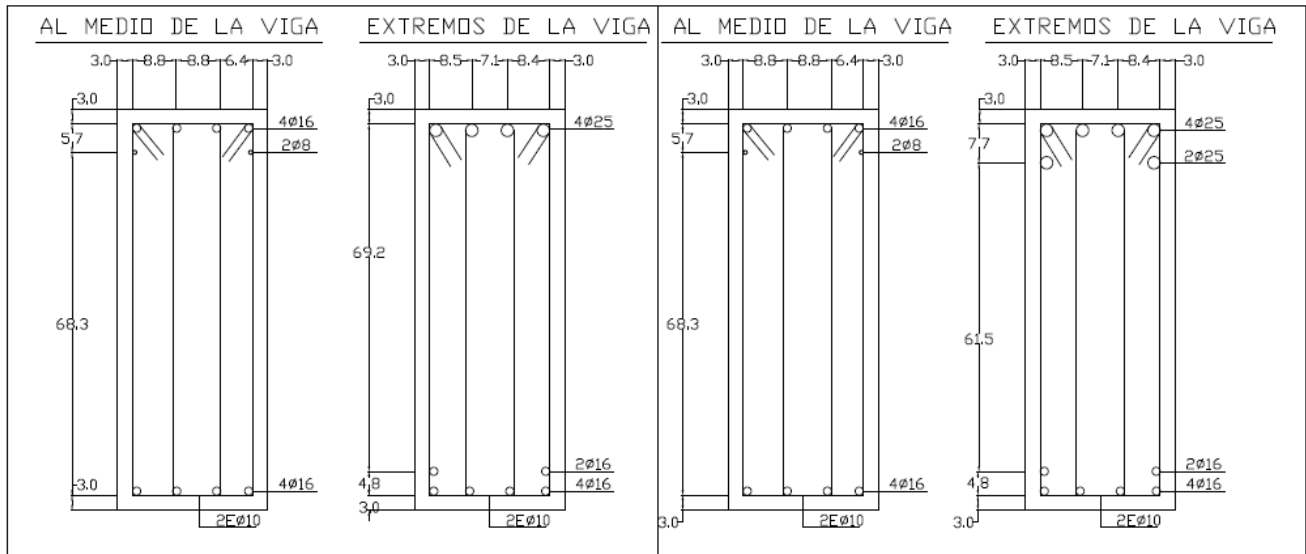


Figura 3.15. Sección transversal de las vigas del piso 3

## PISO 2

VIGAS PERIMETRALES (30/80)

VIGAS INTERIORES (30/80)

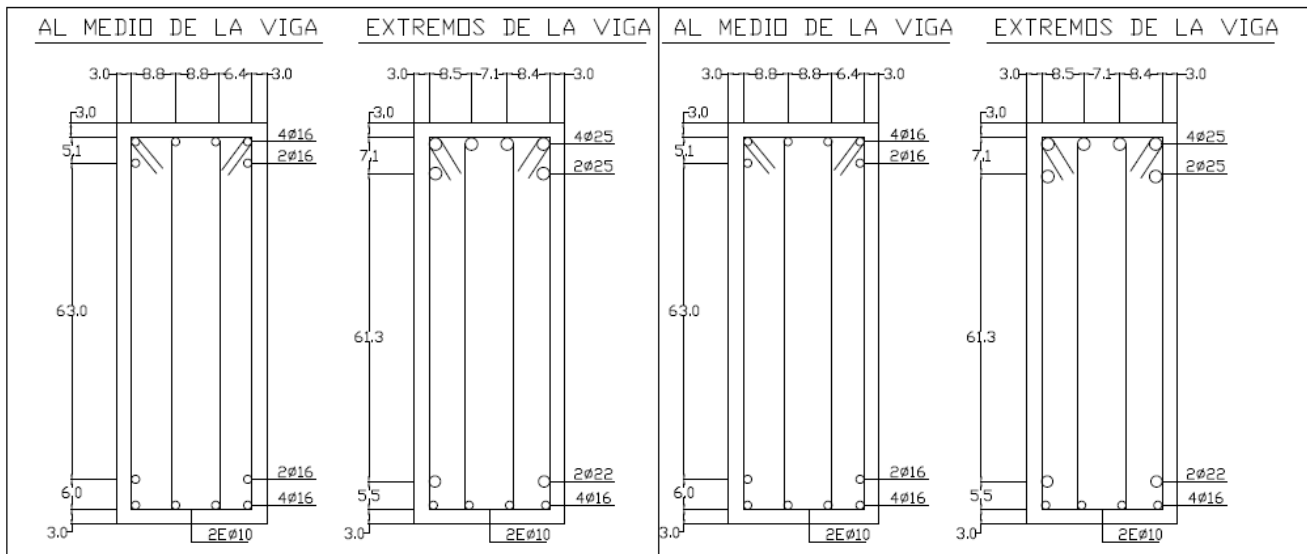


Figura 3.16. Sección transversal de las vigas del piso 2

# PISO 1

## VIGAS PERIMETRALES (30/80)

## VIGAS INTERIORES (30/80)

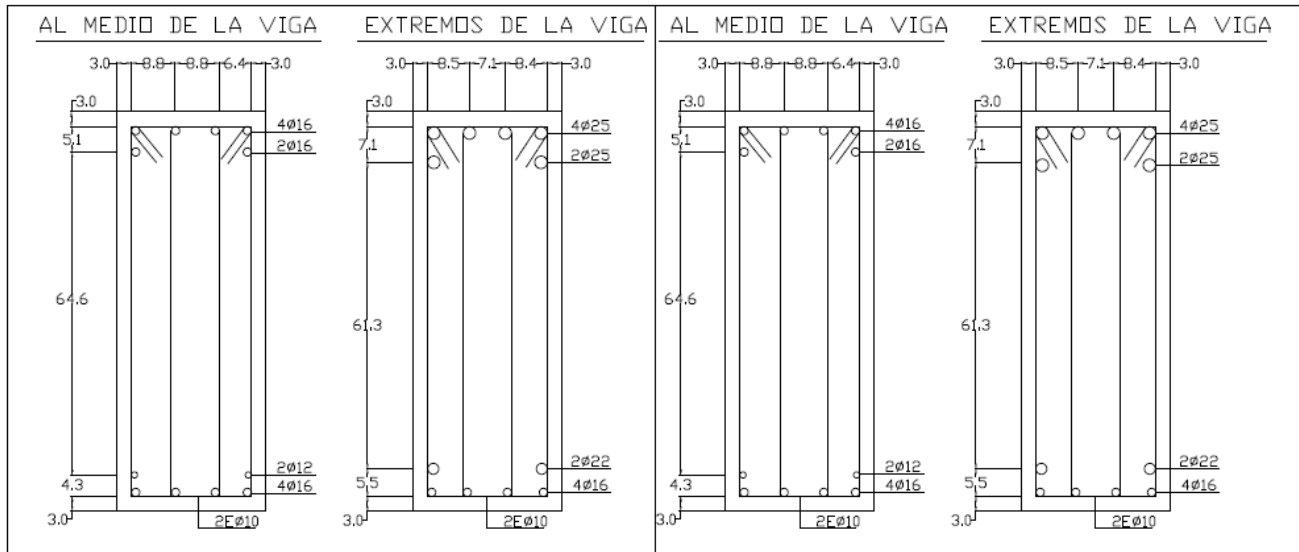


Figura 3.17. Sección transversal de las vigas del piso 1

### 3.2.1.3 Columna Fuerte – Viga Débil

Para asegurar que las rótulas plásticas se formen en la viga y no en la columna, y así generar el mecanismo de colapso deseado, se tiene que cumplir la siguiente condición:

$$\sum M_{n_c} \geq 1,2 \sum M_{n_v} \quad \text{Ecuación 3.14}$$

Donde:

$\sum M_{n_c}$  : Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas que llegan al nodo.

$\sum M_{n_v}$  : Suma de los momentos nominales a flexión de las vigas que llegan al nodo.

A continuación, se muestra los resultados para los nodos de esquina y los nodos interiores. Cabe destacar que en el último piso no cumple en los nodos interiores, sin embargo, esto es permitido por la ACI318S-08.

Tabla 3.14 Verificación columna fuerte viga débil en los nodos de esquina e interiores

Nodos de esquina					
Story	SUM Mn Col [tonf m]	1,2 SUM Mn x [tonf m]	Condición dir X	1,2 SUM Mn y [tonf m]	Condición dir Y
Story 1	179,40	102,26	Cumple	102,26	Cumple
Story 2	179,40	102,26	Cumple	102,26	Cumple
Story 3	179,40	70,85	Cumple	70,85	Cumple
Story 4	89,70	48,57	Cumple	48,57	Cumple

Nodos interiores					
Story	SUM Mn Col [tonf m]	1,2 SUM Mn x [tonf m]	Condición x	1,2 SUM Mn y [tonf m]	Condición y
Story 1	179,40	159,58	Cumple	159,58	Cumple
Story 2	179,40	159,58	Cumple	159,58	Cumple
Story 3	179,40	147,06	Cumple	147,06	Cumple
Story 4	89,70	101,16	No Cumple	101,16	No Cumple

### 3.2.1.4 Verificación del corte en los nodos

El diseño al corte en los nodos considera la sobre resistencia del acero, el cual debe ser capaz de soportar, de acuerdo con la geometría del nodo, el tipo de confinamiento que este posea. La resistencia al corte del nodo se expresa como sigue:

$$V_u \leq \phi \alpha A_j \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Donde:

$\alpha$  : Factor que depende de las caras confinadas del nodo

$A_j$  : Área de la conexión en la dirección del corte analizado.

$\phi$  : Factor de reducción

El corte último es la resistencia a tracción del acero longitudinal de la zona superior e inferior de la viga, considerando su sobre resistencia, menos el esfuerzo de corte obtenida de las combinaciones de carga.

Se considera confiada una unión viga – columna cuando el ancho de la viga sea al menos un 75% del ancho de la columna que coincide. Por lo tanto, para el caso de estudio analizado, no se considera confinada ninguna unión viga – columna.

Luego, se obtienen los siguientes resultados para los nodos de esquina y los nodos interiores:

Tabla 3.15 Verificación de resistencia al corte de los nodos de esquina

<b>Nodos Esquinas</b>			
<b>Story</b>	<b>Vu [tonf]</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\phi Vn</math> [tonf]</b>
Story1	154,63	3,18	264,38
Story2	154,63	3,18	264,38
Story3	103,08	3,18	264,38
Story4	68,94	3,18	264,38

Tabla 3.16 Verificación de resistencia al corte de los nodos interiores

<b>Nodos Interiores</b>			
<b>Story</b>	<b>Vu [tonf]</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\phi Vn</math> [tonf]</b>
Story1	236,76	3,18	264,38
Story2	236,76	3,18	264,38
Story3	217,96	3,18	264,38
Story4	145,31	3,18	264,38

## 3.2.2 Diseño Caso de Estudio 2

### 3.2.2.1 Diseño de Columnas

Para el caso de estudio 2, se diseñó las columnas y vigas de acuerdo con las disposiciones del capítulo 21 de la ACI 318 -08 y el Decreto Supremo 60, considerando un sistema estructural de marcos especiales. Se diseñó para el tipo de suelo D, que es el más desfavorable de los cuales cumplen los límites de desplazamientos relativos. A cada uno de los elementos se le asignó un nombre, tal como se puede ver a continuación:

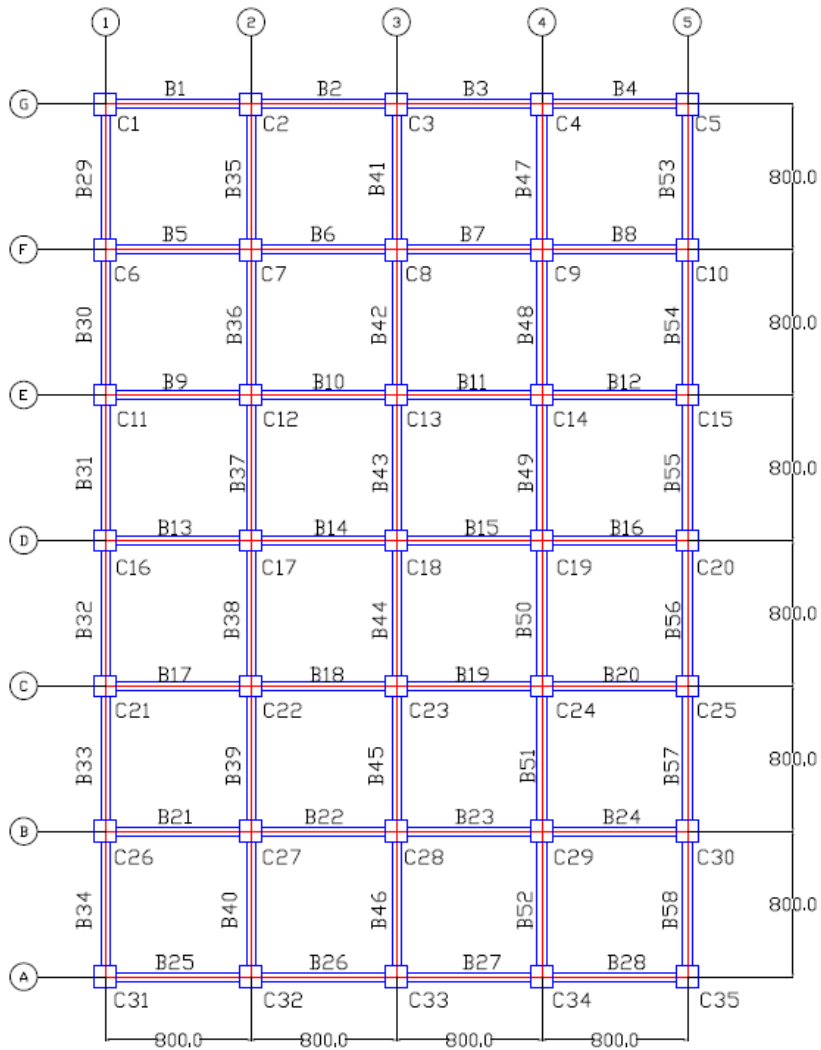


Figura 3.18. Planta con la enumeración de las vigas y columnas para todos los pisos del caso de estudio 2

El área de la sección transversal es  $A_g = 14400 [cm^2]$  por lo que, el área mínima y máxima de acero longitudinal es:

$$A_{st_{min}} = 144 [cm^2]$$

$$A_{st_{máx}} = 864 [cm^2]$$

Luego, se hace la propuesta de refuerzo longitudinal para todas las columnas del edificio.

Tabla 3.17 Refuerzo longitudinal propuesto de las columnas del caso de estudio 2 - Fuente: elaboración propia

Columnas	Refuerzo Longitudinal	Columnas	Refuerzo Longitudinal
C1	20Ø32	C20	20Ø32
C2	20Ø32	C21	20Ø32
C3	20Ø32	C22	20Ø32
C4	20Ø32	C23	20Ø32
C5	20Ø32	C24	20Ø32
C6	20Ø32	C25	20Ø32
C7	20Ø32	C26	20Ø32
C8	20Ø32	C27	20Ø32
C9	20Ø32	C28	20Ø32
C10	20Ø32	C29	20Ø32
C11	20Ø32	C30	20Ø32
C12	20Ø32	C31	20Ø32
C13	20Ø32	C32	20Ø32
C14	20Ø32	C33	20Ø32
C15	20Ø32	C34	20Ø32
C16	20Ø32	C35	20Ø32
C17	20Ø32	C36	20Ø32
C18	20Ø32	C37	20Ø32
C19	20Ø32	C38	20Ø32

El área de acero propuesta es  $160,85 [cm^2]$ , por lo que cumple con los mínimos y máximos establecidas por la norma. Luego, se obtiene el diagrama de interacción de la sección, y se compara con los esfuerzos obtenidos de las combinaciones de carga.

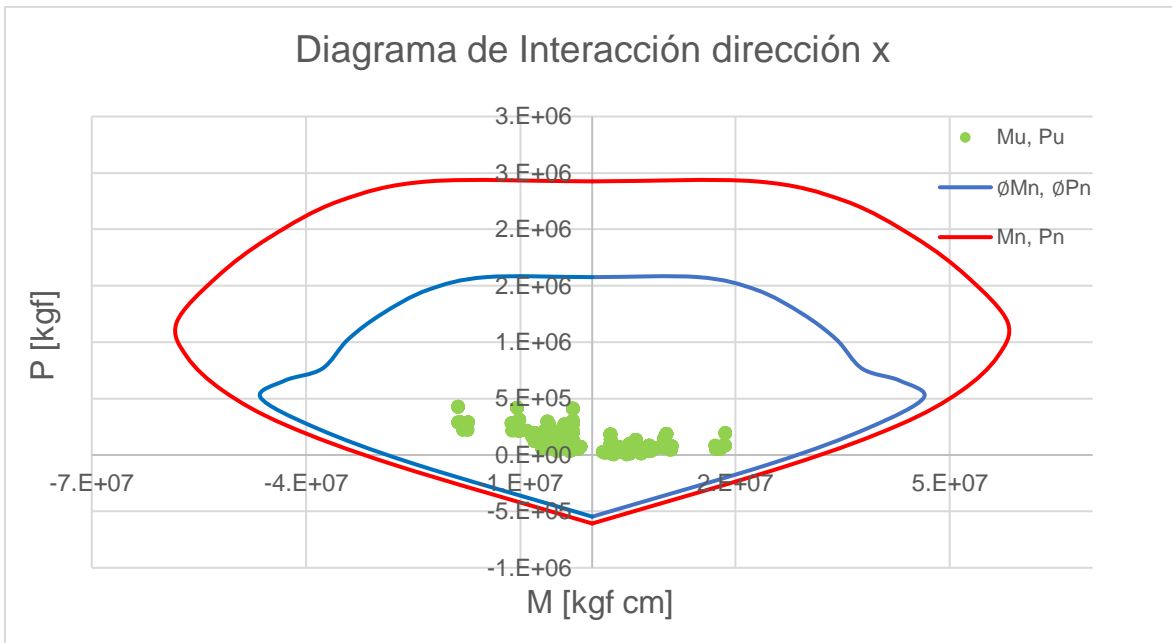


Figura 3.19. Diagrama de interacción dirección x caso de estudio 2

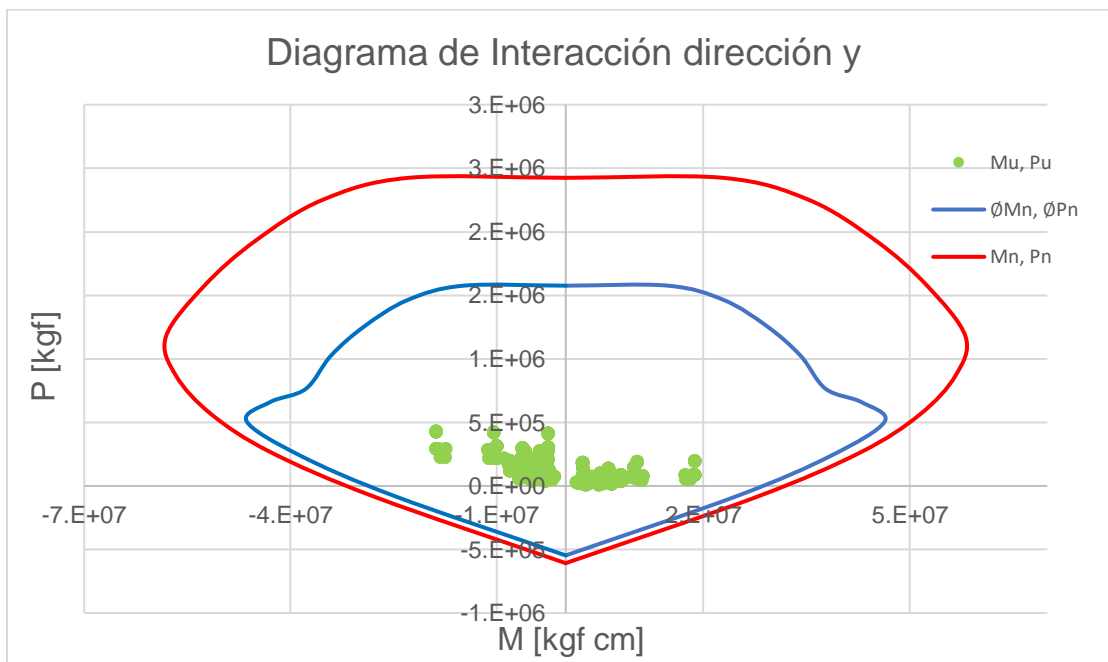


Figura 3.20. Diagrama de interacción dirección y, caso de estudio 2

Las separaciones son normales o reducidas según la resistencia al corte que se suministra, cuyos límites son:

$$V_s < 1,1 \sqrt{f_c'} b_w d = 114315,35 \text{ [kgf]} : \text{separaciones normales}$$

$$1,1 \sqrt{f_c'} b_w d \leq V_s < 2,2 \sqrt{f_c'} b_w d = 228630,71 \text{ [kgf]} : \text{separaciones reducidas}$$

La cuantía requerida y propuesta para las columnas perimetrales e interiores se muestran a continuación:

Tabla 3.18 Refuerzo transversal propuesto de las columnas perimetrales caso de estudio 2

Columnas Perimetrales						
Pisos	Av/s req [cm2/cm]	s prop [cm]	Av req [cm2]	Refuerzo	Av sum [cm2]	Vs [kgf]
Story 1	0,707	15	10,61	3EØ16	12,064	388,45
Story 2	0,707	15	10,61	3EØ16	12,064	388,45
Story 3	0,707	15	10,61	3EØ16	12,064	388,45
Story 4	0,707	15	10,61	3EØ16	12,064	388,45

Tabla 3.19 Refuerzo transversal propuesto de las columnas interiores caso de estudio 2

Columnas Interiores						
Pisos	Av/s req [cm2/cm]	s prop [cm]	Av req [cm2]	Refuerzo	Av sum [cm2]	Vs [kgf]
Story 1	0,707	15	10,61	3EØ16	12,064	388,45
Story 2	0,707	15	10,61	3EØ16	12,064	388,45
Story 3	0,707	15	10,61	3EØ16	12,064	388,45
Story 4	0,707	15	10,61	3EØ16	12,064	388,45

El esquema de la sección transversal de las columnas se muestra a continuación:

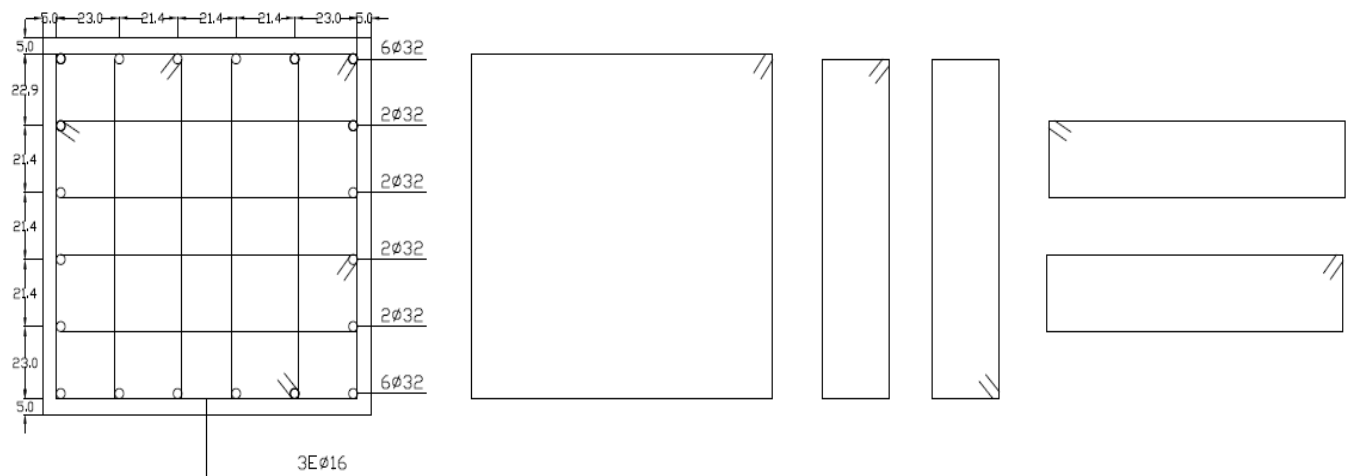


Figura 3.21. Sección transversal de las columnas del caso de estudio 2.

### 3.2.2.2 Diseño de Vigas

Para el diseño a flexión de las vigas del segundo caso de estudio, se obtiene preliminarmente las cuantías máximas y mínimas para la sección transversal del caso de estudio según la ACI318S-08:

- $\rho_{m\acute{a}x} = 0,0194$
- $\rho_{m\acute{i}n} = 0,0033$

De las combinaciones de carga, usando el sismo para el suelo tipo D, se obtiene la cuantía requerida y la suministrada para los tramos del medio y para los extremos, los cuales son los siguientes:

Tabla 3.20 Cuantía longitudinal requerida y suministrada de los tramos del medio del caso de estudio 2 - Fuente: elaboración propia

Sección media de la viga						
Pisos	Refuerzo Inferior			Refuerzo Superior		
	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum
Story 1	0,0025	4 $\phi$ 22	0,00395	0,0026	4 $\phi$ 22	0,0039
Story 2	0,0030	4 $\phi$ 22	0,00395	0,0031	4 $\phi$ 22	0,0039
Story 3	0,0026	4 $\phi$ 22	0,00395	0,0027	4 $\phi$ 22	0,0039
Story 4	0,0020	4 $\phi$ 22	0,00395	0,0021	4 $\phi$ 22	0,0039

Tabla 3.21 Cuantía longitudinal requerida y suministrada de los extremos de las vigas perimetrales del caso de estudio 2 - Fuente: elaboración propia

Extremos Vigas Perimetrales						
Pisos	Refuerzo Inferior			Refuerzo Superior		
	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum
Story 1	0,0037	4 $\phi$ 22+2 $\phi$ 8	0,00421	0,0059	6 $\phi$ 25	0,0076
Story 2	0,0047	4 $\phi$ 22+2 $\phi$ 16	0,00499	0,0069	6 $\phi$ 25	0,0076
Story 3	0,0040	4 $\phi$ 22+2 $\phi$ 8	0,00421	0,0061	6 $\phi$ 25	0,0076
Story 4	0,0028	4 $\phi$ 22	0,00395	0,0044	4 $\phi$ 22+2 $\phi$ 16	0,0050

Tabla 3.22 Cuantía longitudinal requerida y suministrada de los extremos de las vigas interiores del caso de estudio 2 - Fuente: elaboración propia

Extremos Vigas Interiores						
Pisos	Refuerzo Inferior			Refuerzo Superior		
	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum
Story 1	0,0037	4 $\phi$ 22+2 $\phi$ 8	0,0042	0,0069	6 $\phi$ 25	0,0076
Story 2	0,0047	4 $\phi$ 22+2 $\phi$ 16	0,0050	0,0080	4 $\phi$ 25+2 $\phi$ 32	0,0093
Story 3	0,0040	4 $\phi$ 22+2 $\phi$ 8	0,0042	0,0072	6 $\phi$ 25	0,0076
Story 4	0,0028	4 $\phi$ 22	0,0039	0,0050	6 $\phi$ 22	0,0059

Para la resistencia al corte, las separaciones son normales o reducidas según la resistencia al corte que se suministra, cuyos límites son:

$$V_s < 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d = 73352,35 [kgf] : \text{separaciones normales}$$

$$1,1 \sqrt{f'_c} b_w d \leq V_s < 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d = 146704,70 [kgf] : \text{separaciones reducidas}$$

La cuantía al corte requerida y propuesta para las vigas perimetrales e interiores se muestran a continuación:

Tabla 3.23 Refuerzo transversal requerido y suministrado en vigas perimetrales para el caso de estudio 2 - Fuente: elaboración propia

Vigas Perimetrales						
Pisos	Av/s req [cm <sup>2</sup> /cm]	s prop [cm]	Av req [cm <sup>2</sup> ]	Refuerzo	Av sum [cm <sup>2</sup> ]	Vs [tonf]
Story 1	0,144	20	2,87	2E $\phi$ 10	3,14	50,80
Story 2	0,150	20	3,01	2E $\phi$ 10	3,14	50,80
Story 3	0,145	20	2,89	2E $\phi$ 10	3,14	50,80
Story 4	0,106	25	2,65	2E $\phi$ 10	3,14	40,64

Tabla 3.24 Refuerzo transversal requerido y suministrado en vigas interiores para el caso de estudio 2 - Fuente: elaboración propia

Vigas Interiores						
Pisos	Av/s req [cm <sup>2</sup> /cm]	s prop [cm]	Av req [cm <sup>2</sup> ]	Refuerzo	Av sum [cm <sup>2</sup> ]	Vs [kgf]
Story 1	0,174	15	2,43	2E $\phi$ 10	3,14	67,73
Story 2	0,194	15	2,44	2E $\phi$ 10	3,14	67,73
Story 3	0,176	15	2,67	2E $\phi$ 10	3,14	67,73
Story 4	0,142	15	1,75	2E $\phi$ 10	3,14	67,73

Luego se presenta el esquema de las vigas perimetrales e interiores para cada piso.

#### PISO 4

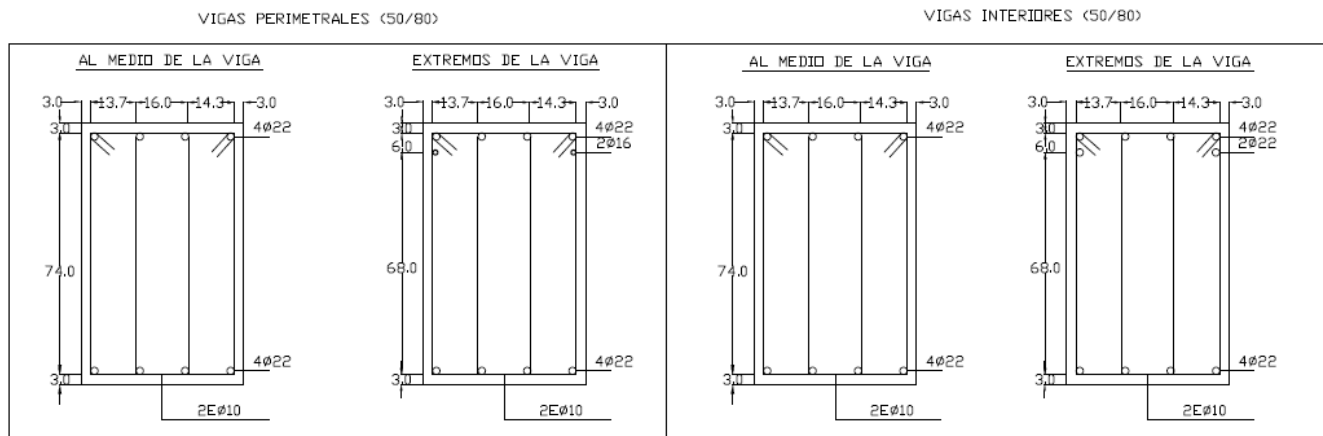


Figura 3.22. Sección transversal del piso 4 del caso de estudio 2.

PISO 3

VIGAS PERIMETRALES (50/80)

VIGAS INTERIORES (50/80)

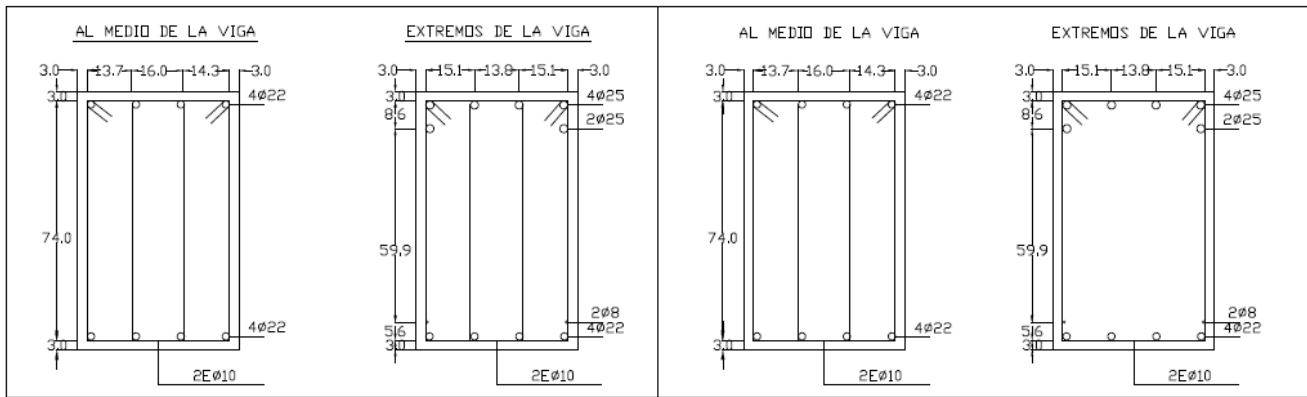


Figura 3.23. Sección transversal de las vigas del piso 3 del caso de estudio 2

PISO 2

VIGAS PERIMETRALES (50/80)

VIGAS INTERIORES (50/80)

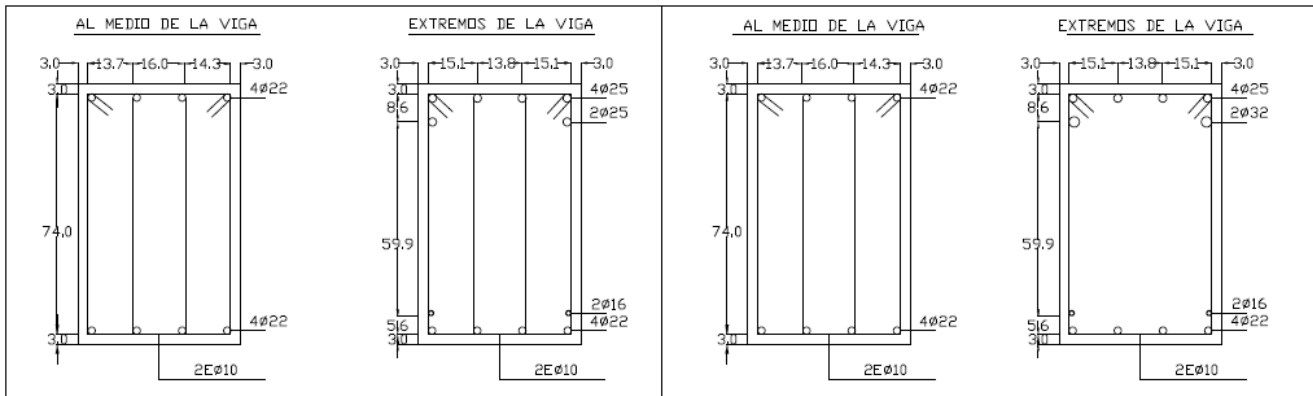


Figura 3.24. Sección transversal de las vigas del piso 2 del caso de estudio 2

PISO 1

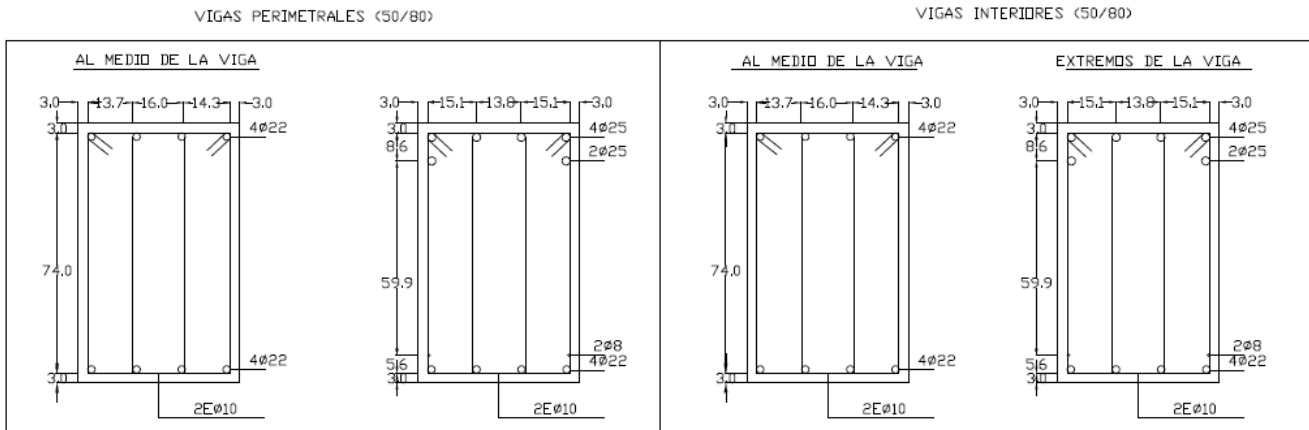


Figura 3.25. Sección transversal de las vigas del piso 1 del caso de estudio 2

### 3.2.2.3 Columna Fuerte – Viga Débil

Al igual que en el caso anterior, se verifica que las rótulas plásticas se generen en las vigas, para asegurar el mecanismo de colapso deseado. A continuación, se presentan los resultados:

Tabla 3.25 Verificación columna fuerte viga débil en los nodos de esquina caso de estudio 2 - Fuente: elaboración propia

Nodos de esquina					
Story	SUM Mn Col [tonf m]	1,2 SUM Mn x [tonf m]	Condición dir X	1,2 SUM Mn y [tonf m]	Condición dir Y
Story 1	537,03	107,08	Cumple	107,08	Cumple
Story 2	537,03	107,08	Cumple	107,08	Cumple
Story 3	537,03	107,08	Cumple	107,08	Cumple
Story 4	268,52	71,54	Cumple	71,54	Cumple

Tabla 3.26 Verificación columna fuerte viga débil en los nodos interiores caso de estudio 2 – Fuente: elaboración propia

Nodos interiores					
Story	SUM Mn Col [tonf m]	1,2 SUM Mn x [tonf m]	Condición x	1,2 SUM Mn y [tonf m]	Condición y
Story 1	537,03	167,80	Cumple	167,80	Cumple
Story 2	537,03	199,54	Cumple	199,54	Cumple
Story 3	537,03	167,80	Cumple	167,80	Cumple
Story 4	268,52	141,27	Cumple	141,27	Cumple

### 3.2.2.4 Verificación de los Nodos

Para el caso de estudio 2, no se considera que los nodos se encuentren confinados debido a que el ancho de las vigas es menor al 75% del ancho de las columnas que coinciden. Los resultados de la verificación del corte en los nodos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.27 Verificación de la resistencia al corte en los nodos de esquina caso de estudio 2

<b>Nodos Esquinas</b>			
<b>Story</b>	<b>Vu [kgf]</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\phi Vn</math> [tonf]</b>
Story1	154,63	3,18	594,86
Story2	154,63	3,18	594,86
Story3	154,63	3,18	594,86
Story3	100,94	3,18	594,86

Tabla 3.28 Verificación de la resistencia al corte en los nodos interiores caso de estudio 2

<b>Nodos Interiores</b>			
<b>Story</b>	<b>Vu [kgf]</b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\phi Vn</math> [tonf]</b>
Story1	239,73	3,18	594,86
Story2	288,47	3,18	594,86
Story3	239,73	3,18	594,86
Story3	199,57	3,18	594,86

### 3.3 Análisis Sísmico NCh 2745 of 2013

La norma chilena que establece las bases y criterios de diseño de estructuras con aislación basal es la NCh 2745, que indica diversos tipos de análisis que se deben realizar para la elección de los aisladores, límites desplazamientos máximos, y lo más importante, en cómo se considera los efectos sísmicos en la estructura. En este trabajo, primero se realiza un análisis dinámico lineal, mediante un espectro de pseudo – aceleraciones de diseño, luego en los siguientes capítulos se realiza un análisis no lineal tiempo – historia considerando las propiedades no lineales del aislador y de los elementos estructurales. Para el análisis realizado en este capítulo, se considera las propiedades lineales de la superestructura, además de utilizar la rigidez secante del aislador, el cual se debe elegir mediante un análisis iterativo tal que cumpla con los límites de desplazamientos, que no se generen volcamientos, que sea capaz de resistir las cargas verticales considerando el efecto sísmico y que tenga una rigidez tal que la estructura tenga los períodos naturales objetivos de una estructura aislada. Para este análisis, se eligieron aisladores del tipo LRB (con núcleo de plomo) y deslizador friccionales, como se muestra en la Figura 3.26. La elección de los aisladores LRB es por su capacidad de disipar energía [18]. La rigidez del aislador debe ser tal de aumentar los períodos naturales de la estructura, y que sean lo más cercano al período objetivo de los edificios aislados, que está en el rango entre 2.5 y 3 segundos según la NCh2745. Se optó por la utilización de deslizador friccionales, ya que poseen una rigidez muy pequeña y son capaces de resistir elevadas magnitudes de cargas axiales. Las propiedades de estos dispositivos se muestran en la Tabla 3.29, y en la Figura 3.27 y Figura 3.28 la distribución en elevación y en planta respectivamente.

Tabla 3.29 Características de los dispositivos usados

Tipo	Ned [kN]	Ned máx [kN]	Ke [kN/mm]	$\xi_e$ (%)
Aislador	5530	10370	1,94	28%
Deslizador	11186,31	12000	0	0

Donde:

- $N_{ed}$  : Carga vertical máxima con desplazamiento máximo.
- $N_{ed_{máx}}$  : Carga vertical máxima sin desplazamiento.
- $K_e$  : Rigidez horizontal secante o efectiva.
- $\xi_e$ : Razón de amortiguamiento efectivo

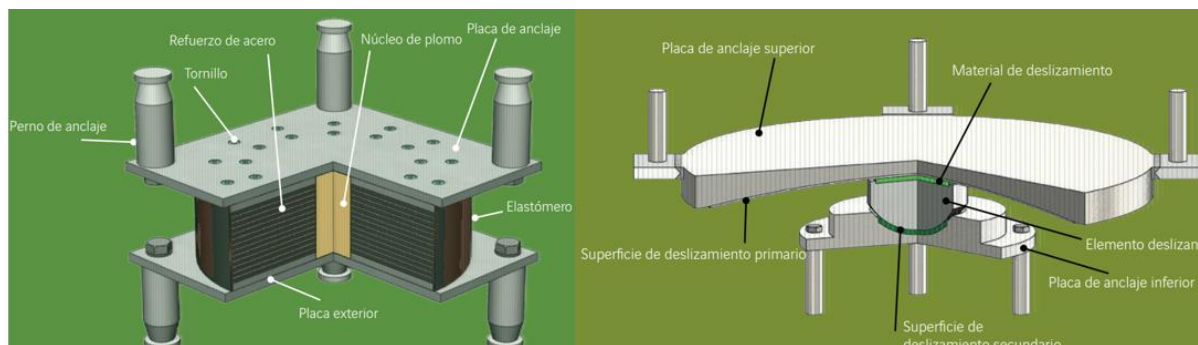


Figura 3.26. Esquema de los aisladores LRB y deslizador. Fuente: catálogo ISOSISM

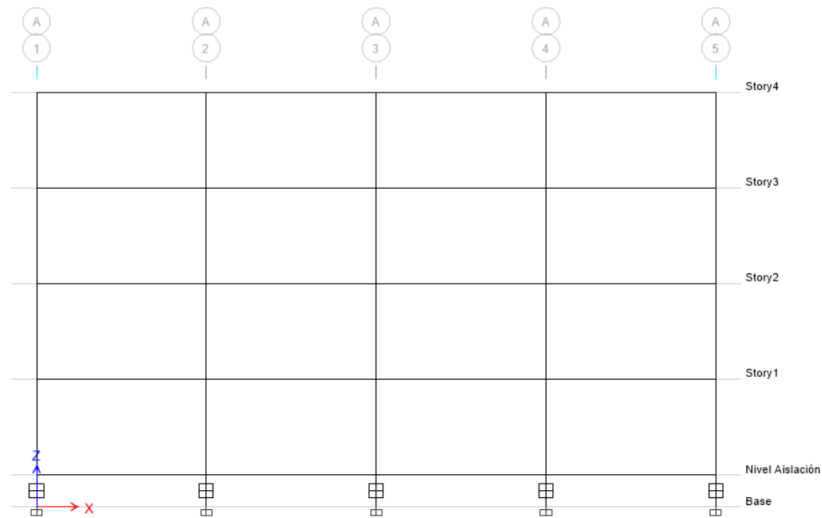


Figura 3.27. Elevación tipo de la estructura aislada

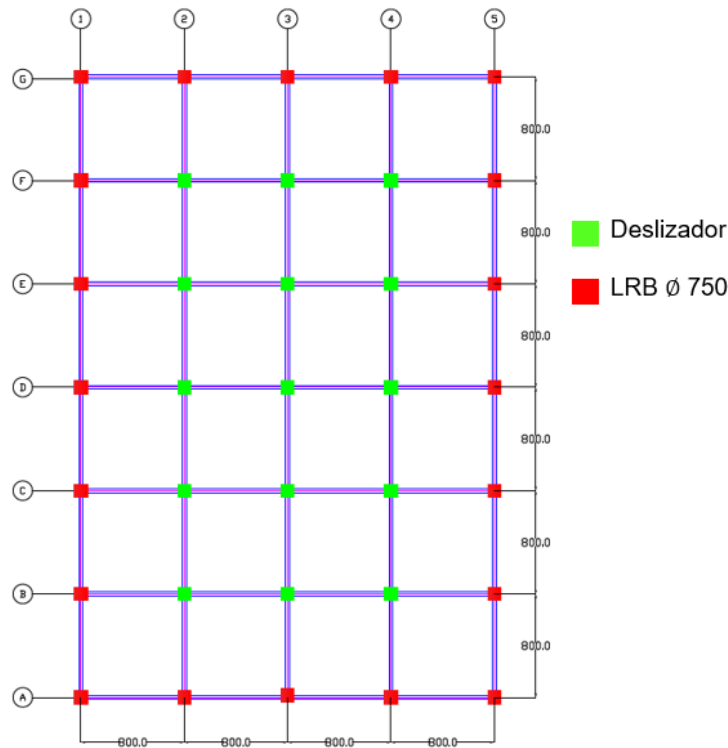


Figura 3.28. Planta de la estructura aislada, con la distribución de los aisladores LRB y deslizadores

Cabe destacar que, por sobre los aisladores se incorpora una losa de piso, la cual posee el mismo espesor que las del edificio. Del modelo realizado en Etabs, se obtienen los períodos naturales de mayor participación modal:

- $T_x = 2,72$  [s]
- $T_y = 2,71$  [s]

Estos períodos naturales son los correspondientes al primer y segundo modo, los cuales tienen una participación 99% en ambas direcciones, por lo tanto, el edificio está desacoplado.

El sistema de aislación se debe diseñar para soportar, como mínimo el desplazamiento de diseño  $D_D$ , el cual se define como sigue:

$$D_D = \frac{C_D}{B_D} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

Donde:

$B_D$  : Factor de modificación relativo al amortiguamiento efectivo del sistema de aislación  $\beta_D$

$C_D$  : Coeficiente sísmico de desplazamiento.

El coeficiente sísmico de desplazamiento se obtiene de la siguiente expresión:

$$C_D = \begin{cases} 200 Z \text{ [mm]}, \text{ Para Suelos tipo I} \\ 300 Z \text{ [mm]}, \text{ Para Suelos Tipo II} \\ 330 Z \text{ [mm]}, \text{ Para Suelos Tipo III} \end{cases}$$

Donde:

Z: Factor que depende de la zonificación sísmica

Por otra parte, el desplazamiento máximo del sistema de aislación  $D_M$  se define según la siguiente expresión:

$$D_M = \frac{C_M}{B_M} \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Donde:

$B_M$  : Factor de modificación relativo al amortiguamiento efectivo del sistema de aislación  $\beta_M$ .

$C_M$  : Coeficiente sísmico de desplazamiento correspondiente al nivel sísmico máximo probable, y se expresa como:

$$C_D = \begin{cases} 200 M_M Z \text{ [mm]}, \text{ Para Suelos tipo I} \\ 300 M_M Z \text{ [mm]}, \text{ Para Suelos Tipo II} \\ 330 M_M Z \text{ [mm]}, \text{ Para Suelos Tipo III} \end{cases}$$

Donde:

$M_M$  : Coeficiente numérico relacionado con la respuesta al sismo máximo posible.

Luego, el período efectivo para el desplazamiento de diseño  $T_D$  y para el desplazamiento máximo  $T_M$  según la NCh 2745 of 2013 se define según las siguientes expresiones:

$$T_D = 2 \pi \sqrt{\frac{W}{K_{D_{min}} g}} \quad \text{Ecuación 3.18}$$

$$T_M = 2 \pi \sqrt{\frac{W}{K_{M_{min}} g}} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

Donde:

$W$  : Peso total de la superestructura.

$K_{D_{min}}$  : Rigidez secante mínima del sistema de aislación relativo al desplazamiento de diseño.

$K_{M_{min}}$  : Rigidez secante mínima del sistema de aislación relativo al desplazamiento máximo.

Como los aisladores con núcleo de plomo usados se asumen comportamiento lineal, entonces  $K_{D_{min}}$  y  $K_{M_{min}}$  son iguales, por lo que los períodos efectivos para el desplazamiento de diseño y máximo son iguales.

La norma NCh2745 of 2013 también establece los límites de desplazamientos considerando el efecto de la torsión accidental, que indica un cambio en la ubicación del centro de masa un 5% de la dirección de la planta perpendicular a la acción sísmica, entonces, como se realiza un análisis en tres dimensiones, se debe desplazar el centro de masa en dirección x e y. Luego, el desplazamiento total de diseño  $D_{TD}$  y el desplazamiento máximo total  $D_{TM}$  se obtienen de la siguiente expresión:

$$D_{TD} = D_D \left[ 1 + y \left( \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad \text{Ecuación 3.20}$$

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + y \left( \frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad \text{Ecuación 3.21}$$

Donde:

- $y$ : Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislación y el elemento de interés medido perpendicularmente a la dirección sísmica considerada.
- $e$ : Excentricidad torsional
- $b$ : Dimensión más corta de la planta de la estructura, perpendicular a  $d$ .
- $d$ : Dimensión más larga de la planta de la estructura

Una vez definido los parámetros y, usando una zona sísmica 3 al igual que en el análisis de la NCh 433, se obtienen sus valores para cada tipo de suelo.

Tabla 3.30 Parámetros para el análisis sísmico de aislación basal

Parámetros	Suelo I	Suelo II	Suelo III y IV
Z	1,25	1,25	1,25
Cd [mm]	250	375	412,5
$\beta D$ o $\beta M$	25	25	25
BD o BM	2,17	2,17	2,17
Dd [mm]	115,2	172,8	190,1
Mm	1,2	1,2	1,2
Cm [mm]	300	450	495
Dm [mm]	138,2	207,4	228,1
D TD [mm]	131,3	197,0	216,7
D TM [mm]	157,6	236,4	260,0
Kef [tonf m]	194	194	194
n aisladores	20	20	20
Kdmáx [tonf m]	3880	3880	3880
M [tonf-s <sup>2</sup> /m]	722,84	722,84	722,84
Td [s]	2,71	2,71	2,71
Tm [s]	2,71	2,71	2,71

### 3.3.1 Límites para las Fuerzas Laterales

La fuerza lateral mínima que debe ser capaz de resistir la fundación y todos los elementos estructurales bajo el nivel de aislación,  $V_b$ , se define en la siguiente ecuación:

$$V_b = \frac{K_{D_{máx}} D_D}{R_B} \quad \text{Ecuación 3.22}$$

Donde:

- $K_{D_{máx}}$  : Rigidez secante máxima del sistema de aislación relativo al desplazamiento de diseño.
- $R_B$  : Coeficiente de reducción de fuerzas laterales de la subestructura ( $R_B = 1,5$  a nivel de fundación y  $R_{B=1}$  en el nivel de aislación).

La fuerza lateral mínima que debe ser capaz de resistir todos los elementos estructurales sobre el nivel de aislación,  $V_s$ , se define en la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{K_{D_{máx}} D_D}{R_s} \quad \text{Ecuación 3.23}$$

Donde:

- $R_s$  : Coeficiente de reducción de fuerzas laterales de la superestructura, ( $R_s = 2$  para marcos de hormigón armado)

La norma NCh 2745 of 2013 establece límites para  $V_s$  de modo que no debe ser menor que el corte basal mínimo de la NCh 433, el esfuerzo de corte basal debido a las cargas de viento, y la fuerza lateral mínima para activar completamente el sistema de aislación, mayorado por 1,5. Esta verificación se muestra en la Tabla 3.32.

### 3.3.2 Espectro de Pseudo- Aceleraciones de Diseño NCh 2745

El espectro de diseño definido por la NCh 2745 es un espectro de Newmark y Hall, el cual fue desarrollado para distintas aceleraciones máximas de suelo, usando los parámetros de suelo de la NCh 433, el cual se expresa en la siguiente figura:

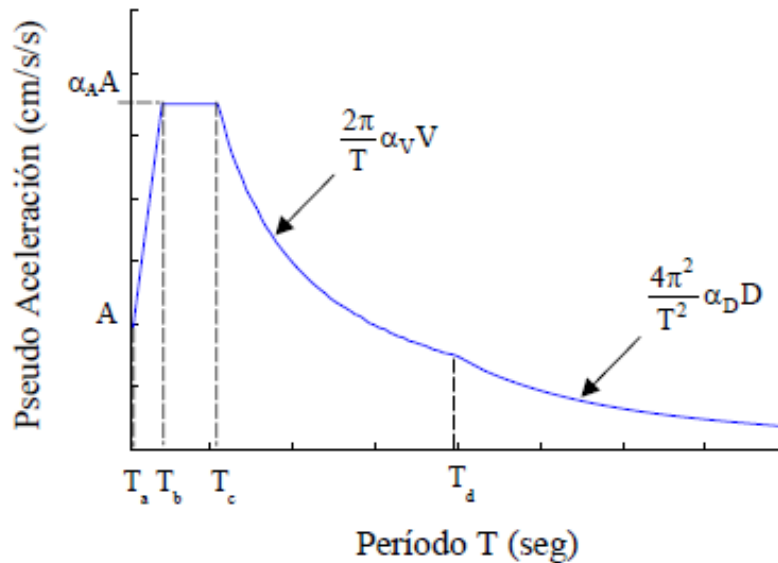


Figura 3.29. Espectro de pseudo – aceleraciones de diseño. Fuente: NCh 2745

La NCh 2745 define dos condiciones, el sismo de diseño y el sismo máximo posible. La norma establece que se debe utilizar un espectro de diseño para el sismo de diseño, el cual no debe ser menor que el espectro entregado en la norma mencionada que se muestra en la Figura 3.29, mientras que se debe utilizar un espectro de diseño para el sismo máximo probable, que no debe ser menor al espectro de la Figura 3.29 amplificado por el factor  $M_M$ . El sismo de diseño se debe usar para diseñar los elementos sobre el nivel de aislación (es decir, la superestructura) pero reducido por el factor  $R_s$ , y el sismo máximo posible para determinar el desplazamiento máximo del nivel de aislación, pero amplificado por el factor  $M_M$ .

Los parámetros para la construcción del espectro, como se muestra en la Figura 3.29, dependen de diversos factores, que a su vez dependen de la zona sísmica y del tipo de suelo donde se encuentre la estructura. A continuación, se presenta los parámetros para los distintos tipos de suelos:

Tabla 3.31 Parámetros sísmicos relativos al tipo de suelo. Fuente: NCh 2745

Suelos	Ta [s]	Tb [s]	Tc [s]	Td [s]	Te [s]	Tf [s]	αAA [cm/s²]	αVV [cm/s]	αDD [cm]
A	0,03	0,11	0,29	2,51	10	33	1085	50	20
B	0,03	0,2	0,54	2	10	33	1100	94	30
C y D	0,03	0,375	0,68	1,58	10	33	1212	131	33

Teniendo definidos los parámetros, se obtienen los espectros de pseudo – aceleraciones de diseño para cada tipo de suelo, los cuales fueron escalados por el factor  $Z$  (definido previamente), ya que el período de la estructura es menor a 3,5 [s], como lo indica la norma.

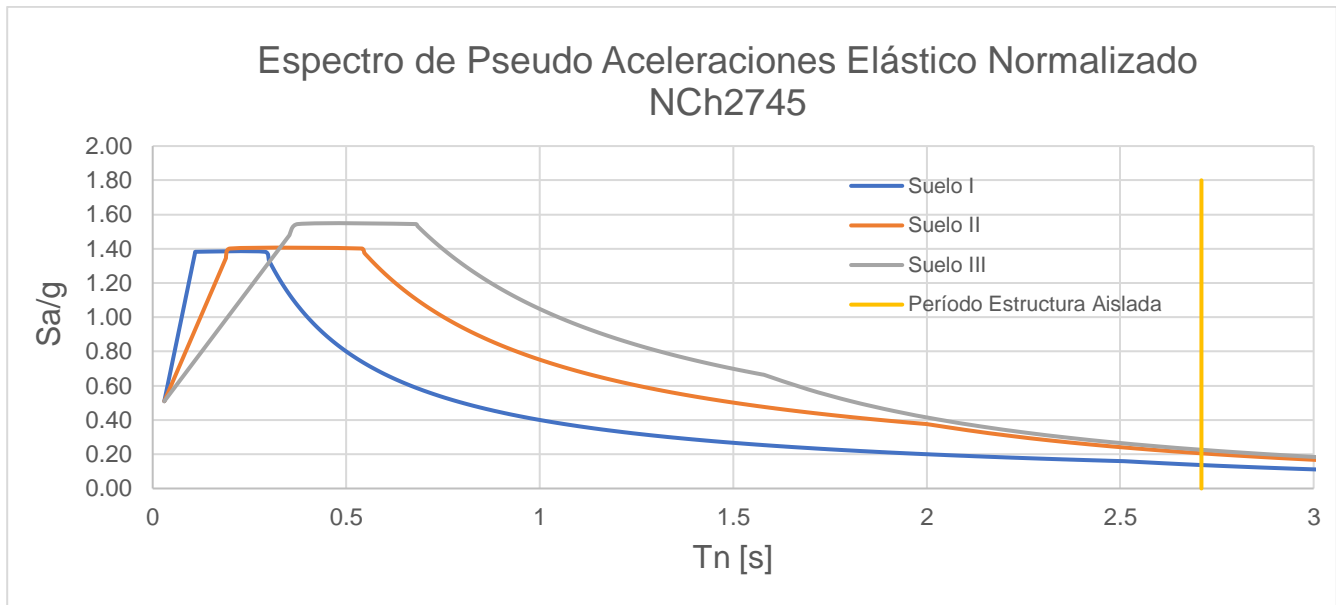


Figura 3.30. Espectro de pseudo – aceleraciones de diseño para cada tipo de suelo

Una vez definido es el espectro de diseño para cada tipo de suelo, se verifica el corte basal que se compara con el corte mínimo de la NCh 433 of 1996 Mod. 2012, con el fin de verificar si es necesario cambiar el factor de reducción  $R_s$ , según los límites del corte basal establecidos por la NCh 2745 of 2013.

Tabla 3.32 Verificación del factor de reducción para la superestructura

Parámetro	Suelo I	Suelo II	Suelo III y IV
V Nivel Aislación x [tonf]	519,87	786,25	864,32
V Nivel Aislación y [tonf]	528,40	796,13	874,99
Qs min NCh 433 [tonf]	472,74	472,74	472,74
$R_s^*x$	1,10	1,66	1,83
$R_s^*y$	1,12	1,68	1,85

Por otro lado, se verifica el desplazamiento máximo en el nivel de aislación considerando los cuatro tipos de suelo, considerando los espectros de diseño sin reducir según las especificaciones de la NCh 2745, las cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.33 Desplazamientos máximos en el nivel de aislación para cada tipo de suelo

Desplazamiento	Suelo I	Suelo II	Suelo III y IV
Dmáx x [mm]	144,1	212,3	233,4
Dmáx y [mm]	139,7	207,9	228,5

De la información obtenida de la Tabla 3.33, los desplazamientos máximos en los aisladores para cada espectro de diseño utilizado son menores al desplazamiento máximo establecido en la NCh 2745 of 2013,  $D_{TM}$ , mostrado en la Tabla 3.30, por lo tanto, el sistema de aislación cumple con los requisitos de desplazamiento de la norma. Considerando además que la máxima deformación horizontal que posee el aislador elegido es  $\Delta_{máx} = 32,5$  [cm], el sistema de aislación es capaz de resistir el esfuerzo de corte basal para todos los tipos de suelo.

Luego, se verifica el drift entre piso del edificio aislado, cuyo límite para el análisis dinámico espectral es 0,0025 según lo establecido por la norma NCh 2745 of 2013. Cabe destacar que este límite es realizado en la superestructura.

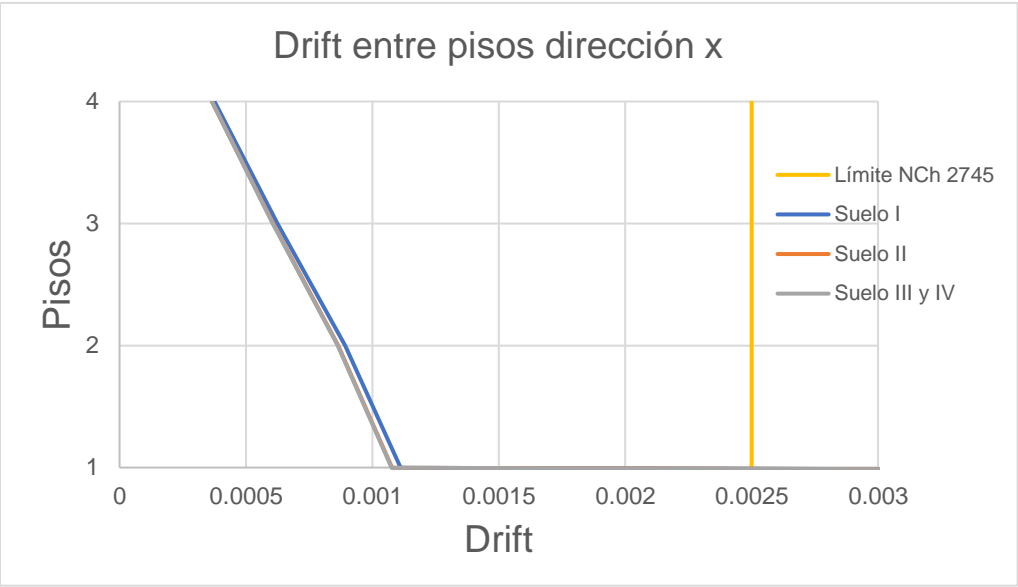


Figura 3.31. Drift entre piso para cada tipo de suelo dirección x

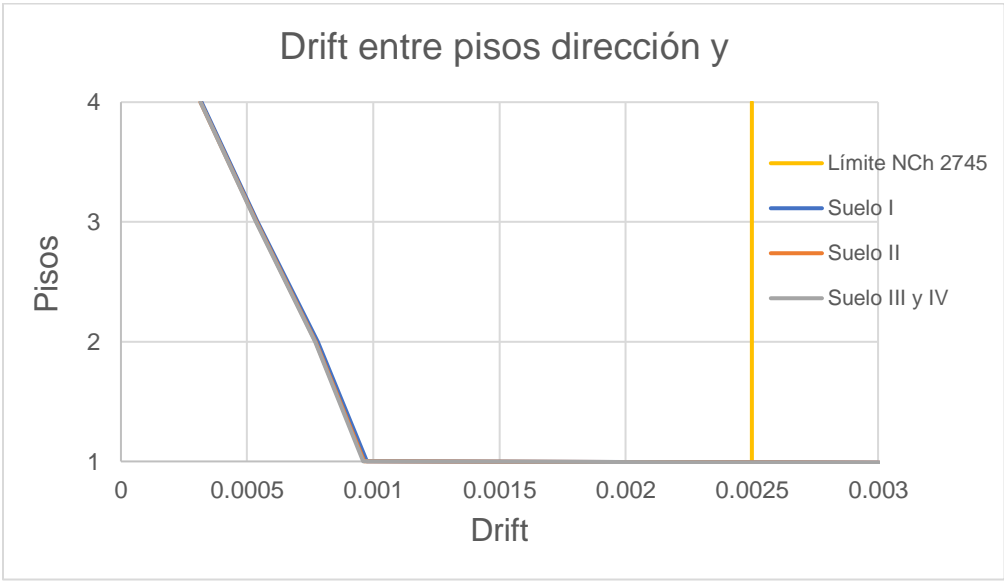


Figura 3.32. Drift entre piso para cada tipo de suelo dirección y

Además, se obtiene los desplazamientos de cada piso de la estructura.

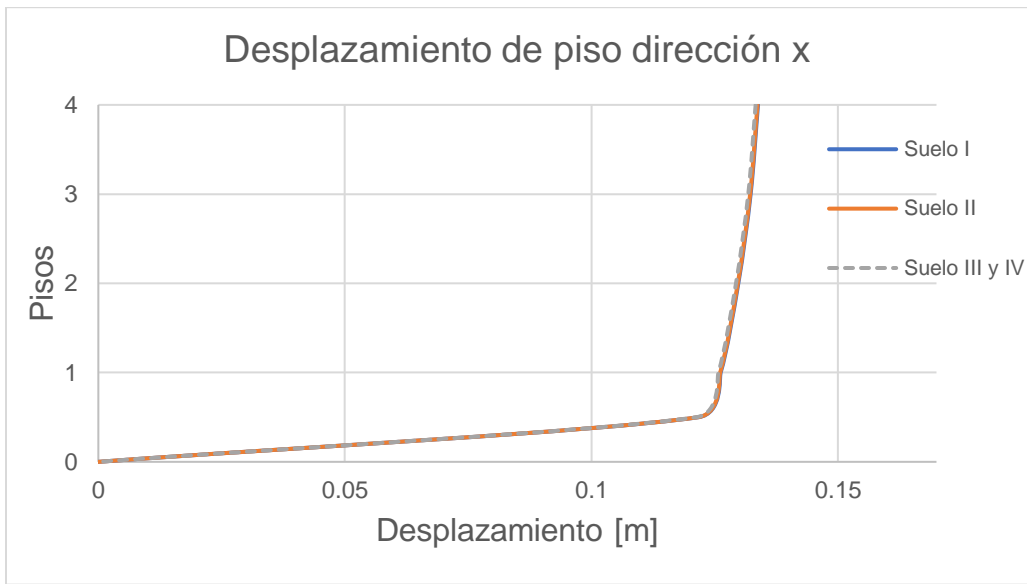


Figura 3.33. Desplazamiento en el centro de masa en dirección x de la estructura para cada tipo de suelo



Figura 3.34. Desplazamiento en el centro de masa en dirección y de la estructura para cada tipo de suelo

### 3.3.3 Diseño Sísmico de los Elementos Estructurales NCh 2745

Para diseñar los edificios de estudio, al igual que el caso anterior, se usan las combinaciones de carga, usando el método de diseño por resistencia (LRFD) establecidas por la NCh 3171 of 2010, las cuales son las siguientes:

- 1,4 D
- 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr o S o R)
- 1,2 D + 1,6 (Lr o S o R) + L
- 1,2 D + 1,6 (Lr o S o R) + 0,8 W
- 1,2 D + 1,6 W + L + 0,5 (Lr o S o R)
- 1,2 D + 1,4 E + L + 0,2 S
- 0,9 D + 1,6 W
- 0,9 D + 1,4 E

Donde:

D : Cargas de peso propio

L : Sobrecargas de uso, según NCh1537 of 86

Lr : Sobrecarga de techo, según NCh1537 of 86

S : Carga de nieve, según NCh431 of 2010

R : Cargas de lluvia

W : Cargas de viento, según NCh432 of 2010

E : Cargas Sísmicas

Para la sobrecarga de utiliza los mismos valores para el diseño de la estructura de base fija.

#### 3.3.3.1 Diseño de Columnas

Se diseñó las columnas de acuerdo con las disposiciones del capítulo 21 de la ACI 318 -08 y el Decreto Supremo 60, considerando un sistema estructural de marcos intermedios. Se diseña para el tipo de suelo III y IV, que es el más desfavorable. El nombre de cada elemento es el mismo que para el diseño sísmico usando la NCh 433.

El área gruesa de la sección transversal es  $A_g = 6400 [cm^2]$  por lo que, el área mínima y máxima de acero longitudinal es:

$$\begin{aligned}A_{st_{mín}} &= 64 [cm^2] \\A_{st_{máx}} &= 384 [cm^2]\end{aligned}$$

Luego, se hace la propuesta de refuerzo longitudinal para todas las columnas del edificio.

Tabla 3.34 Refuerzo longitudinal propuesto para las columnas de la estructura aislada - Fuente: elaboración propia

Columnas	Refuerzo Longitudinal	Columnas	Refuerzo Longitudinal
C1	16Ø25	C20	16Ø25
C2	16Ø25	C21	16Ø25
C3	16Ø25	C22	16Ø25
C4	16Ø25	C23	16Ø25
C5	16Ø25	C24	16Ø25
C6	16Ø25	C25	16Ø25
C7	16Ø25	C26	16Ø25
C8	16Ø25	C27	16Ø25
C9	16Ø25	C28	16Ø25
C10	16Ø25	C29	16Ø25
C11	16Ø25	C30	16Ø25
C12	16Ø25	C31	16Ø25
C13	16Ø25	C32	16Ø25
C14	16Ø25	C33	16Ø25
C15	16Ø25	C34	16Ø25
C16	16Ø25	C35	16Ø25
C17	16Ø25	C36	16Ø25
C18	16Ø25	C37	16Ø25
C19	16Ø25	C38	16Ø25

El área de acero propuesta es  $78,54 \text{ [cm}^2\text{]}$ , por lo que cumple con los mínimos y máximos establecidos por la ACI 318-08. Luego, se obtiene el diagrama de interacción de la sección, y se compara con los esfuerzos obtenidos de las combinaciones de carga.

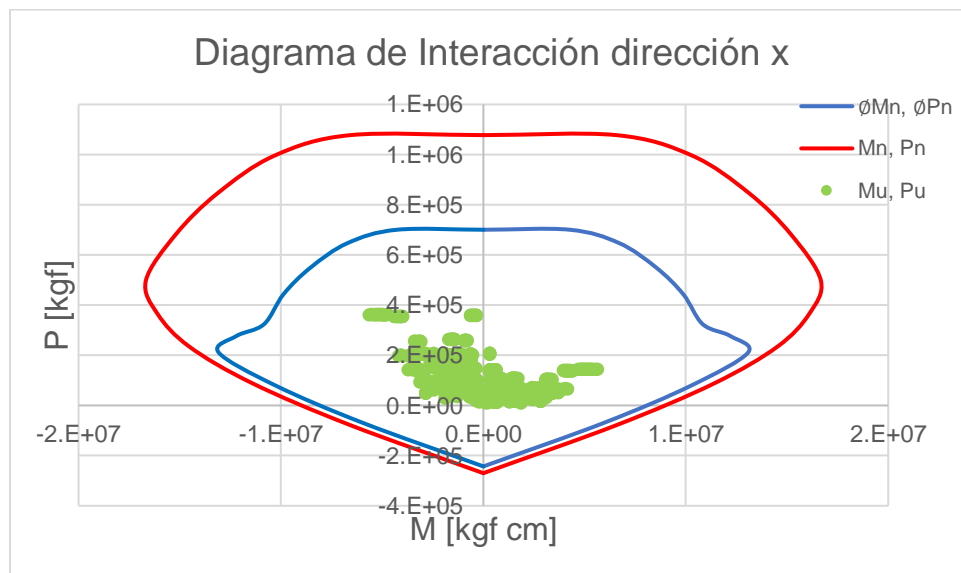


Figura 3.35. Diagrama de interacción dirección x de la estructura aislada

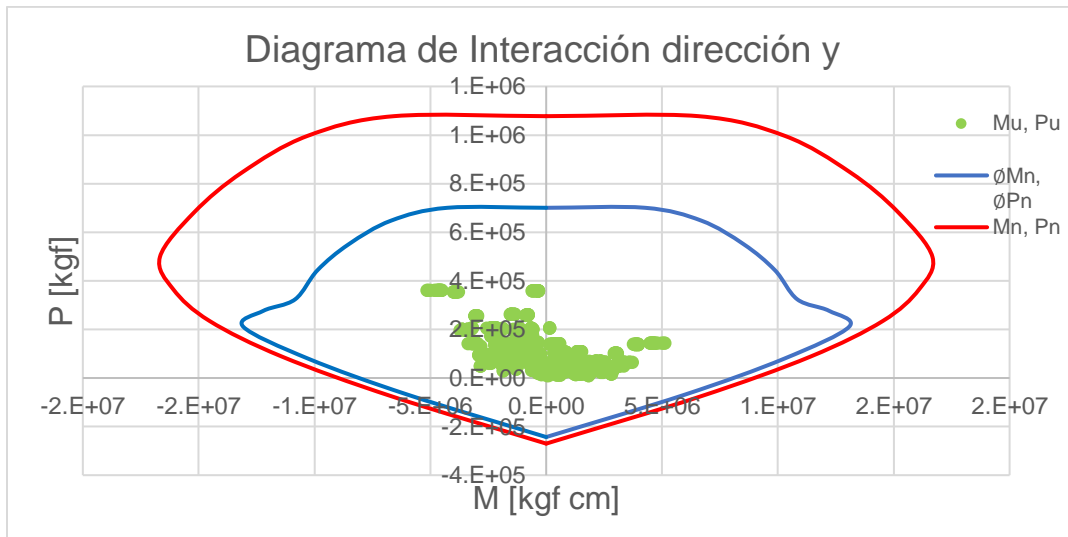


Figura 3.36. Diagrama de interacción en dirección y de la estructura aislada

De las Figura 3.35 y Figura 3.36, se observa que las solicitaciones están bajo la resistencia nominal de la sección, reducida por  $\phi$ .

Luego, la resistencia al corte de las columnas, al ser un marco intermedio, se considera que las resistencias nominales de los elementos. Cabe destacar que la norma de aislación permite diseñar los elementos estructurales considerando marcos intermedios.

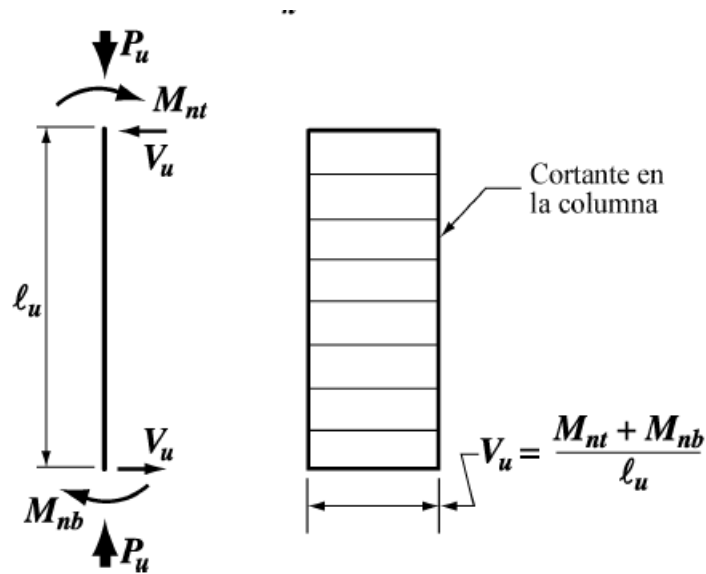


Figura 3.37. Esfuerzos de corte para marcos intermedios. Fuente: ACI318S – 08.

Las separaciones son normales o reducidas según la resistencia al corte que se suministra, cuyos límites son:

$$V_s < 1,1 \sqrt{f_c'} b_w d = 114,32 \text{ [tonf]} : \text{separaciones normales}$$

$$1,1 \sqrt{f_c'} b_w d \leq V_s < 2,2 \sqrt{f_c'} b_w d = 228,63 \text{ [tonf]} : \text{separaciones reducidas}$$

La cuantía requerida y propuesta para las columnas perimetrales e interiores se muestran a continuación:

Tabla 3.35 Refuerzo transversal propuesto para columnas perimetrales edificio aislado - Fuente: elaboración propia

Columnas Perimetrales						
Pisos	Av/s req [cm2/cm]	s prop [cm]	Av req [cm2]	Refuerzo	Av sum [cm2]	Vs [tonf]
Nivel Aislación	0,46	10	4,59	2EØ12 +1TØ10	5,31	167,24
Story 1	0,46	10	4,59	2EØ12 +1TØ10	5,31	167,24
Story 2	0,46	10	4,59	2EØ12 +1TØ10	5,31	167,24
Story 3	0,46	10	4,59	2EØ12 +1TØ10	5,31	167,24
Story 4	0,46	10	4,59	2EØ12 +1TØ10	5,31	167,24

Tabla 3.36 Refuerzo transversal propuesto para columnas interiores edificio aislado - Fuente: elaboración propia

Columnas Interiores						
Pisos	Av/s req [cm2/cm]	s prop [cm]	Av req [cm2]	Refuerzo	Av sum [cm2]	Vs [tonf]
Nivel Aislación	0,46	10	4,59	2EØ12 +1TØ10	5,31	167,24
Story 1	0,46	10	4,59	2EØ12 +1TØ10	5,31	167,24
Story 2	0,46	10	4,59	2EØ12 +1TØ10	5,31	167,24
Story 3	0,46	10	4,59	2EØ12 +1TØ10	5,31	167,24
Story 4	0,46	10	4,59	2EØ12 +1TØ10	5,31	167,24

Se puede observar que el refuerzo transversal propuesto cumple con los límites de la resistencia al corte.

A continuación, se presenta un esquema de la sección transversal de las columnas.

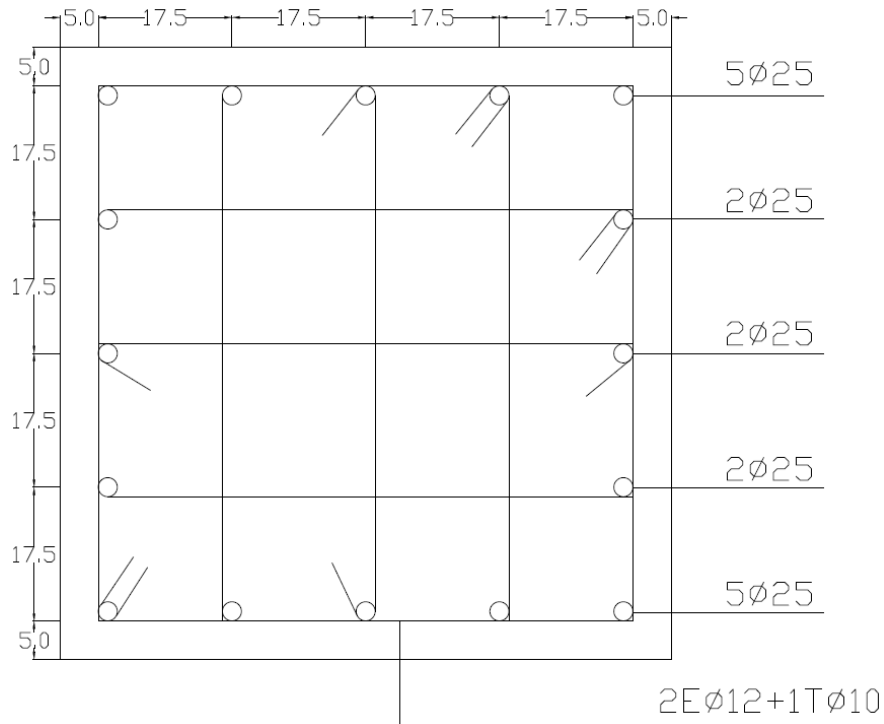


Figura 3.38. Sección transversal de las columnas del edificio aislado

### 3.3.3.2 Diseño de Vigas

Para el diseño a flexión de las vigas, se obtiene preliminarmente las cuantías máximas y mínimas para la sección transversal del caso de estudio según la ACI318S-08:

- $\rho_{m\acute{a}x} = 0,0194$
- $\rho_{m\acute{i}n} = 0,0033$

De las combinaciones de carga, usando el sismo para el suelo tipo III y IV, se obtiene la cuantía requerida y la suministrada para los tramos del medio y para los extremos, los cuales son los siguientes:

Tabla 3.37 Cuantía longitudinal requerida y suministrada para tramos del medio para la estructura aislada - Fuente: elaboración propia

Sección media de la viga						
Pisos	Refuerzo Inferior			Refuerzo Superior		
	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum
Nivel Aislación	0,0039	4 $\phi$ 16+2 $\phi$ 8	0,0039	0,0029	4 $\phi$ 16	0,0035
Story1	0,0033	4 $\phi$ 16	0,0035	0,0037	4 $\phi$ 16+2 $\phi$ 8	0,0039
Story 2	0,0025	4 $\phi$ 16	0,0035	0,0029	4 $\phi$ 16	0,0035
Story 3	0,0017	4 $\phi$ 16	0,0035	0,0020	4 $\phi$ 16	0,0035
Story 4	0,001	4 $\phi$ 16	0,0035	0,0012	4 $\phi$ 16	0,0035

Tabla 3.38 Cuantía longitudinal requerida y suministrada para los extremos vigas perimetrales de la estructura aislada - Fuente: elaboración propia

Extremos Vigas Perimetrales						
Pisos	Refuerzo Inferior			Refuerzo Superior		
	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum
Nivel Aislación	0,0049	6 $\phi$ 16	0,0052	0,0089	4 $\phi$ 25+2 $\phi$ 8	0,0089
Story1	0,0046	6 $\phi$ 16	0,0052	0,0083	4 $\phi$ 25	0,0085
Story 2	0,0033	4 $\phi$ 16	0,0035	0,0069	4 $\phi$ 16+2 $\phi$ 25	0,0077
Story 3	0,0018	4 $\phi$ 16	0,0035	0,0053	4 $\phi$ 16+2 $\phi$ 18	0,0057
Story 4	0,0016	4 $\phi$ 16	0,0035	0,0031	4 $\phi$ 16	0,0035

Tabla 3.39 Cuantía longitudinal requerida y suministrada para los extremos vigas interiores de la estructura aislada - Fuente: elaboración propia

Extremos Vigas Interiores						
Pisos	Refuerzo Inferior			Refuerzo Superior		
	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum	$\rho$ req	barras	$\rho$ sum
Nivel Aislación	0,0041	4 $\phi$ 16+2 $\phi$ 10	0,0042	0,0099	4 $\phi$ 25+2 $\phi$ 16	0,0102
Story1	0,0041	4 $\phi$ 16+2 $\phi$ 10	0,0042	0,0100	4 $\phi$ 25+2 $\phi$ 16	0,0102
Story 2	0,0028	4 $\phi$ 16	0,0035	0,0081	4 $\phi$ 25	0,0085
Story 3	0,0028	4 $\phi$ 16	0,0035	0,0067	4 $\phi$ 16+2 $\phi$ 22	0,0068
Story 4	0,0030	4 $\phi$ 16	0,0035	0,0052	6 $\phi$ 16	0,0052

Se puede observar que las cuantías suministradas están dentro de los límites establecidos por la norma.

Para el diseño al corte de la viga, al igual que las columnas, también se hace considerando la resistencia nominal.

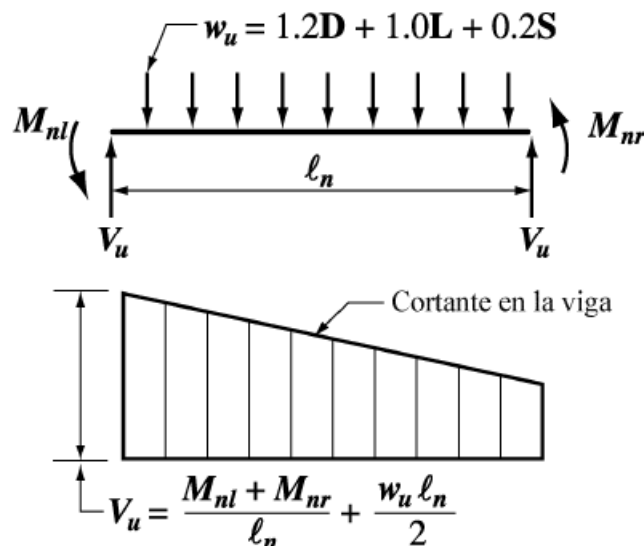


Figura 3.39. Esfuerzos de corte en vigas para marcos especiales. Fuente: ACI318S – 08.

Las separaciones son normales o reducidas según la resistencia al corte que se suministra, cuyos límites son:

$V_s < 1,1 \sqrt{f'_c} b_w d = 44,01$  [tonf] : separaciones normales

$1,1 \sqrt{f'_c} b_w d \leq V_s < 2,2 \sqrt{f'_c} b_w d = 88,02$  [tonf] : separaciones reducidas

La cuantía requerida y propuesta para las vigas perimetrales e interiores se muestran a continuación:

Tabla 3.40 Refuerzo transversal requerido y suministrado vigas perimetrales edificio aislado - Fuente: elaboración propia

Vigas Perimetrales						
Pisos	Av/s req [cm2/cm]	s prop [cm]	Av req [cm2]	Refuerzo	Av sum [cm2]	Vs [tonf]
Nivel Aislación	0,1005	30	2,98	2EØ10	3,14	33,87
Story 1	0,1006	30	3,02	2EØ10	3,14	33,87
Story 2	0,0906	30	2,72	2EØ10	3,14	33,87
Story 3	0,0833	30	2,50	2EØ10	3,14	33,87
Story 4	0,0579	30	1,74	2EØ10	3,14	33,87

Tabla 3.41 Refuerzo transversal requerido y suministrado vigas interiores edificio aislado - Fuente: elaboración propia

Vigas Interiores						
Pisos	Av/s req [cm2/cm]	s prop [cm]	Av req [cm2]	Refuerzo	Av sum [cm2]	Vs [tonf]
Nivel Aislación	0,1359	20	3,11	2EØ10	3,14	50,80
Story 1	0,1302	24	3,12	2EØ10	3,14	42,33
Story 2	0,1271	24	3,05	2EØ10	3,14	42,33
Story 3	0,1149	24	2,76	2EØ10	3,14	42,33
Story 4	0,0762	30	2,28	2EØ10	3,14	33,87

Luego se presenta el esquema de las vigas perimetrales e interiores para cada piso.

## PISO 4

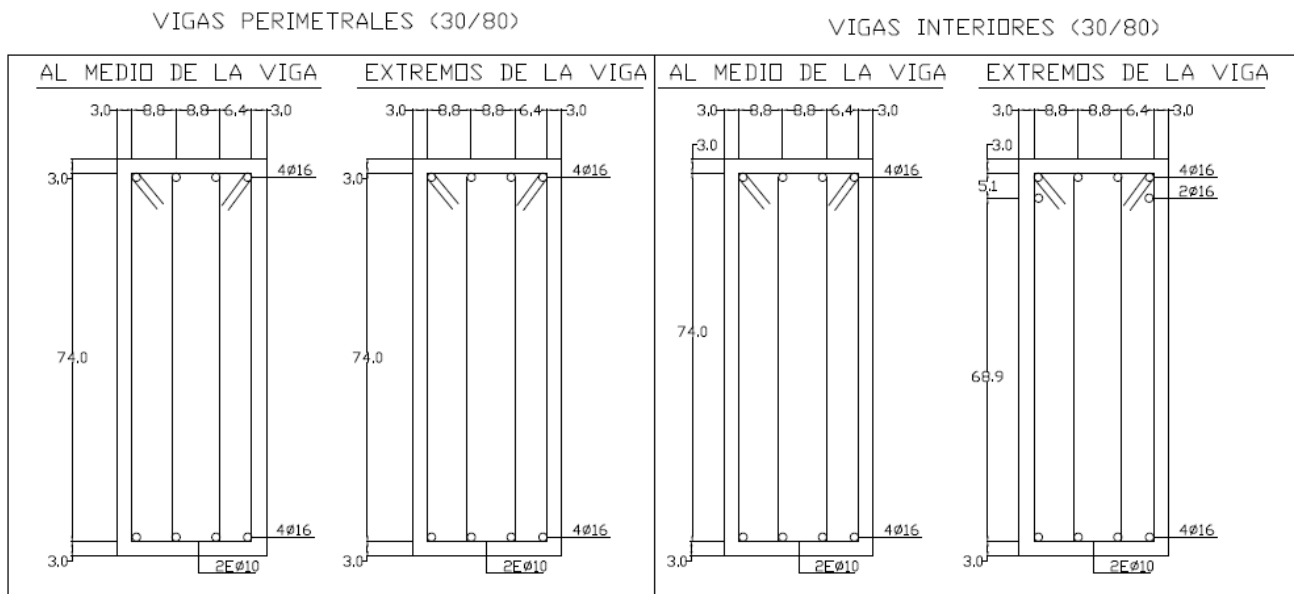


Figura 3.40. Sección transversal de las vigas del piso 4 de la estructura aislada

## PISO 3

VIGAS PERIMETRALES (30/80)

VIGAS INTERIORES (30/80)

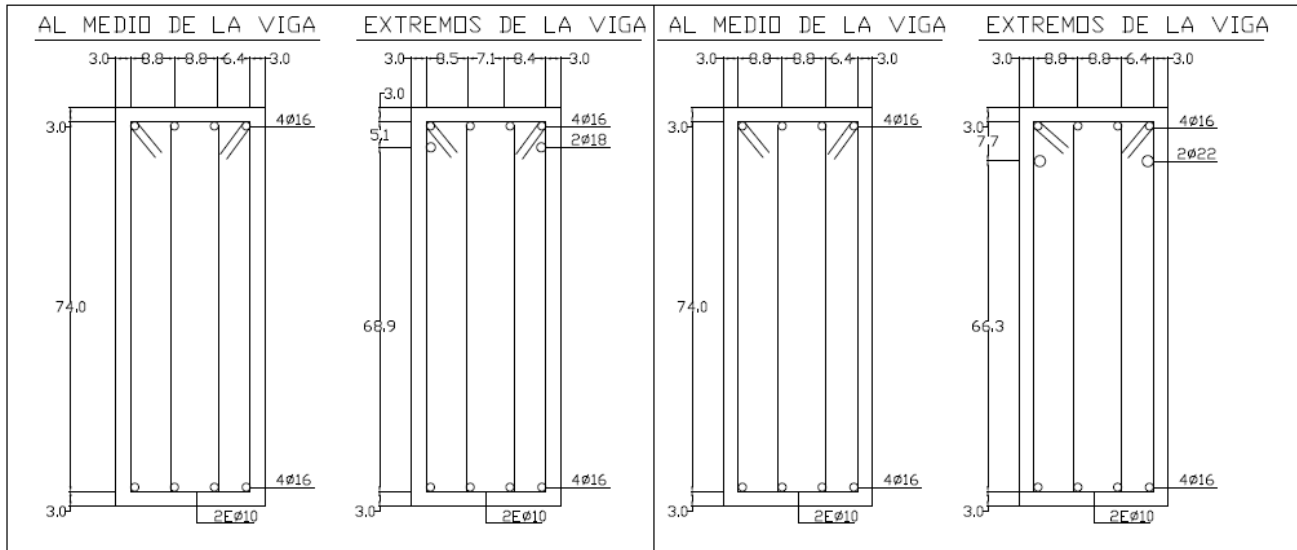


Figura 3.41. Sección transversal de las vigas del piso 3 de la estructura aislada

## PISO 2

VIGAS PERIMETRALES (30/80)

VIGAS INTERIORES (30/80)

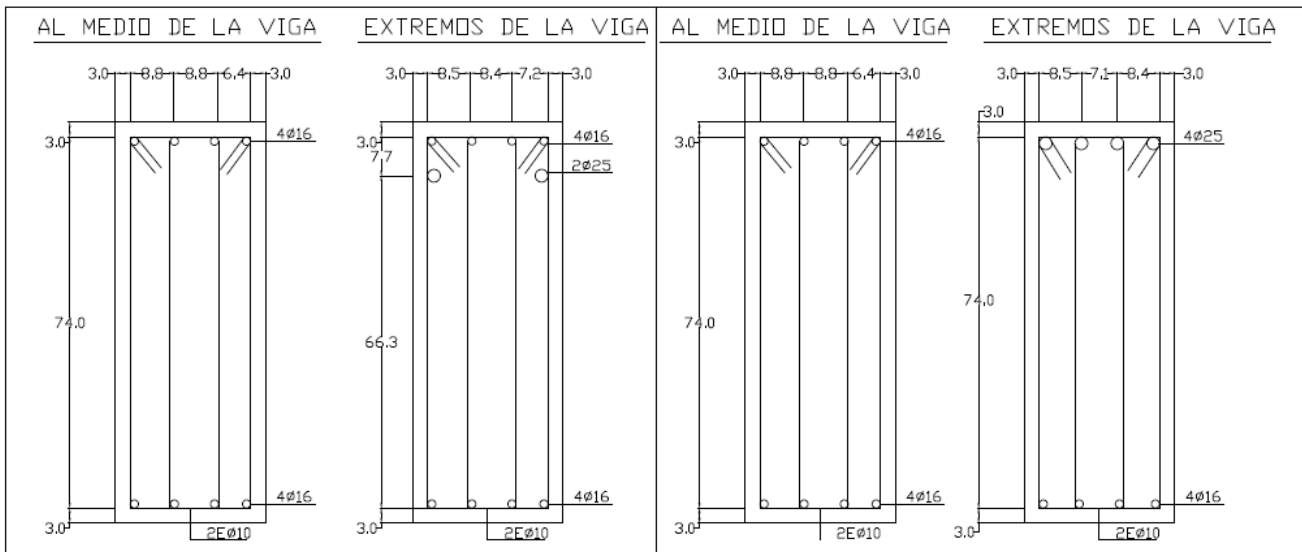


Figura 3.42. Sección transversal de las vigas del piso 2 de la estructura aislada

# PISO 1

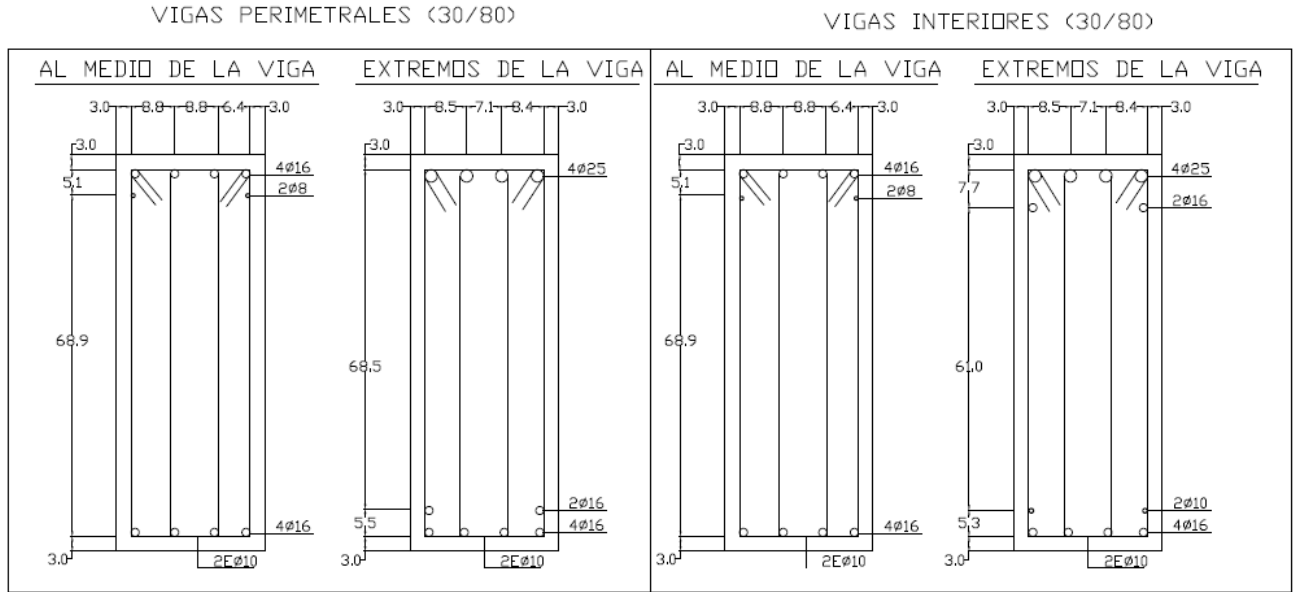


Figura 3.43. Sección transversal de las vigas del piso 1 de la estructura aislada

# NIVEL AISLACIÓN

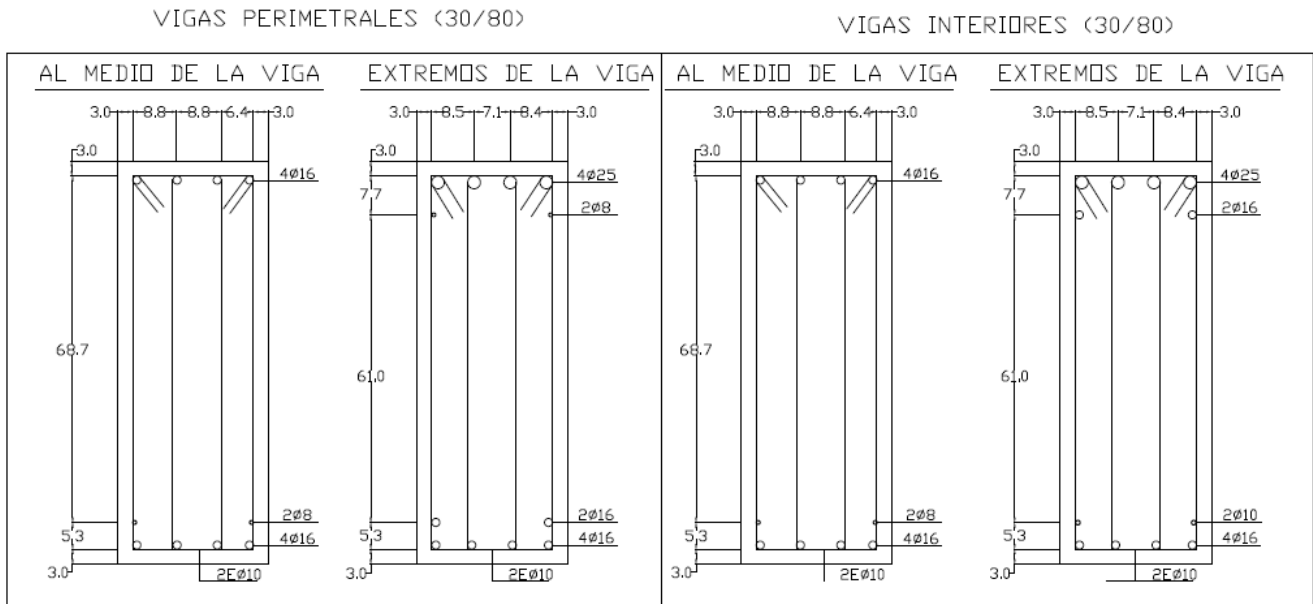


Figura 3.44. Sección transversal de las vigas en el nivel de aislación

### 3.3.3.3 Columna Fuerte - Viga Débil

A continuación, se muestra los resultados para los nodos de esquina y los nodos interiores.

Tabla 3.42 Verificación columna fuerte viga débil nodos de esquina en la estructura aislada - Fuente: elaboración propia

Nodos de esquina					
Story	SUM Mn Col [tonf m]	1,2 SUM Mn x [tonf m]	Condición dir X	1,2 SUM Mn y [tonf m]	Condición dir Y
Story 1	178,19	102,26	Cumple	102,26	Cumple
Story 2	178,19	102,26	Cumple	102,26	Cumple
Story 3	178,19	70,85	Cumple	70,85	Cumple
Story 4	89,10	48,57	Cumple	48,57	Cumple

Tabla 3.43 Verificación columna fuerte viga débil nodos interiores en la estructura aislada - Fuente: elaboración propia

Nodos interiores					
Story	SUM Mn Col [tonf m]	1,2 SUM Mn x [tonf m]	Condición x	1,2 SUM Mn y [tonf m]	Condición y
Story 1	178,19	159,58	Cumple	159,58	Cumple
Story 2	178,19	159,58	Cumple	159,58	Cumple
Story 3	178,19	147,06	Cumple	147,06	Cumple
Story 4	89,10	101,16	No Cumple	101,16	No Cumple

### 3.3.3.4 Verificación Nodos

Los resultados de la verificación del corte en los nodos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.44 Verificación resistencia al corte nodos de esquina en la estructura aislada - Fuente: elaboración propia

Nodos Esquinas			
Story	Vu [tonf]	$\alpha$	$\phi Vn$ [tonf]
Story1	154,63	3,18	264,38
Story2	154,63	3,18	264,38
Story3	103,08	3,18	264,38
Story4	68,94	3,18	264,38

Tabla 3.45 Verificación resistencia al corte nodos interiores en la estructura aislada - Fuente: elaboración propia

Nodos Interiores			
Story	Vu [tonf]	$\alpha$	$\phi Vn$ [tonf]
Story1	236,76	3,18	264,38
Story2	236,76	3,18	264,38
Story3	217,96	3,18	264,38
Story4	145,31	3,18	264,38

### 3.4 Comparación del diseño en los edificios estudiados

Resumiendo lo realizado en el capítulo 3, se propuso el caso de estudio para el análisis de la estructura con base fija, sometida a cargas sísmicas utilizando el espectro de diseño elástico de la NCh 433 of 1996 Mod. 2012. De los resultados obtenidos de los drift entre piso en cada tipo de suelo, el caso de estudio 1 no cumple con los requisitos normativos para los suelos D y E, obligando a cambiar la estructura para esos casos. Dentro de las posibles soluciones se estudiaron dos, rigidizar la estructura (el caso de estudio 2) y la utilización de aislación basal. En ambos casos logra cumplir con la disminución de los drifts entre piso, pero generaron diferencias en el diseño, específicamente en el diseño de vigas.

Tabla 3.46. Comparación del refuerzo longitudinal superior e inferior en los tres casos estudiados

Pisos	Refuerzo longitudinal superior extremos de Vigas		
	Caso de estudio 1	Caso de estudio 2	Caso aislación basal
Nivel Aislación	-	-	6Ø16
Story1	4Ø16+2Ø22	4Ø22+2Ø8	6Ø16
Story 2	4Ø16+2Ø22	4Ø22+2Ø16	4Ø16
Story 3	6Ø16	4Ø22+2Ø8	4Ø16
Story 4	4Ø16	4Ø22	4Ø16

Pisos	Refuerzo longitudinal superior extremos de Vigas		
	Caso de estudio 1	Caso de estudio 2	Caso aislación basal
Nivel Aislación	-	-	4Ø25+2Ø16
Story1	6Ø25	6Ø25	4Ø25+2Ø16
Story 2	6Ø25	4Ø25+2Ø32	4Ø25
Story 3	6Ø25	6Ø25	4Ø16+2Ø22
Story 4	4Ø25	6Ø22	6Ø16

De lo mostrado en la Tabla 3.46, se puede apreciar que se necesitan barras más pequeñas en el refuerzo longitudinal en todos los pisos para la estructura con aislación basal comparado los casos de estudio 1 y 2. Por lo tanto, utilizando aislación basal es más eficiente la utilización de aislación para el diseño de vigas de hormigón armado con respecto a los edificios con base fija estudiados, esto a su vez genera cambios en la cuantía de refuerzo transversal, debido a que se utiliza diseño por capacidad para el diseño al corte de las vigas, como se muestra en la Tabla 3.47.

Tabla 3.47. Comparación del refuerzo transversal en los tres casos estudiados

Pisos	Caso de estudio 1		Caso de estudio 2		Caso aislación basal	
	Separación [cm]	Refuerzo	Separación [cm]	Refuerzo	Separación [cm]	Refuerzo
Nivel Aislación	-		-		20	2EØ10
Story 1	18	2EØ10	15	2EØ10	24	2EØ10
Story 2	18	2EØ10	15	2EØ10	24	2EØ10
Story 3	18	2EØ10	15	2EØ10	24	2EØ10
Story 4	30	2EØ10	15	2EØ10	30	2EØ10

Cabe destacar que, para el caso de las columnas, en los tres casos estudiados queda controlado por la cuantía por confinamiento.

## Capítulo IV

### 4. Análisis No Lineal Tiempo - Historia

Como se mencionó en el capítulo I, el objetivo de este trabajo es analizar la estructura del caso de estudio propuesto para verificar si la influencia de la demanda sísmica, según el tipo de suelo donde se genere, puede o no generar incursiones no lineales en la superestructura, y evaluar el desempeño de los aisladores en términos de los desplazamientos máximos. Para eso, se realiza un análisis no lineal tiempo - historia, mediante la modelación del edificio realizado en el software Ruaumoko 2D. Para este análisis, se usan 6 registros ocurridos en Chile, los cuales están ubicados en suelos B, C y D [19], como se muestran en la Tabla 4.1. Además, se usan 2 registros extranjeros, correspondientes al terremoto de Kobe 1995 y de Christchurch 2011, con el fin de estudiar los efectos de sismos con características que no son comunes en Chile como lo son los terremotos impulsivos generados por activación de fallas geológicas.

Tabla 4.1. Estaciones de monitoreo sísmico

Estación	Tipo de suelo
Concepción 2010 (centro)	Suelo D
Constitución 2010	Suelo D
Santiago Maipú 2010	Suelo C
Viña del mar 85 (centro)	Suelo D
Llolleo 85	Suelo B

#### 4.1.1 Modelo del edificio

Para realizar la modelación de la estructura, se escogen dos ejes de la estructura original, cuya dirección sea la más esbelta, la cual es la dirección X – X. Ya que el edificio es simétrico, se usa un eje perimetral, el cual está compuesto por sólo aisladores de núcleo de plomo, y un eje interno, que está compuesto por aisladores con núcleo de plomo y deslizadores.

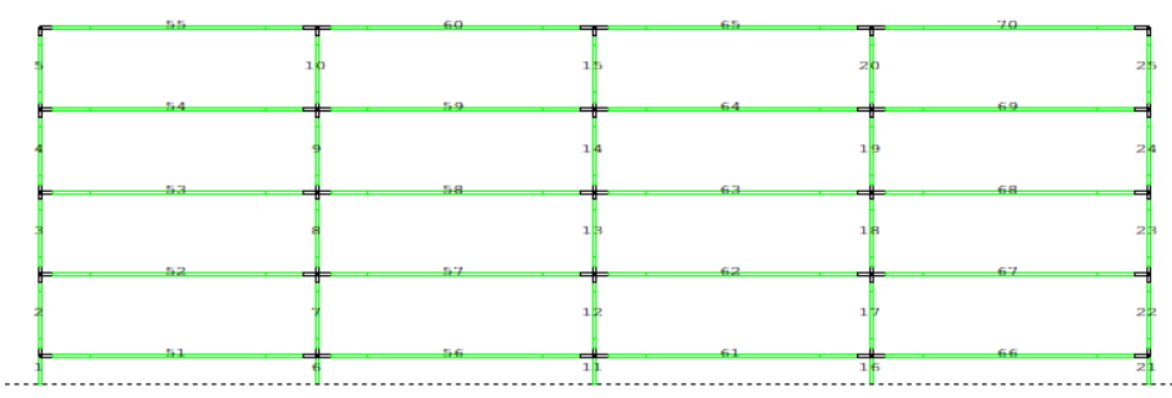


Figura 4.1. Modelo plano en Ruaumoko 2D del eje perimetral

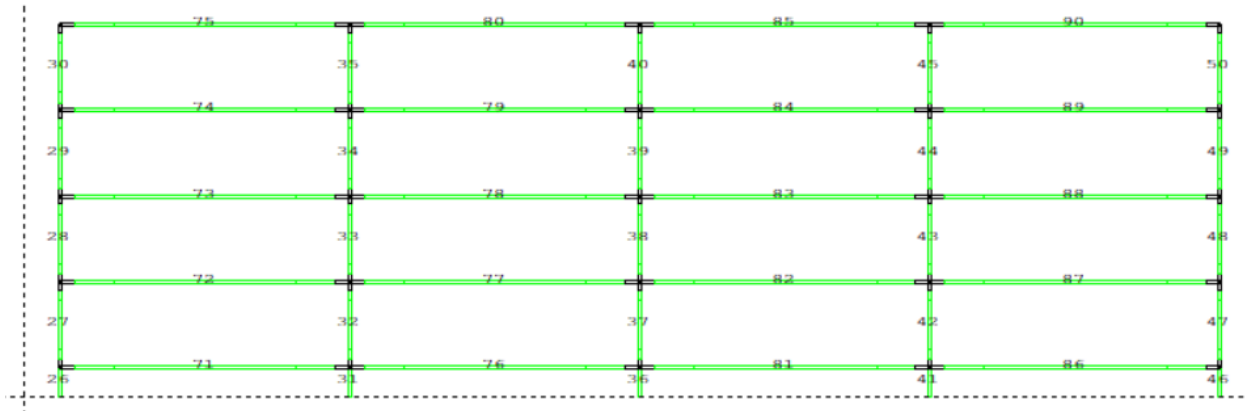


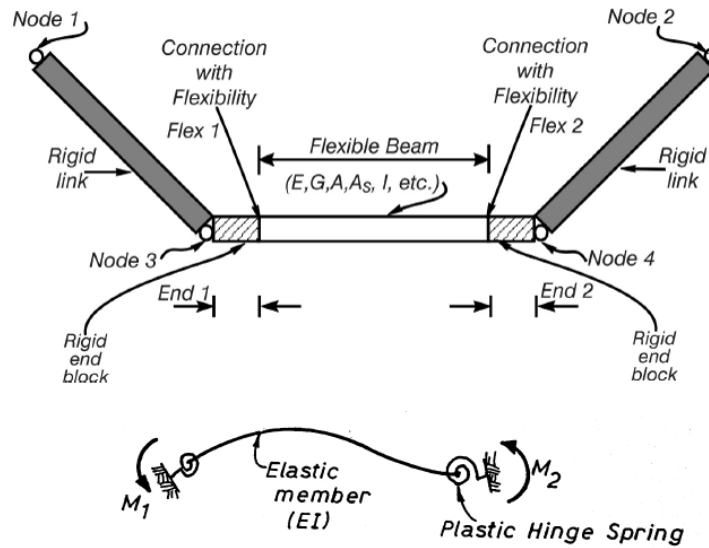
Figura 4.2. Modelo plano en Ruamoko del eje interno

Se considera el mismo refuerzo que se obtuvo mediante el análisis lineal obtenido de los espectros de pseudo aceleraciones de diseño realizadas en el capítulo 3.3.3, cuyas resistencias a tracción, flexión, compresión y flexo compresión se le asigna a cada elemento en el programa, pero para simplificar el modelo, se considera las propiedades de las vigas de los primeros tres pisos iguales, y las vigas del tercer y cuarto piso con sus respectivas propiedades correspondientes. Por otro lado, para los aisladores de núcleo de plomo se usan las propiedades no lineales de rigidez (elástica y post – fluencia).

Para incorporar los efectos de la amortiguación en el modelo no lineal, se usa el modelo de amortiguación de Rayleigh, utilizando una razón de amortiguamiento de un 5%, que es uno de los valores más utilizados en estructuras de hormigón armado con aislación basal [20]. Además, se realiza un análisis de sensibilidad considerando un 15% del amortiguamiento crítico, con el fin de comparar la respuesta del edificio al considerar una razón de amortiguamiento mayor.

#### 4.1.2 Propiedades de los elementos de hormigón armado

Existen diversos tipos de propiedades que pueden ser usadas para los elementos definidos en el modelo, pero para los de hormigón armado (vigas, columnas y muros) lo más apropiado es usar elementos tipo FRAME. Esta categoría está basada en el modelo de plasticidad concentrada de “Giberson one component beam model”, el cual consiste en un elemento central con propiedades elásticas, y en los extremos, donde se pueden producir las rótulas plásticas, se le asigna las propiedades no lineales del elemento como se muestra en la figura 4.3.



Giberson One Component Beam Model

Figura 4.3 Modelo de plasticidad concentrada de Giberson. Fuente: Ruamoko2D

Para los elementos tipo FRAME, existen varias maneras de asignar las propiedades de los elementos. Para las vigas de hormigón armado se usa "BEAM Yield Condition", la cual se asignan las propiedades de tensión, compresión, momento negativo y positivo de fluencia, es decir, la resistencia de las vigas a estos estados límites, que se considera cuando la deformación unitaria del acero  $\varepsilon_s = \varepsilon_y = 2\%$ . Por otro lado, para las columnas de hormigón armado "Concrete BEAM – COLUMN Yield Surface", donde se asignan distintos puntos del diagrama de interacción de las columnas diseñadas en el capítulo 3.3.3 considerando que  $\varepsilon_{c0} = \varepsilon_y$ .

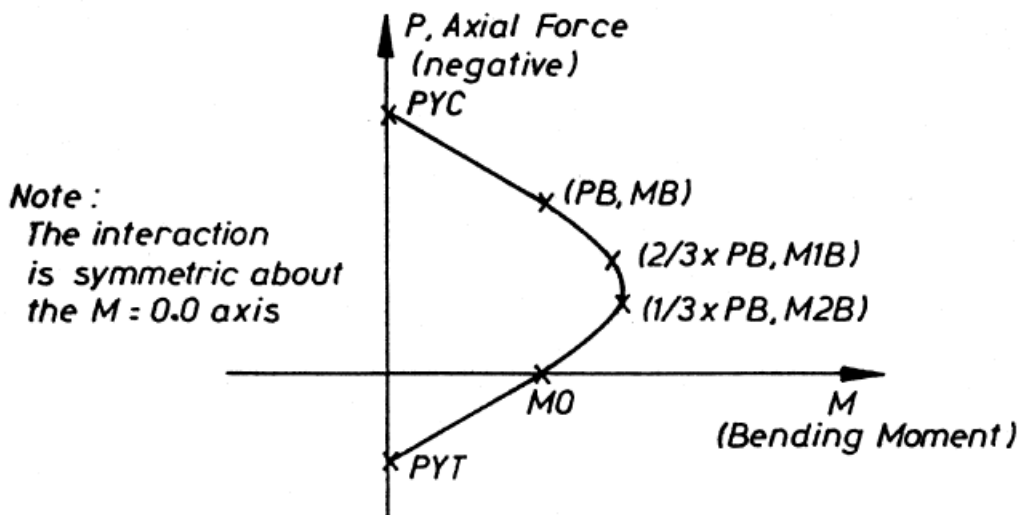


Figura 4.4. Superficie de fluencia Concrete BEAM – COLUMN. Fuente: Ruamoko2D [21]

Tomando en cuenta que se quiere representar el comportamiento real del edificio ante las sollicitaciones sísmicas, se usa la inercia agrietada de los elementos de hormigón armado, además de los momentos fluencia de las vigas y columnas.

### 4.1.3 Modelo de histéresis de los elementos de hormigón armado

Para un análisis no lineal tiempo – historia, se debe conocer la degradación de rigidez de los elementos de hormigón armado para demandas sísmicas, con el fin de verificar si llegan a incursionar en el rango no lineal. En base a lo anterior, es necesario usar un modelo que se ajuste al comportamiento real del hormigón armado, el cual el más usado en la literatura y en otros trabajos de investigación es el modelo bilineal de Takeda modificado [22], cuyo modelo se muestra en la Figura 4.5.

Este modelo está en función de tres parámetros:  $\alpha$ , factor asociado a la degradación de rigidez ( $0 < \alpha < 0.5$ );  $\beta$ , factor asociado a la rigidez en el tramo de recarga ( $0 < \beta < 0.6$ ); y  $r$ , que es el factor de Ramberg – Osgood, que representa el cambio de rigidez después de la fluencia.

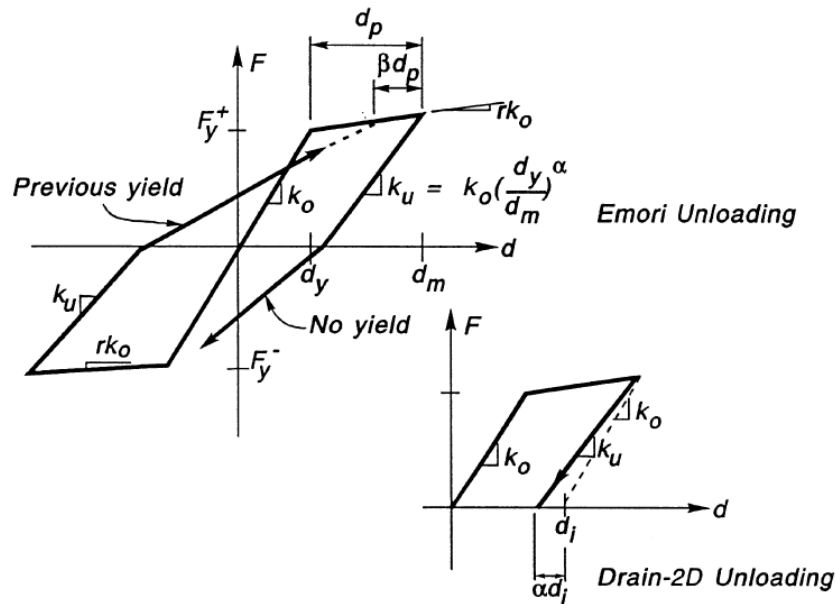


Figura 4.5. Modelo de Takeda modificado. Fuente: Ruaumoko2D [21]

Para los elementos de hormigón armado que están sometidos a una alta carga axial, como lo son las columnas, por ejemplo, la forma más apropiada de modelar la curva de histéresis es considerando "Takeda Thin", que es un caso especial del modelo de Takeda, donde se considera que el factor  $\beta = 0$  [23]. En base a lo anterior, se usa para el modelo de histéresis  $\beta = 0$  y  $\alpha = 0.3$  para las columnas, y  $\beta = 0.6$  y  $\alpha = 0.3$  para las vigas, que son parámetros apropiados para el análisis no lineal [23]. El factor de Ramberg – Osgood "r", depende del diagrama de momento – curvatura de cada elemento. Para las columnas del caso de estudio el factor  $r = 0.066$ , mientras que para las vigas  $r = 0.03$ , que son los valores que más se ajustan al diagrama de momento-curvatura de las secciones.

Cabe destacar que los diagramas de momento – curvatura de se obtuvieron mediante se obtienen mediante el software SAP2000 V24, utilizando el modelo de Mander para la curva de esfuerzo – deformación del hormigón, y el modelo de Park para la curva de esfuerzo – deformación del acero de refuerzo. Cabe mencionar que la curvatura última ocurre cuando la deformación unitaria a compresión del hormigón es igual a la deformación unitaria última, el cual según el criterio de la ACI 318 – 08 es  $\epsilon_{cu} = 0,003$ .

## 4.1.4 Propiedades de los aisladores y deslizadores

Los aisladores y deslizadores se modelan mediante elementos tipo “SPRING”, cuyo modelo se muestra en la Figura 4.6.

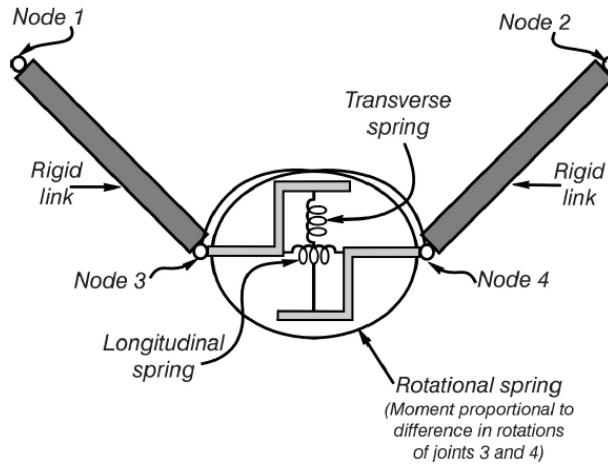


Figura 4.6. Propiedad tipo SPRING. Fuente: Ruaumoko2D [21]

Para este análisis, se usa la rigidez elástica y post fluencia horizontal de los aisladores con núcleo de plomo o LRB, mientras que, para los deslizadores, se considera que no posee rigidez horizontal, pero una rigidez muy alta verticalmente.

## 4.1.5 Modelo de histéresis para los aisladores

La curva que mejor representa el comportamiento de los aisladores LRB es la curva bilineal [18], la cual se ve representado en la Figura 4.7. Los parámetros de este modelo es la rigidez elástica  $k_0$ , la fuerza de fluencia  $F_y$  y el factor de Ramberg – Osgood  $r$ , cuyos valores para el aislador escogido en el diseño son:

- $k_0 = 1236 \left[ \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \right]$
- $F_y = 24.2 \text{ [tonf]}$
- $r = 0.1$

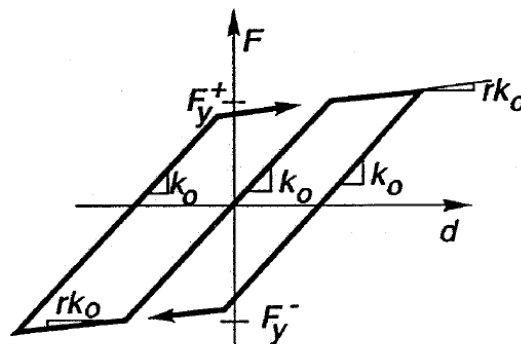


Figura 4.7. Modelo de histéresis bilineal. Fuente: Ruaumoko2D [21]

## 4.2 Registros de aceleraciones utilizados

Como se mencionó al inicio del capítulo, se usan registros sísmicos ubicados en distintos tipos de suelos con el fin de evaluar la respuesta de la estructura, para ello se eligió los registros mencionados en la Tabla 4.1, correspondientes al terremoto del 27 de febrero del 2010 y el terremoto del 1985 ocurridos en Chile. Estos fueron terremotos de subducción, que ocurren debido a la interacción de las placas tectónicas, y en Chile pueden producirse desde 10 a 45 kilómetros de profundidad [24]. Cabe destacar que los sismos chilenos utilizados son concordantes con la zona sísmica utilizada para diseñar el edificio de estudio, salvo el registro de Maipú, sin embargo, éste se utiliza debido a que no se encuentran en una zona sísmica 3 registros ubicados en suelos tipo C, además que se verificó en el capítulo 3 que la respuesta sísmica del edificio aislado no varía significativamente para los espectros de diseño utilizados, por lo que para efectos comparativos, es válido utilizar este registro para el análisis no lineal.

Por otro lado, también es de interés estudiar los efectos que pueda tener en edificios con aislación basal debido a sismos originados por la actividad de fallas geológicas, los cuales son más superficiales, teniendo en cuenta además que, tanto en la NCh 2745 of 2013 como en la NCh 433 of 1996 Mod. 2012, proponen los espectros de diseño en base a la información de los registros sísmicos ocurridos en Chile, los cuales son producto de la subducción como se mencionó anteriormente, y no existe un análisis estático o dinámico para considerar los efectos que puedan generar sismos ocurridos en fallas geológicas en las estructuras con aislación basal. En base a lo expuesto, se estudia además los efectos de los terremotos de Kobe 1995 y Christchurch 2011, los cuales se originaron por rupturas de fallas geológicas que generaron grandes daños a la población humana y a la infraestructura de las ciudades afectadas. Además, cabe destacar que el terremoto de Kobe se produjo a una profundidad de 14,5 [km], y el terremoto de Christchurch a 5 [km] aproximadamente [25], [26].

### 4.2.1 Concepción 2010

El registro de Concepción corresponde al terremoto del 2010, el cual posee una duración aproximada de 140 segundos, y una aceleración máxima del suelo (PGA) de  $3,93 \left[ \frac{m}{s^2} \right]$ . Se usa tanto la componente NS como la componente EW.

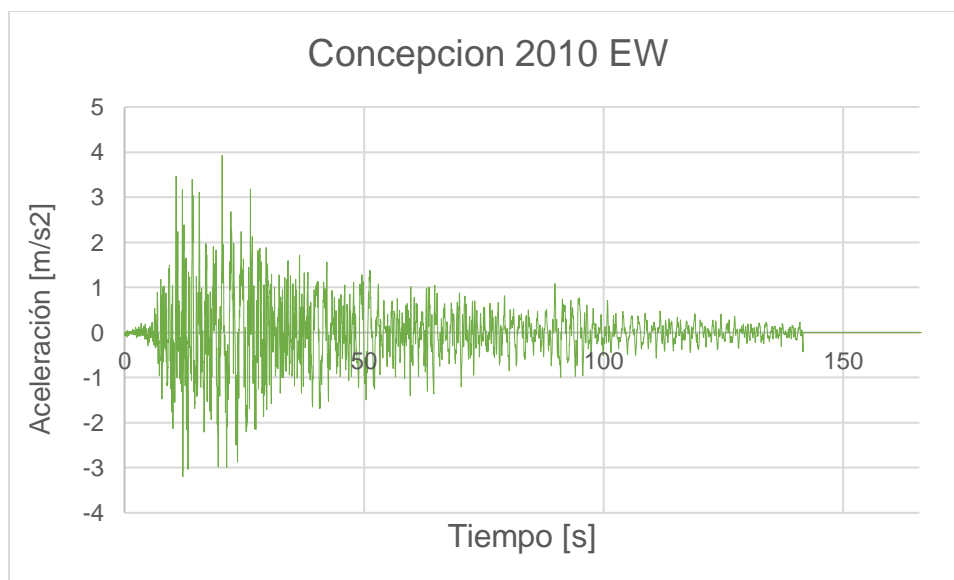


Figura 4.8. Registro de aceleraciones de Concepción 2010, componente EW.

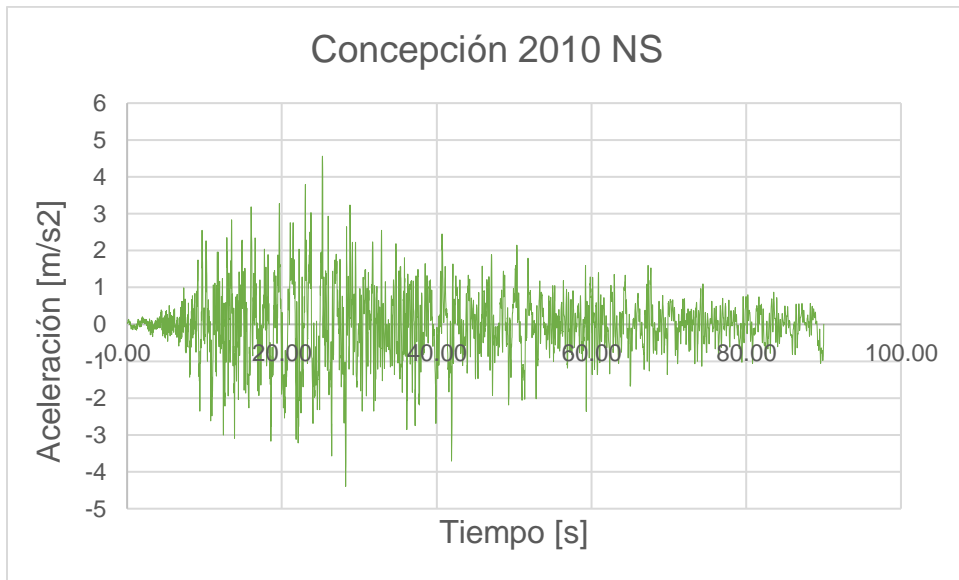


Figura 4.9. Registro de aceleraciones de Concepción 2010, componente NS.

### 4.2.2 Maipú 2010

El registro de Maipú del 2010 posee una duración de 170 segundos aproximadamente, cuya aceleración de suelo máxima registrada fue de 4,78  $\left[\frac{m}{s^2}\right]$ .

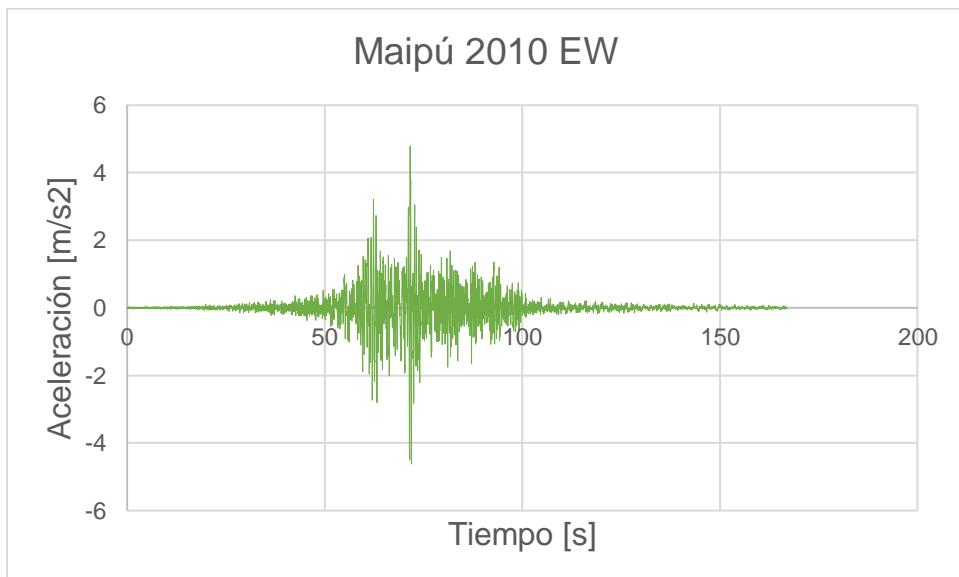


Figura 4.10. Registro de aceleraciones de Maipú 2010, componente EW

### 4.2.3 Lollole 1985

El registro de Lollole del terremoto de 85 posee una duración aproximada de 100 segundos, y la aceleración máxima del suelo fue de  $6,98 \left[ \frac{m}{s^2} \right]$ .

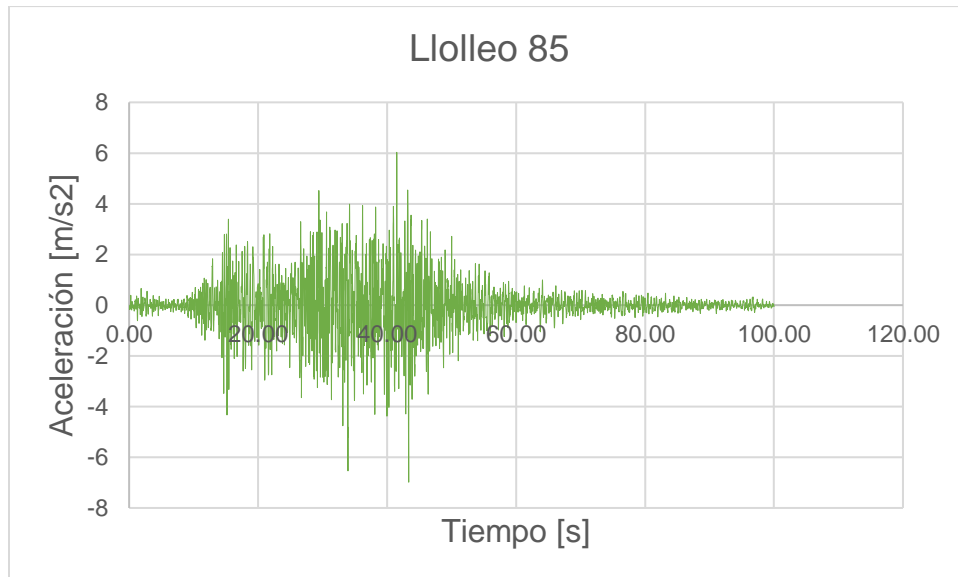


Figura 4.11. Registro de aceleraciones de Lollole 1985, componente 1-L

### 4.2.4 Constitución 2010

El registro de Constitución del 2010 posee una duración aproximada de 140 segundos, y la aceleración máxima del suelo fue de  $5,27 \left[ \frac{m}{s^2} \right]$ .

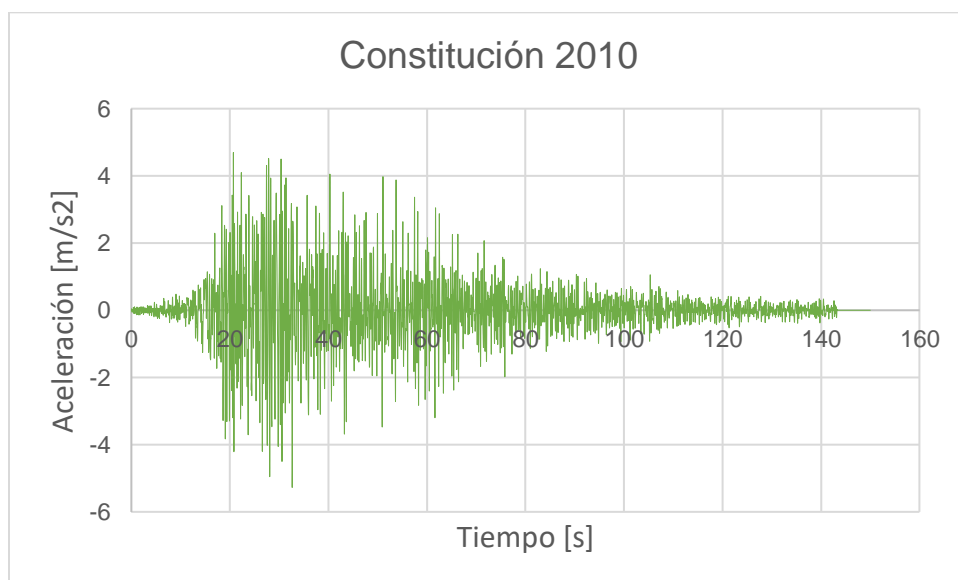


Figura 4.12. Registro de aceleraciones de Constitución 2010, componente 1 -L

### 4.2.5 Viña del Mar 1985

El registro del Viña del Mar del 85 posee una duración aproximada de 100 segundos, cuya aceleración máxima del suelo es de  $3.56 \frac{m}{s^2}$ .

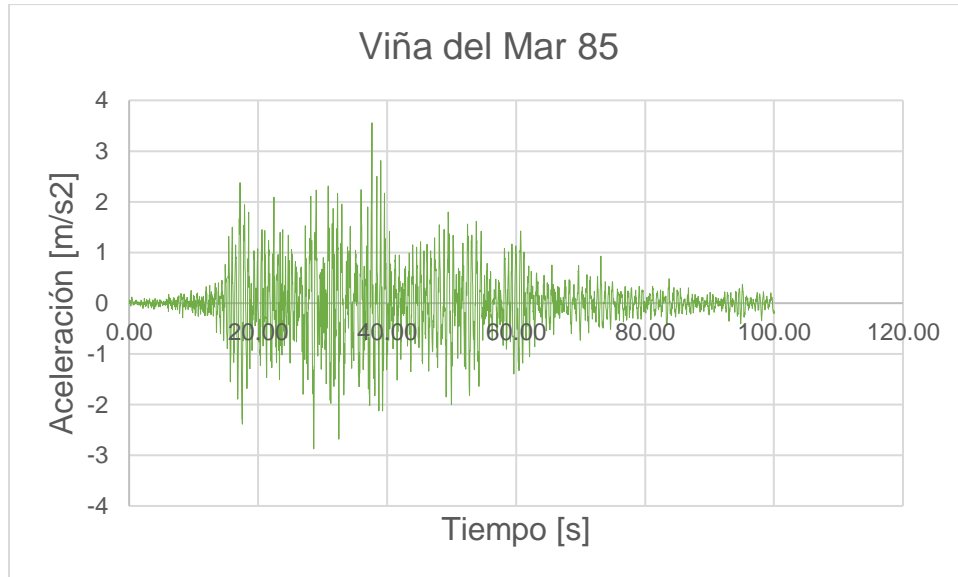


Figura 4.13. Registro de aceleraciones de Viña del Mar 1985, componente 1-L

### 4.2.6 Kobe 1995

El terremoto de Kobe posee una duración aproximada de 85 segundos, y la aceleración máxima del suelo registrado fue de  $8,21 \frac{m}{s^2}$ .

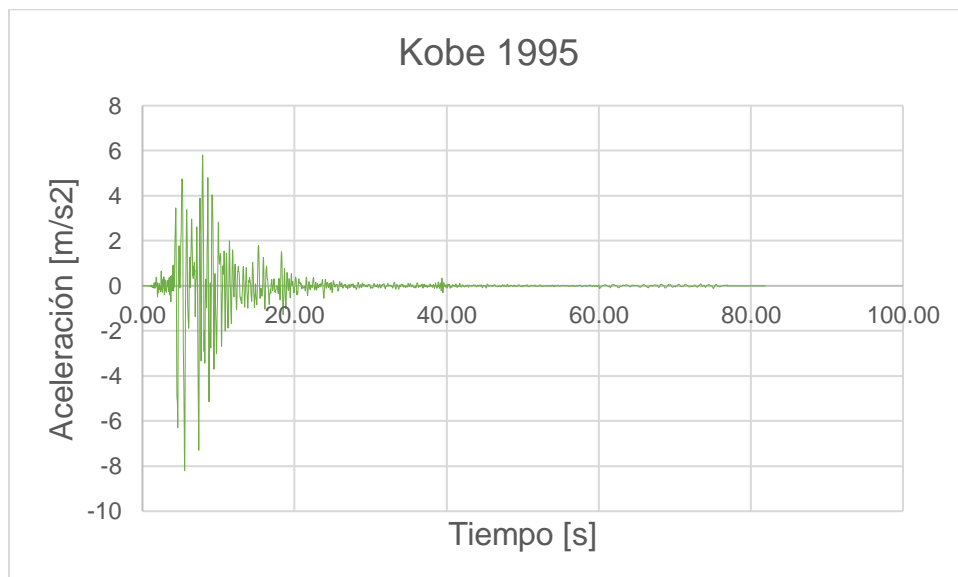


Figura 4.14. Registro de aceleraciones de Kobe 1995, componente 1-L

## 4.2.7 Christchurch 2011

El registro de Christchurch del 2011 posee una duración aproximada de 80 segundos, y la aceleración máxima del suelo registrada fue de  $7,01 \frac{m}{s^2}$ .

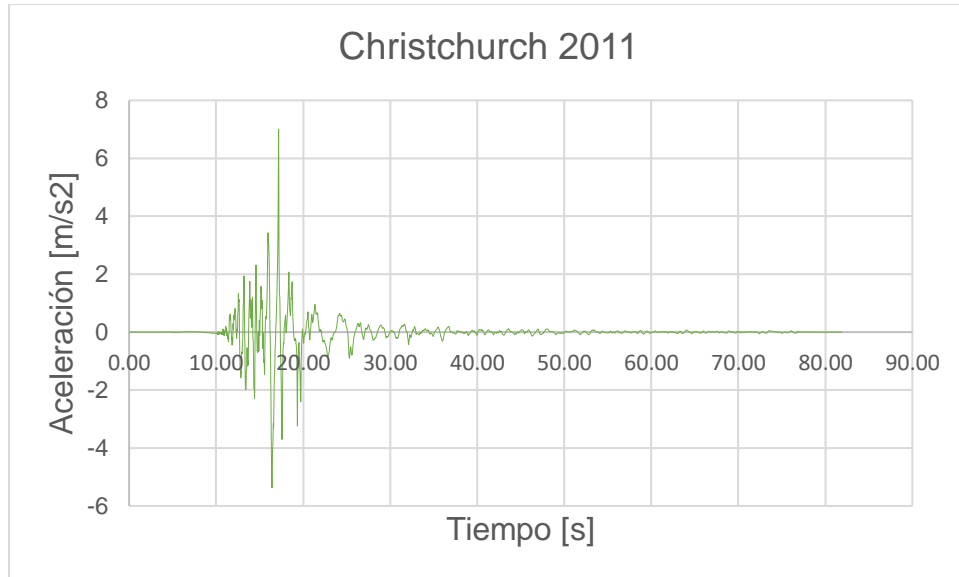


Figura 4.15. Registro de aceleraciones de Christchurch 2011, componente 1-L

## Capítulo V

### 5. Resultados y Análisis

Una vez definido los parámetros para el análisis no lineal mencionados en el capítulo 4, se evalúa el edificio para todos los registros antes mencionados, donde se obtiene información de los elementos estructurales, del sistema de aislación y de la estructura en general. De los elementos estructurales se obtienen los diagramas de momento – curvatura, con el fin de comparar aquellos registros que lograron incursiones no lineales, y verificar si las columnas de la estructura logran una respuesta lineal, que es lo primordial para que no se logre el colapso de la estructura. En cuanto a los aisladores sísmicos, se analiza los ciclos histéresis de las curvas de corte – deformación, verificando si estos llegan o no al desplazamiento máximo, que es el parámetro para verificar que los aisladores no fallen a corte y que la estructura no colapse.

Por otro lado, en cuanto al análisis de la superestructura, se verifica los drift entre piso para cada registro, y se compara con el límite normativo de la NCh 2745 para el análisis no lineal, y, por último, se analiza las aceleraciones máximas de cada piso y se compara con la aceleración máxima del suelo (PGA) de cada registro utilizado (las aceleraciones de los pisos es un parámetro para verificar el comportamiento de los elementos no estructurales del edificio [27]).

Por último, se realiza un análisis de sensibilidad verificando la respuesta sísmica del edificio para diferentes razones de amortiguamiento, de un 5%, que es uno de los valores utilizados en investigaciones de edificios de hormigón armado con aislación basal [20] y un 15%, que es uno de los valores más utilizados en las memorias de cálculo de los hospitales con aislación basal mencionados en el capítulo 2. Además, se analiza la respuesta sísmica de la estructura ante la variación de las propiedades de los aisladores establecidas en la ASCE-7 of 2017.

#### 5.1 Información del modelo

De lo mencionado en el capítulo 4, el modelo realizado en Ruaumoko 2D está basado en dos ejes de la estructura original, uno perimetral y otro interno, debido a que la estructura es simétrica. Para hacer el modelo representativo, se toma el peso tributario de cada eje y este se le asigna los nodos en cada piso. Una vez realizado el modelo, se obtiene los periodos naturales para los 5 modos, los cuales se muestran en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Periodos naturales asociados a cada modo

Modos	Período [s]
1	1,5
2	0,48
3	0,26
4	0,17
5	0,17

Se puede observar que el período asociado al primer modo es diferente a los períodos naturales obtenidos en el modelo lineal del capítulo 3.3.3, pero esto se debe al considerar la rigidez elástica de los aisladores, por lo que la estructura es más rígida.

Una manera de predecir la respuesta de la estructura ante los registros es mediante los espectros de pseudo-aceleraciones, pseudo-velocidad y espectro de desplazamientos elásticos asociados a cada uno, que se obtuvieron mediante el software SiesmoSignal, los cuales se presentan a continuación. Cabe mencionar que los espectros obtenidos se generaron considerando una razón de amortiguamiento  $\xi = 5\%$ , que es el que se debe ocupar según lo establece la NCh 2745.

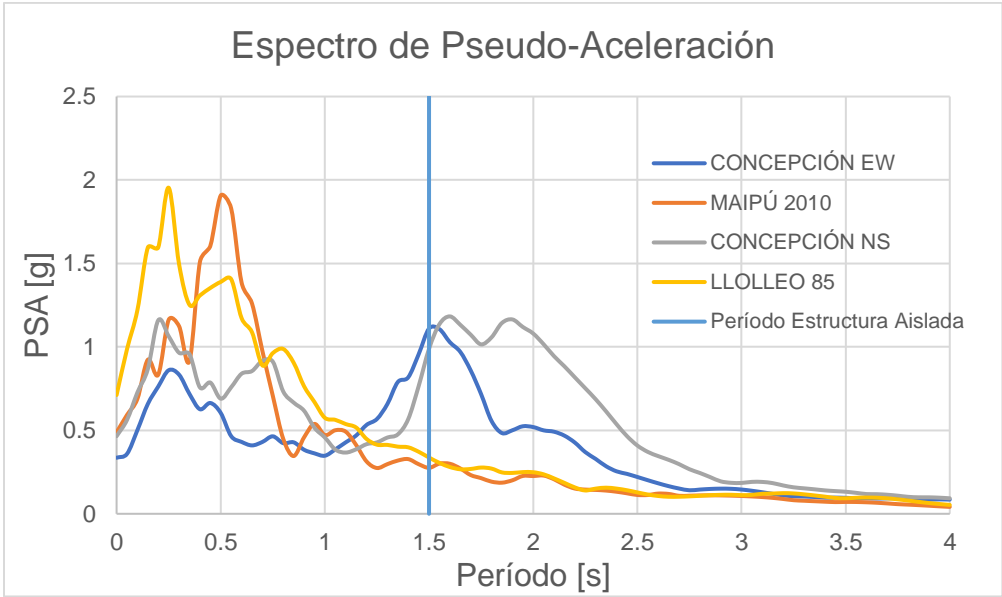


Figura 5.1. Espectro de pseudo-aceleración de Concepción 2010, Maipú 2010 y Llolleo 1985.

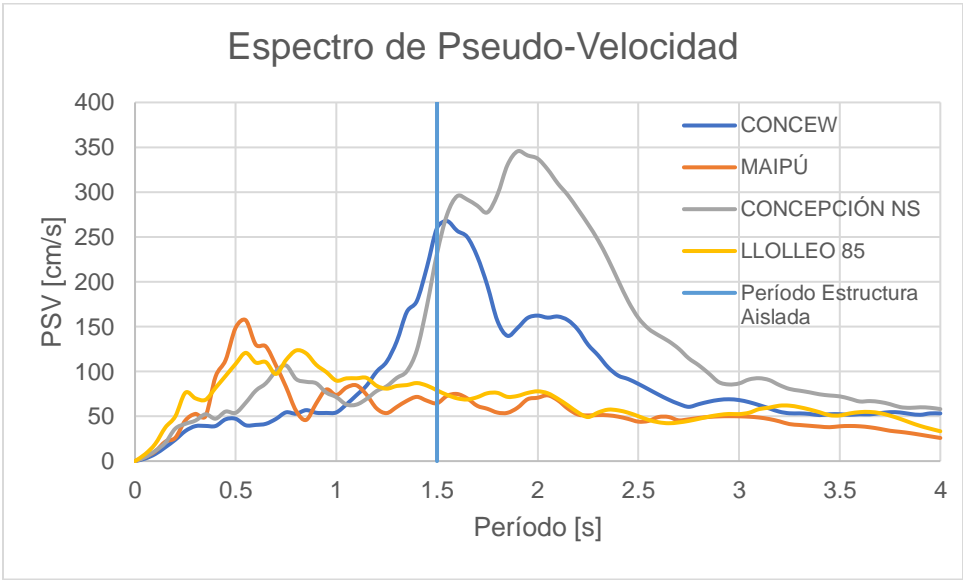


Figura 5.2. Espectro de pseudo – velocidad de Concepción 2010, Maipú 2010 y Llolleo 1985

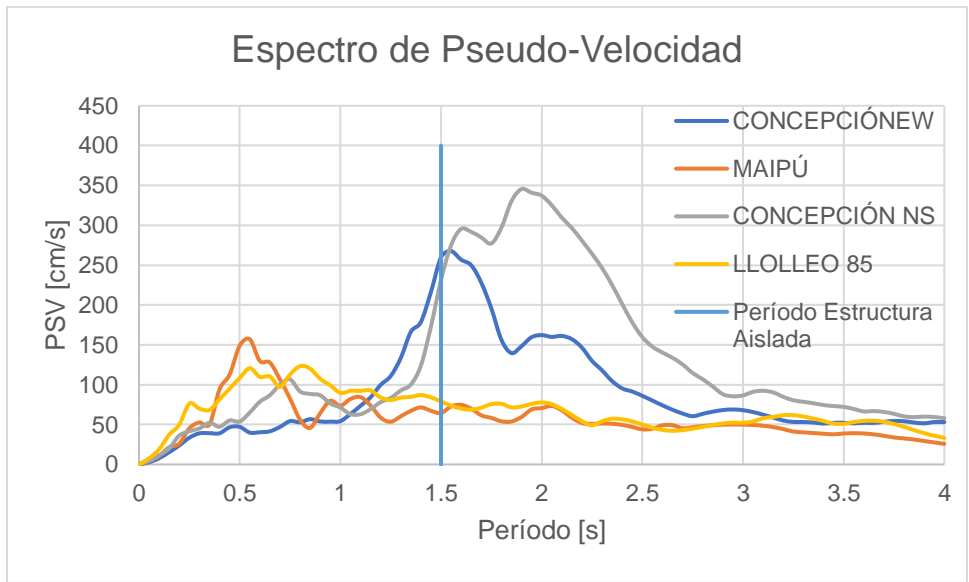


Figura 5.3. Espectro de desplazamiento de Concepción 2010, Maipú 2010 y Lollleo 1985

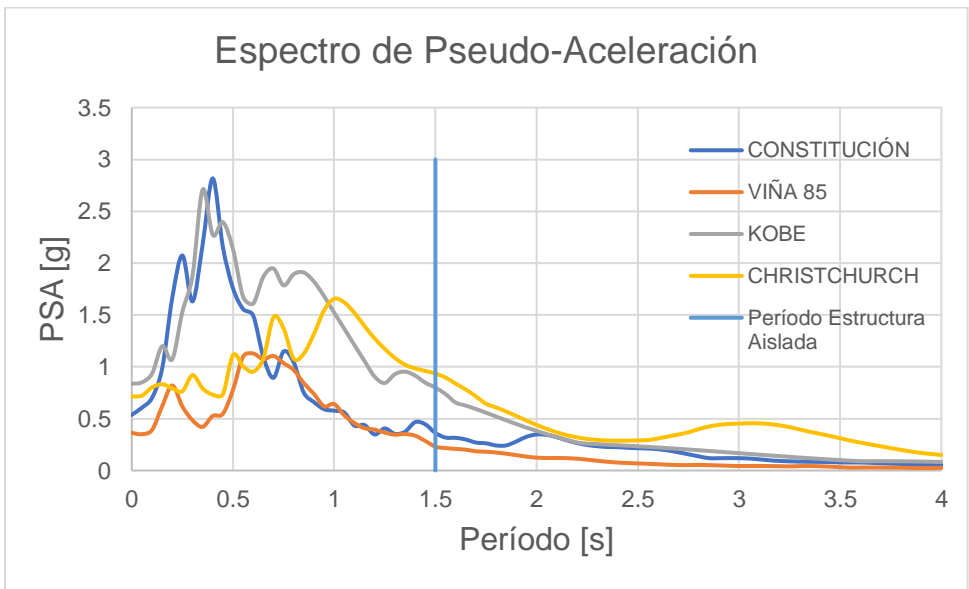


Figura 5.4. Espectro de pseudo - aceleración de Constitución 2010, Viña del Mar 1985, Kobe 1995 y Christchurch 2011.

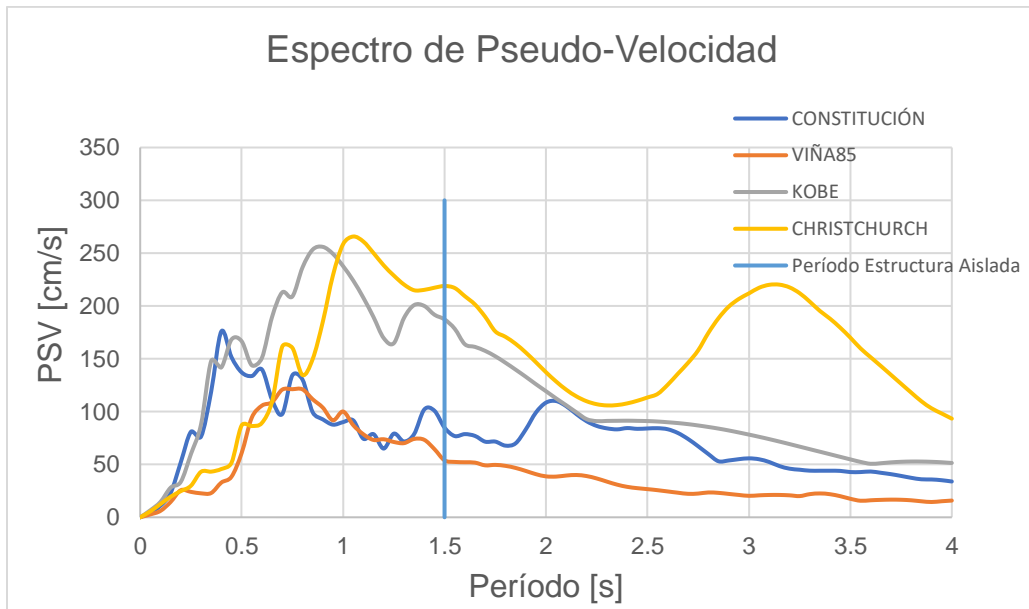


Figura 5.5. Espectro de pseudo – velocidad para Constitución 2010, Viña del Mar 1985, Kobe 1995 y Christchurch 2011

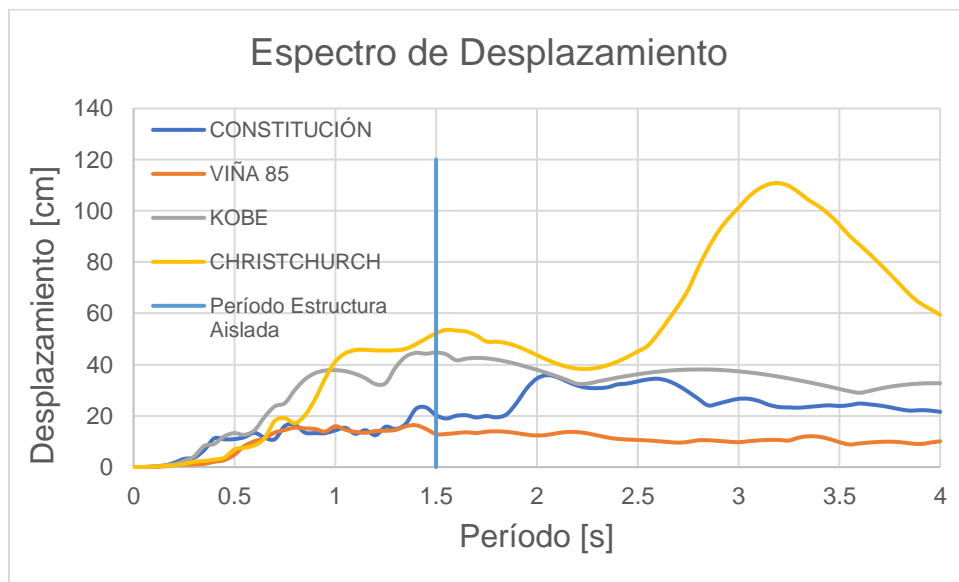


Figura 5.6. Espectro de desplazamiento para Constitución 2010, Viña del mar 1985, Kobe 1995 y Christchurch 2011

Como se puede apreciar en las figuras 5.1 a la 5.6, los sismos que pueden generar mayor excitación a la estructura son el registro de Concepción, y en menor medida el de Kobe y Christchurch. Luego, se presentan los resultados obtenidos del análisis no lineal considerando la razón de amortiguamiento crítico  $\xi = 5\%$  para todos los modos de la estructura.

## 5.2 Drift entre pisos

Se analiza los resultados de los drift entre pisos para cada registro usado, y se compara con el límite establecido por la NCh 2745, el cuál corresponde a 0,003 para un análisis no lineal. Cabe destacar que este análisis se realiza verificando el drift en la superestructura.

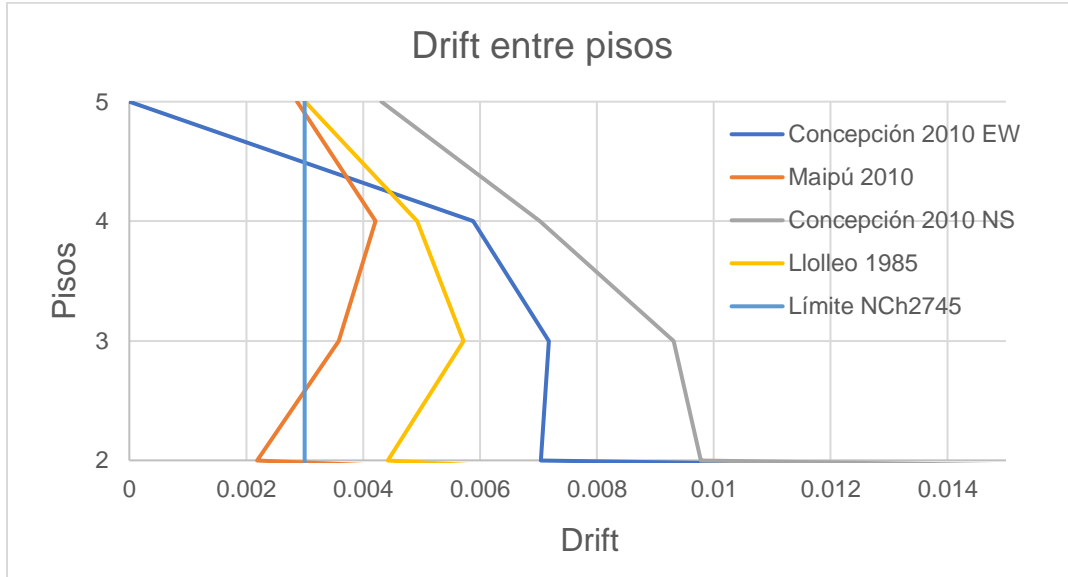


Figura 5.7. Drift entre pisos para los registros de Concepción 2010, Maipú 2010 y Llole 1985, y límite NCh 2745

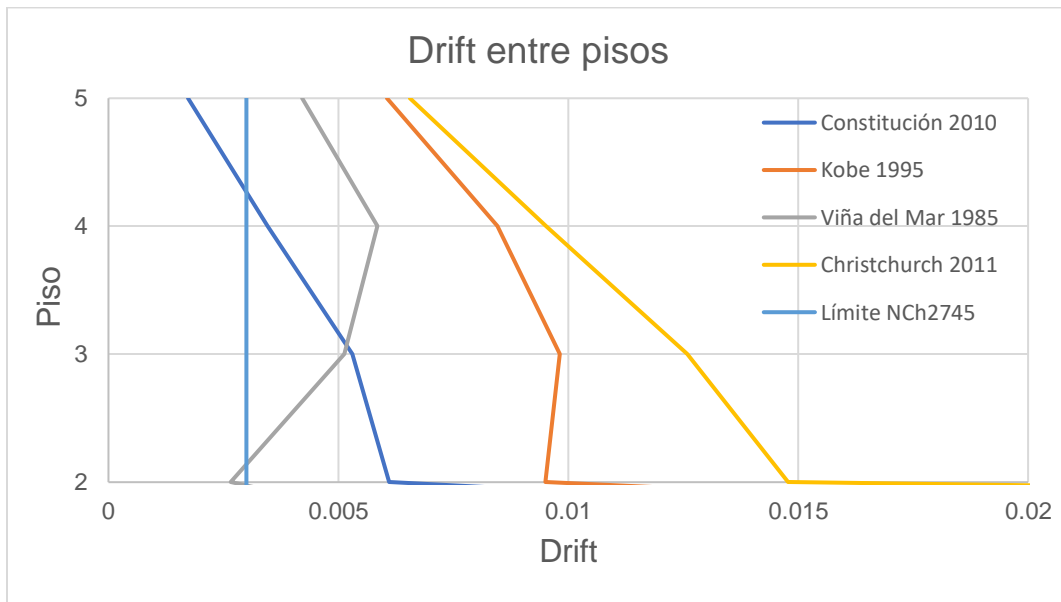


Figura 5.8. Drift entre pisos para los registros de Constitución 2010, Viña del Mar 1985, Kobe 1995 y Christchurch 2011, y límite NCh 2745

Se puede apreciar que en la superestructura no cumple con los límites normativos, esto se puede deber al cambio de rigidez de la superestructura al considerar la inercia agrietada de los elementos de hormigón armado.

## 5.3 Curvas de Histéresis de los elementos de Hormigón Armado

Al realizar el análisis no lineal se busca verificar cuáles elementos estructurales incursionan no linealmente, y verificar si las columnas de la estructura llegan a rotularse en la base y lograr un mecanismo de colapso bajo los efectos de alguno de los registros usados. Se realiza el análisis a tres vigas representativas de la estructura, las cuales corresponde a las del primer, cuarto y quinto piso de la estructura, además de la columna que se encuentra en la interfaz del primer y segundo piso.

### 5.3.1 Viga del Primer Piso

Del análisis no lineal tiempo historia realizado, se obtiene la respuesta de las vigas del primer piso, segundo y en el nivel de aislación obtenidas de las curvas de histéresis para cada registro utilizado, y se superpone con el diagrama de momento – curvatura, las cuales se muestran a continuación.

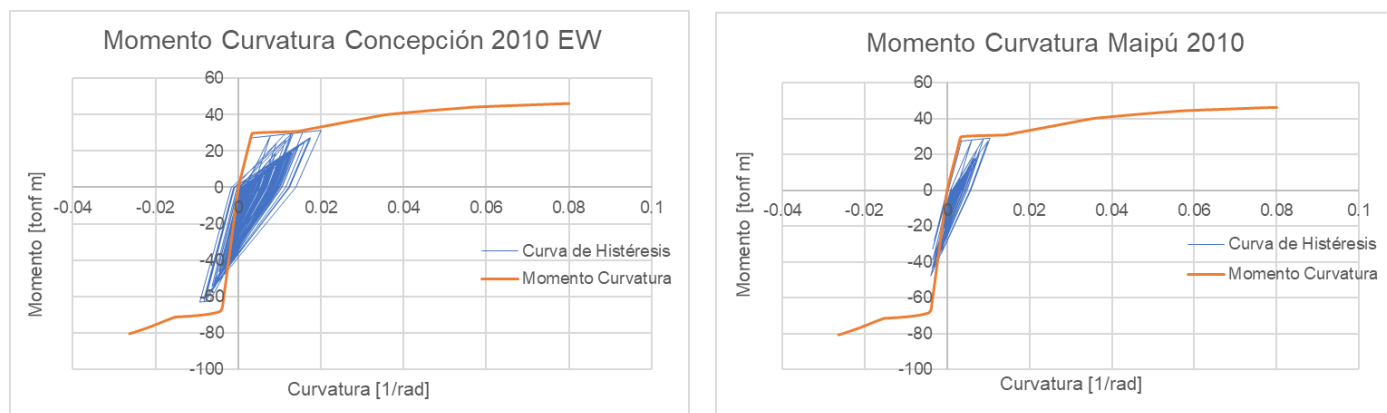


Figura 5.9. Diagrama de Momento – Curvatura vigas inferiores y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción EW y Maipú 2010

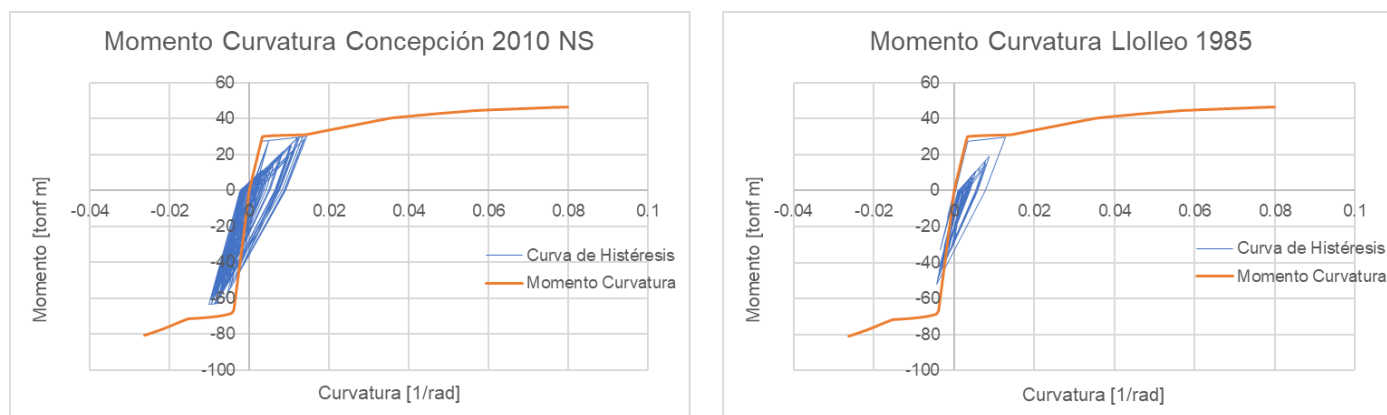


Figura 5.10. Diagrama de Momento – Curvatura vigas inferiores y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción NS 2010 y Lolleo 1985.

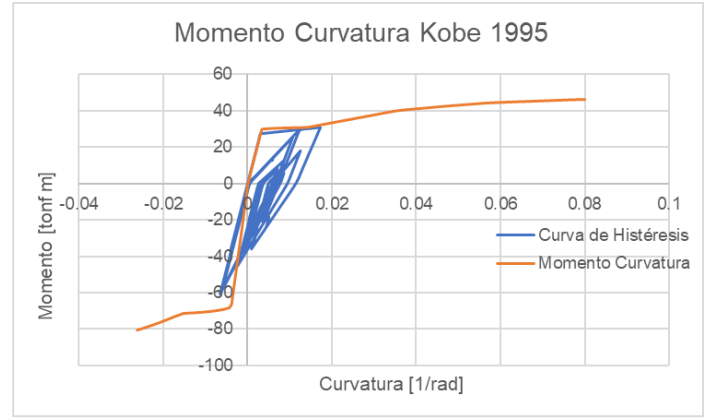
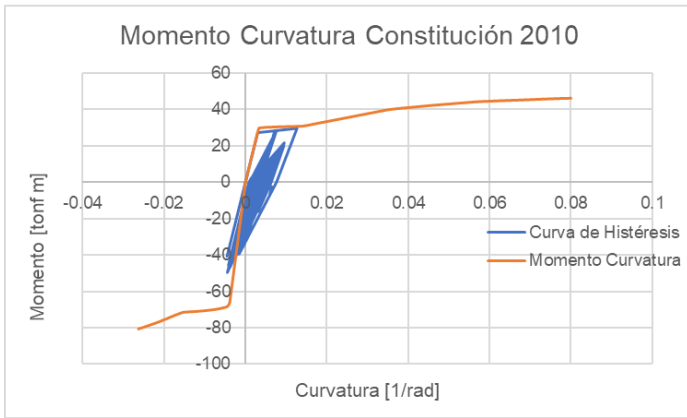


Figura 5.11. Diagrama de Momento – Curvatura vigas inferiores y Curvas de Histéresis para los registros de Constitución 2010 y Kobe 1995

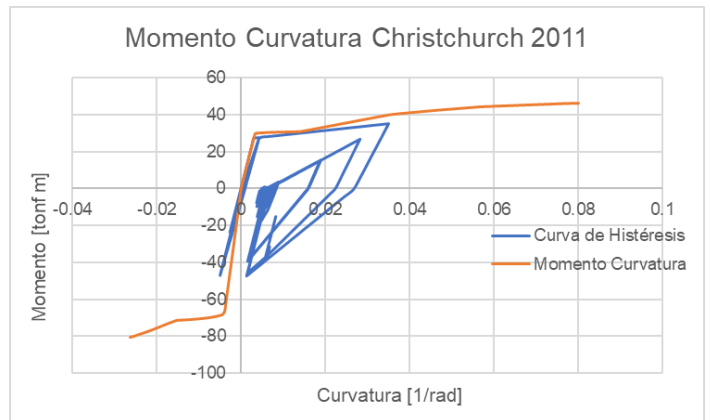
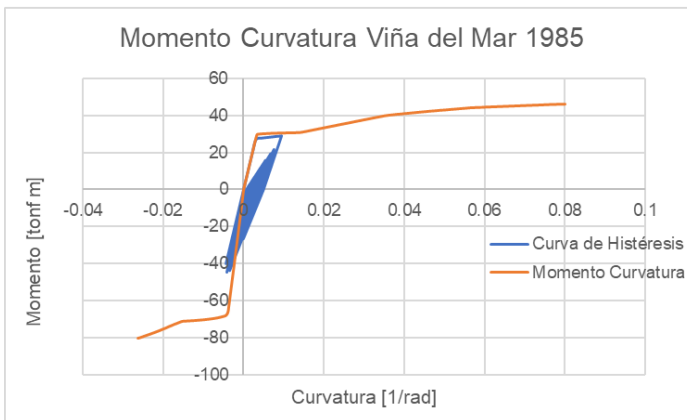


Figura 5.12. Diagrama de Momento – Curvatura vigas inferiores y Curvas de Histéresis para los registros de Viña del mar 1985 y Christchurch 2011

### 5.3.2 Vigas del Tercer Piso

De los resultados obtenidos, se muestran las curvas de histéresis de las vigas que representan el tercer piso para cada registro utilizado, junto con el diagrama de momento - curvatura, las cuales se muestran en las siguientes figuras.

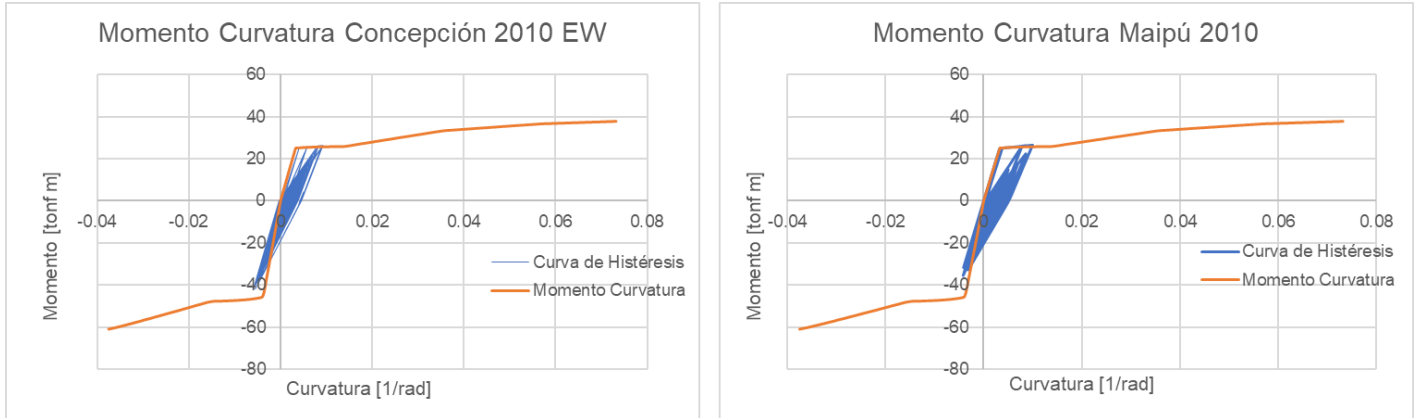


Figura 5.13. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 EW y Maipú 2010

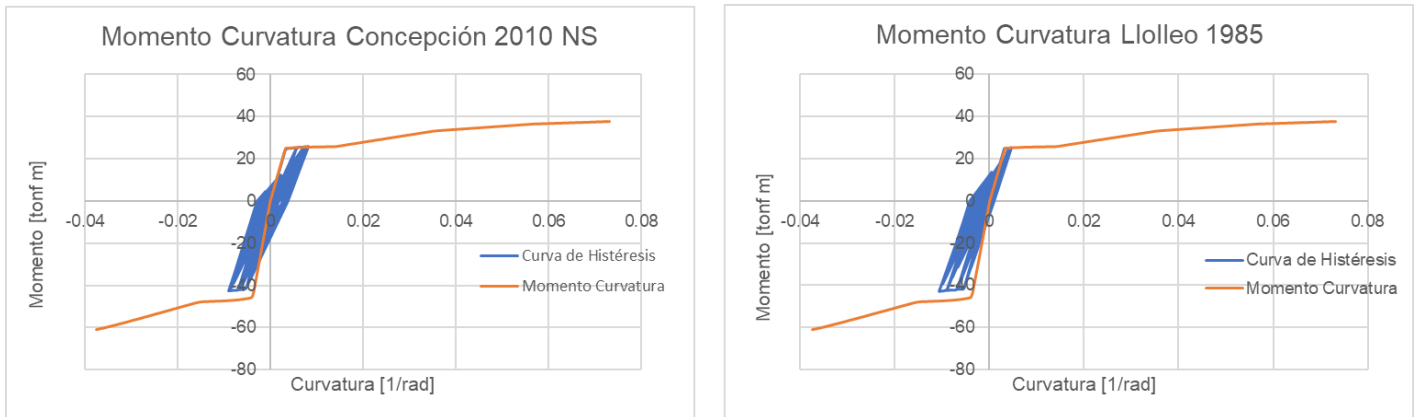


Figura 5.14. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 NS y de Lolleo 1985

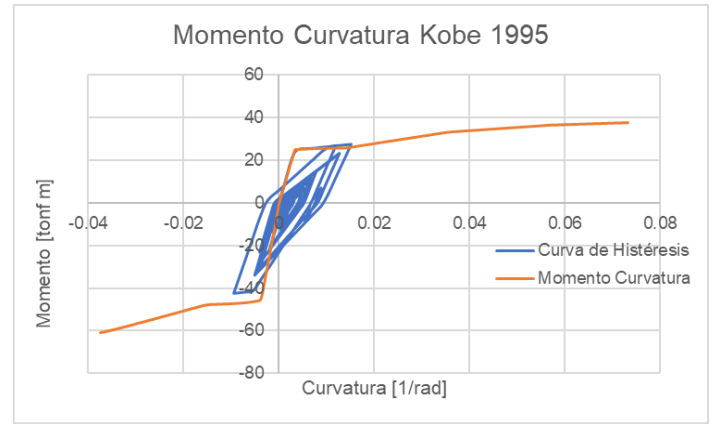
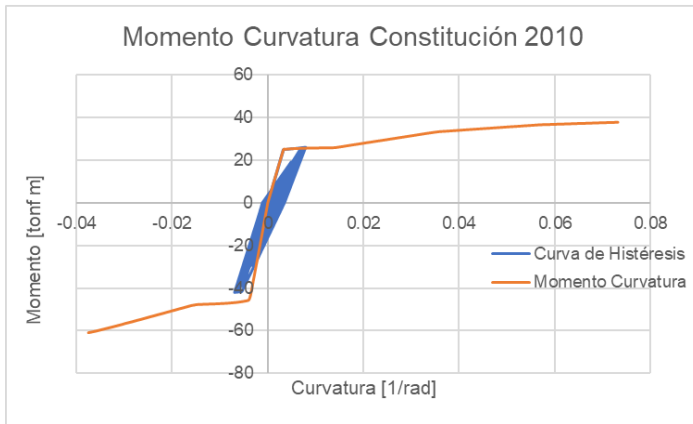


Figura 5.15. Diagrama de Momento Curvatura de las vigas del tercer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Constitución 2010 y de Kobe 1995

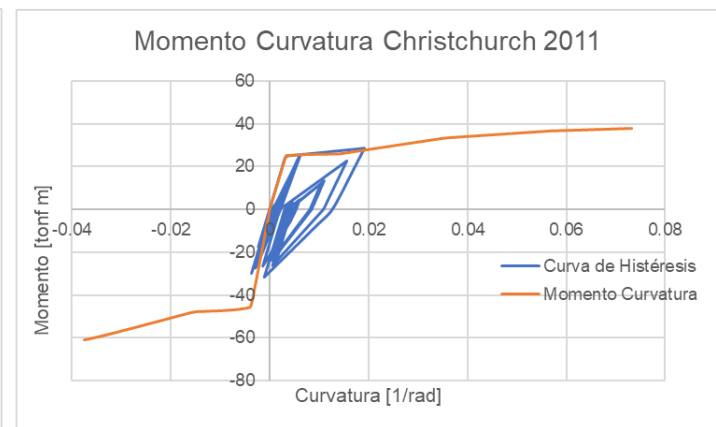
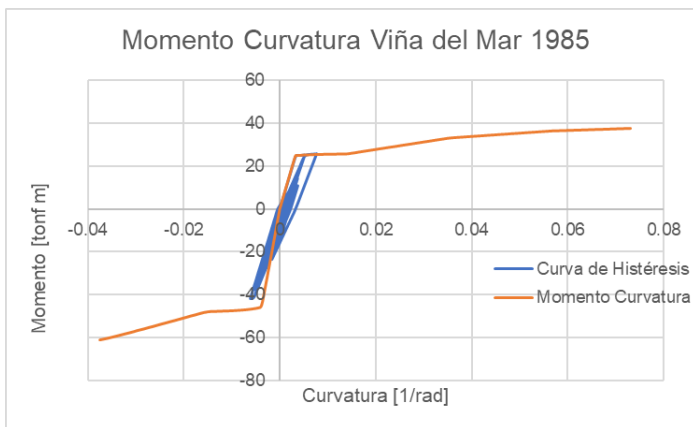


Figura 5.16. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Viña del Mar 1985 y Christchurch 2011

### 5.3.3 Vigas del Cuarto Piso

De los resultados obtenidos, se muestran las curvas de histéresis de las vigas que representan el cuarto piso para cada registro utilizado, junto con el diagrama de momento - curvatura, las cuales se muestran en las siguientes figuras.

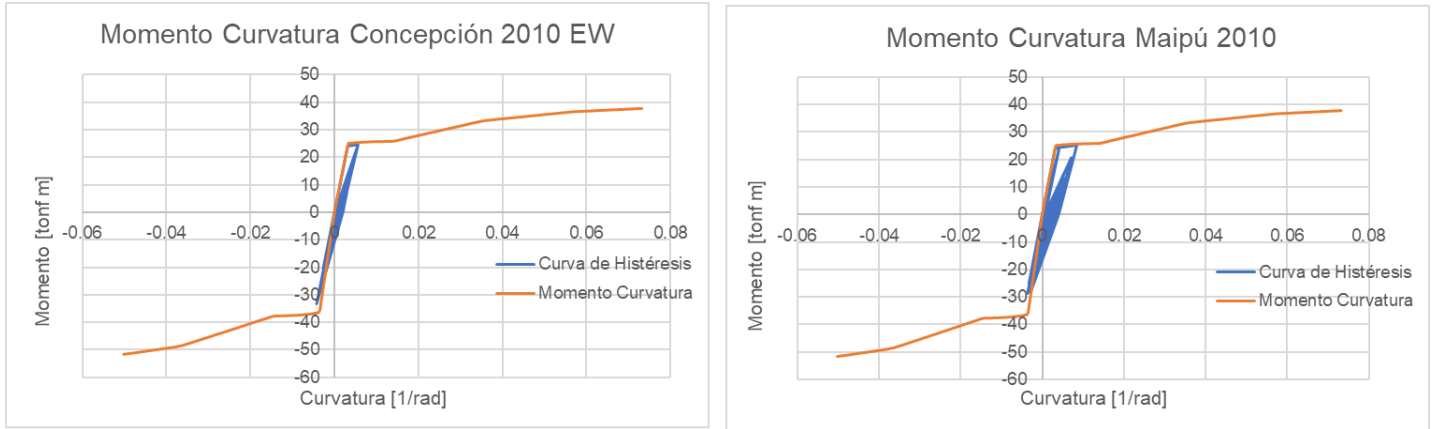


Figura 5.17. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 EW y Maipú 2010

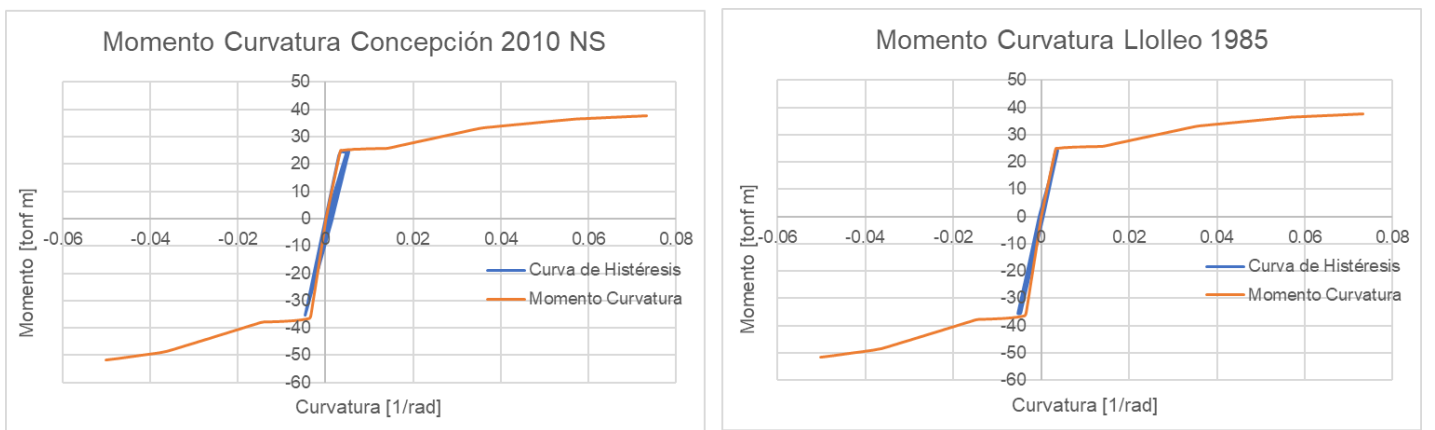


Figura 5.18. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 EW y de Lolleo 1985

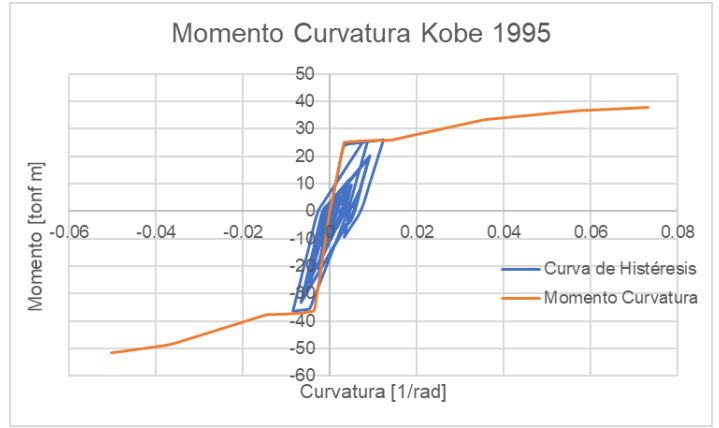
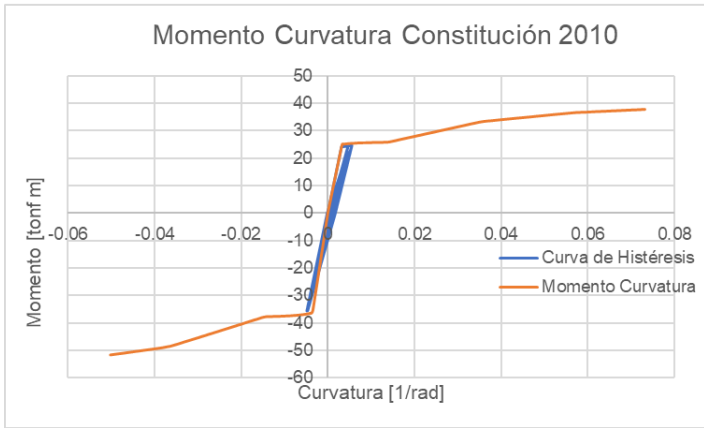


Figura 5.19. Diagrama Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y Curvas de Histéresis para los registros de Constitución 2010 y de Kobe 1995

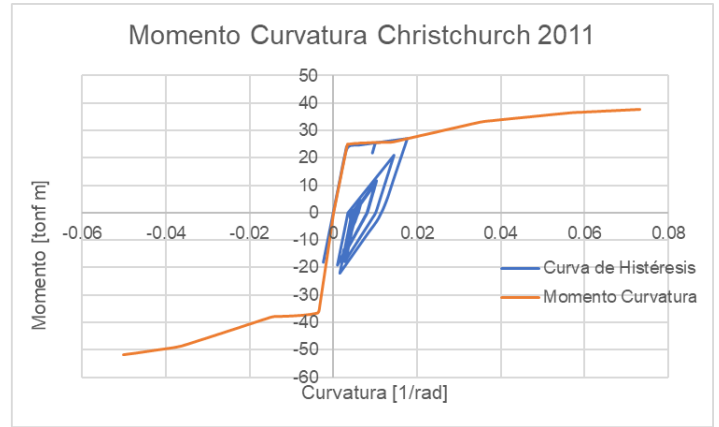
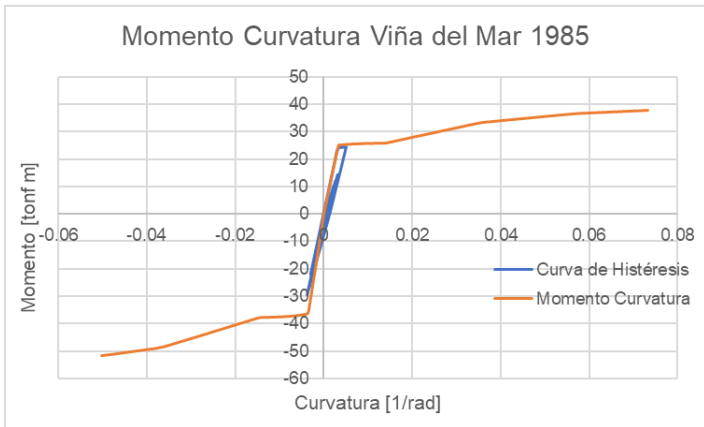


Figura 5.20. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y Curvas de Histéresis para los registros de Viña del Mar 1985 y Christchurch 2011

### 5.3.4 Columnas

De los resultados obtenidos, se muestran las curvas de histéresis de las columnas entre en nivel de aislación y el primer piso para cada registro utilizado, junto con el diagrama de momento – curvatura. La razón para analizar estas columnas es debido a que son las que poseen mayores esfuerzos internos, a diferencia de las columnas de los pisos superiores. Las curvas se muestran en las siguientes figuras.

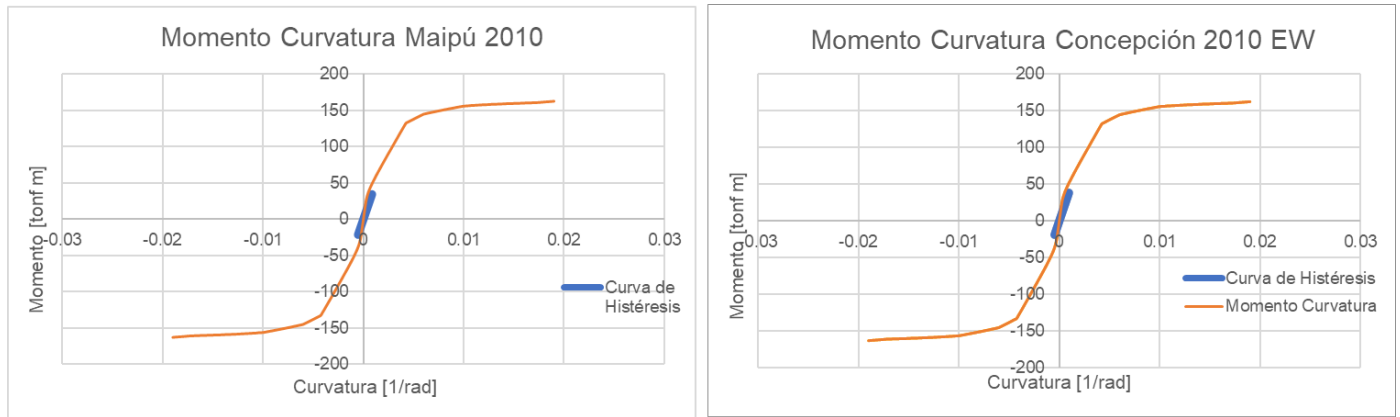


Figura 5.21. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 EW y Maipú 2010

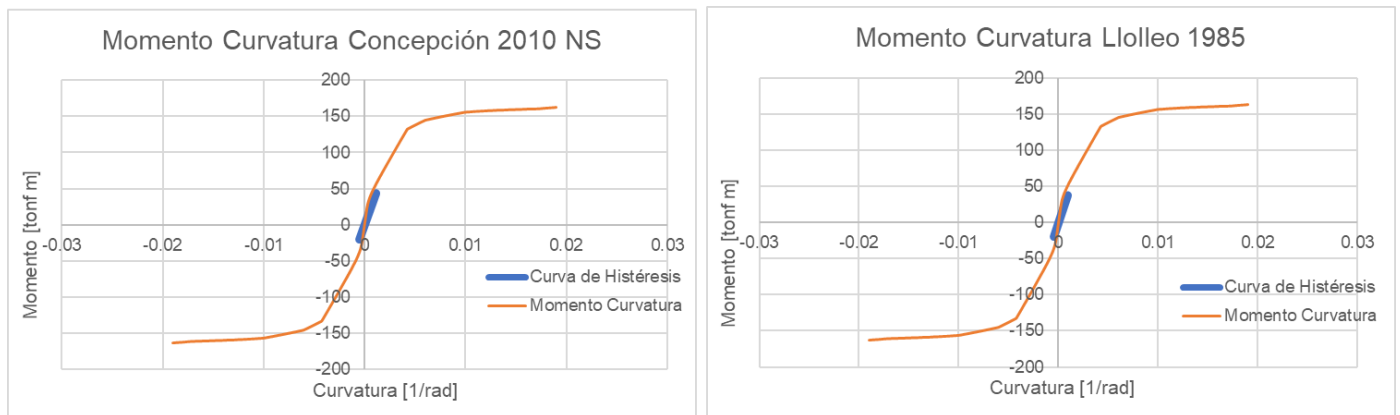


Figura 5.22. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 NS y Lillole 1985

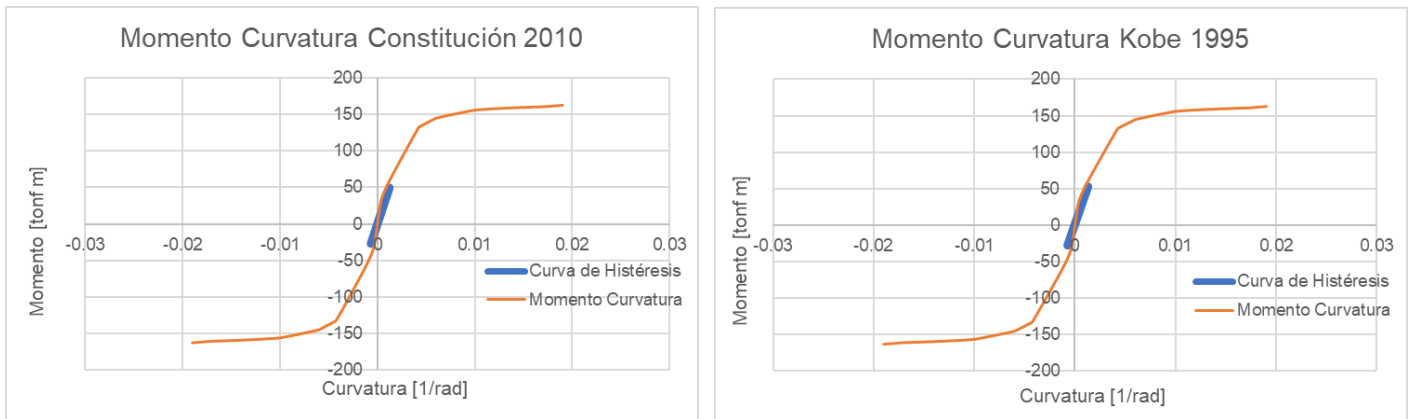


Figura 5.23. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Constitución 2010 y de Kobe 1995

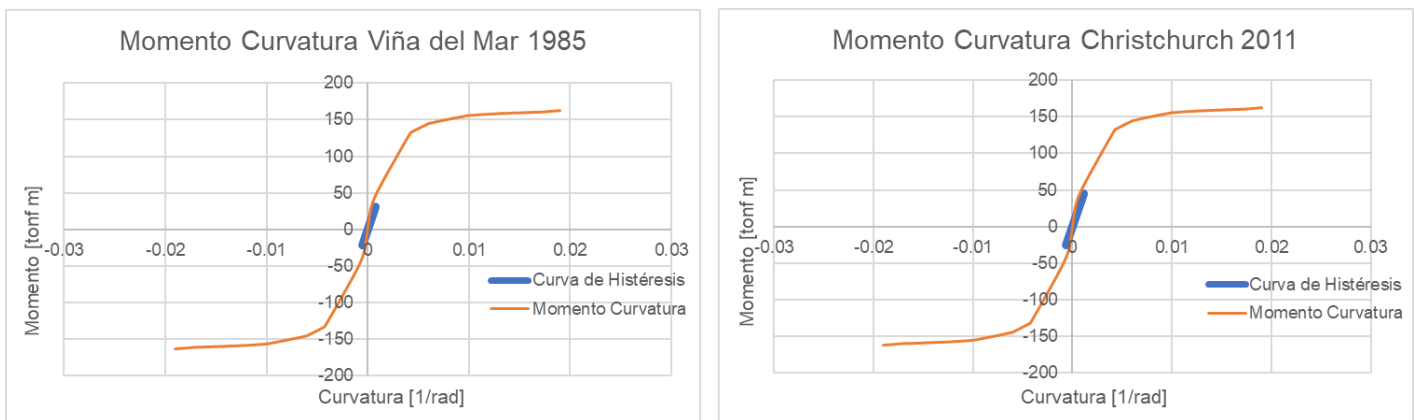


Figura 5.24. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Viña del Mar 1985 y Christchurch 2011

Una vez obtenido los diagramas de momento – curvatura de los elementos de hormigón armado, se observa que, para las vigas del primer piso, en la mayoría de los registros utilizados, las secciones de hormigón armado incursiona no lineales, similar para las vigas del tercer piso, pero para las vigas del cuarto piso (último piso) sólo incursiona no linealmente para los registros de Kobe y Christchurch. Por otro lado, para todos los registros las columnas se mantienen en el rango lineal, lo que indica que se satisface el criterio de columna fuerte – viga débil utilizado para el diseño en el capítulo 3. Por lo tanto, para los registros utilizados, la estructura incursiona no lineal sin llegar a producirse un mecanismo de colapso, pero para determinar que la estructura no colapse, hay que verificar el comportamiento de los aisladores. En la Tabla 5.2 se muestra el resumen de la información obtenida.

Tabla 5.2. Tabla resumen de las incursiones no lineales en los elementos de hormigón armado

Registro	Viga pisos inferiores	Viga tercer piso	Viga cuarto piso	Columna primer piso
CONC EW	X	X		
MAIPU	X	X	X	
CONC NS	X	X		
LLOLLEO85	X	X		
CONSTITUCIÓN	X	X		
KOBE	X	X	X	
VIÑA85	X	X		
CHRCH	X	X	X	

La información obtenida en la Tabla 5.2 muestra que elementos lograron incursión no lineal para los registros utilizados, representados por una X, mientras que aquellos elementos que no incursionaron en el rango no lineal presentan una casilla vacía.

## 5.4 Esfuerzo de corte de los elementos de hormigón armado

Los elementos de hormigón armado tienen que cumplir que el tipo de falla sea dúctil y no frágil, para ello se realizó el diseño a corte de las vigas y las columnas mediante cuantía de acero transversal, que se obtiene de las solicitaciones mediante diseño por capacidad, y como se considera marco intermedio, los momentos aplicados son los momentos nominales en vez de los momentos probables, cuya cuantía se obtuvo en el capítulo 3. Entonces, se debe verificar para el análisis no lineal si los esfuerzos a corte en los elementos de hormigón armado son mayores a la resistencia al corte suministrada. Para ello, se obtiene el esfuerzo de corte en el tiempo para los elementos analizados anteriormente. El esfuerzo de corte máximo de los elementos de hormigón armado del modelo para cada registro se muestra en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Esfuerzo de corte y resistencia de los elementos de hormigón armado

Registro	Viga pisos inferiores	Viga tercer piso	Viga cuarto piso	Columna primer piso
	corte máx [tonf]	corte máx [tonf]	corte máx [tonf]	corte máx [tonf]
CONC EW	15,39	11,08	8,97	21,71
MAIPU	10,61	10,61	9,00	11,64
CONC NS	16,47	12,56	8,85	22,44
LLOLLEO85	12,32	11,91	9,28	14,17
CONSTITUCIÓN	13,16	11,39	9,13	16,21
KOBE	15,32	12,92	11,01	19,03
VIÑA85	11,75	10,74	7,83	11,94
CHRCH	17,85	12,49	10,23	17,27
Resistencia nominal	33,48	33,48	33,48	167,24

De lo mostrado en la Tabla 5.3, los esfuerzos de corte analizados para cada registro no superan la resistencia al corte obtenidas en el diseño para las vigas perimetrales (que es el caso más desfavorable), por lo que los elementos de hormigón armado permanecen dúctiles.

## 5.5 Curva de Histéresis de los Aisladores

Como se mencionó en el capítulo 4, los aisladores se modelan mediante un modelo de comportamiento bi-lineal, con ciclos de carga y descarga que disipan energía. Mediante la curva de histéresis de los aisladores obtenida del análisis no lineal se puede saber cuáles registros pueden generar el colapso de la estructura, al comparar la deformación máxima obtenida y compararla con la deformación máxima del aislador. A continuación, se muestran los resultados obtenidos para todos los registros utilizados.

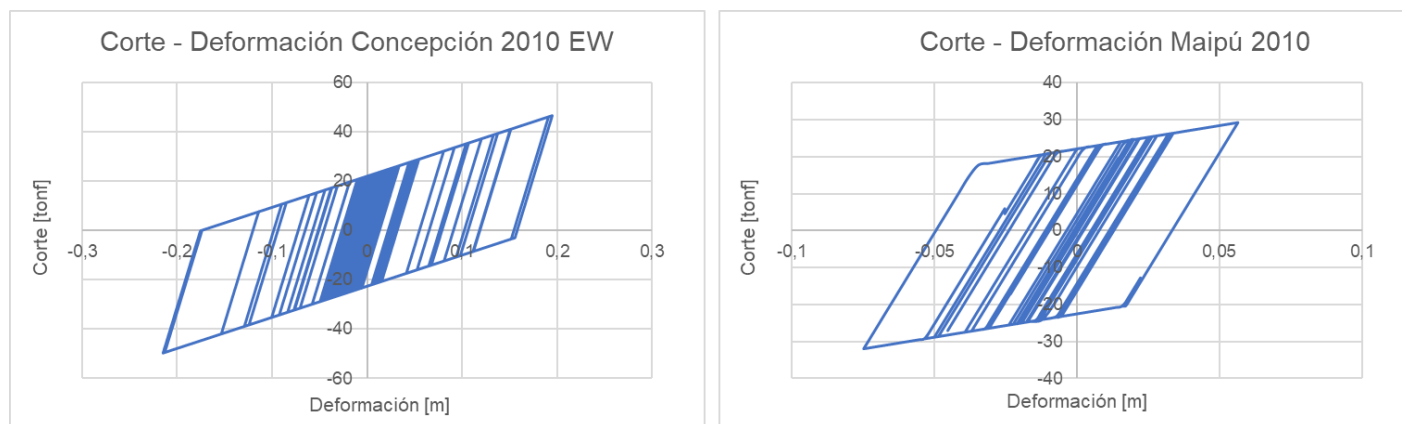


Figura 5.25. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Concepción 2010 EW y de Maipú 2010

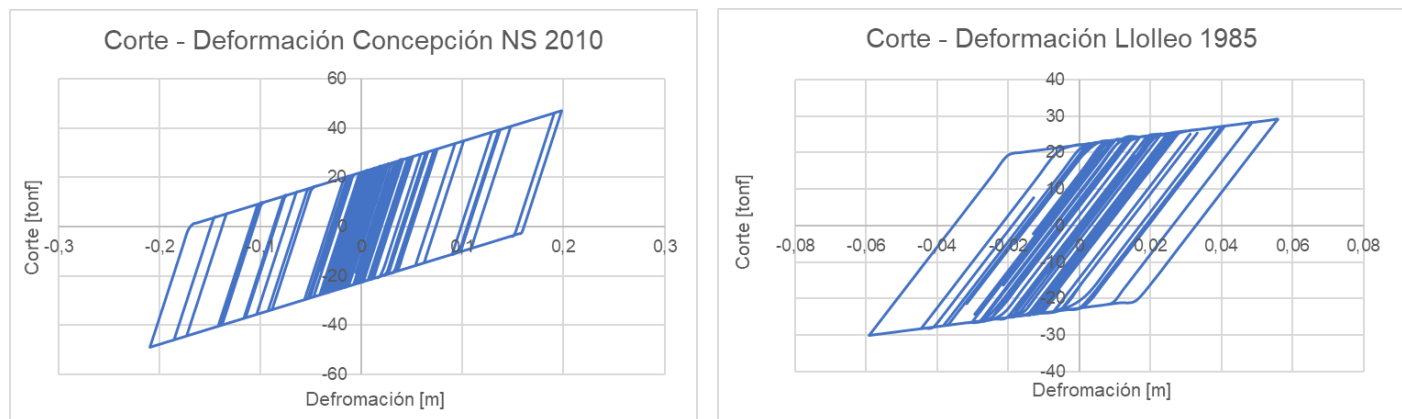


Figura 5.26. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Concepción 2010 NS y Lolléo 1985

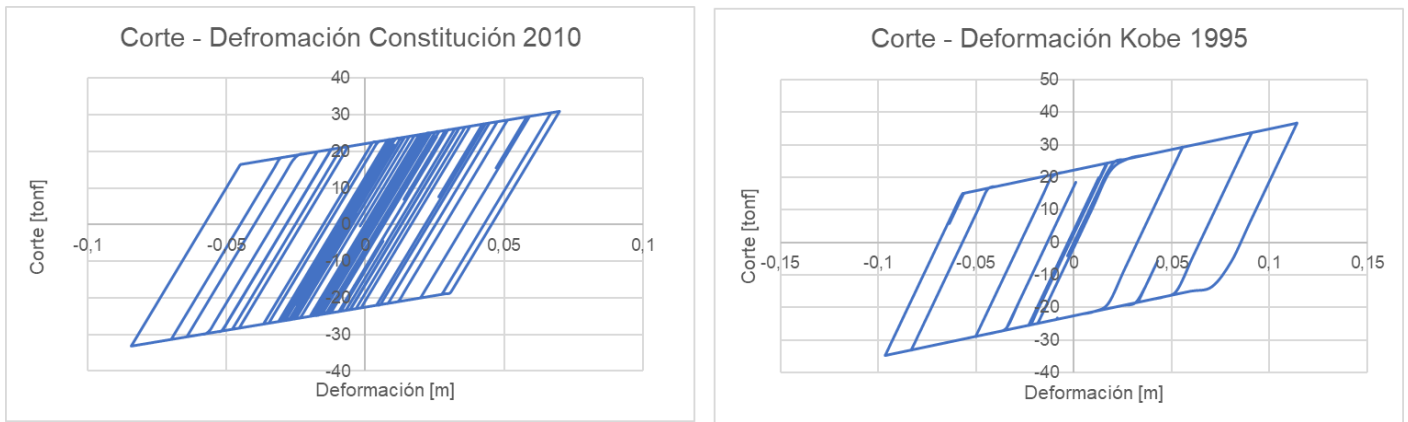


Figura 5.27. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Constitución 2010 y Kobe 1995

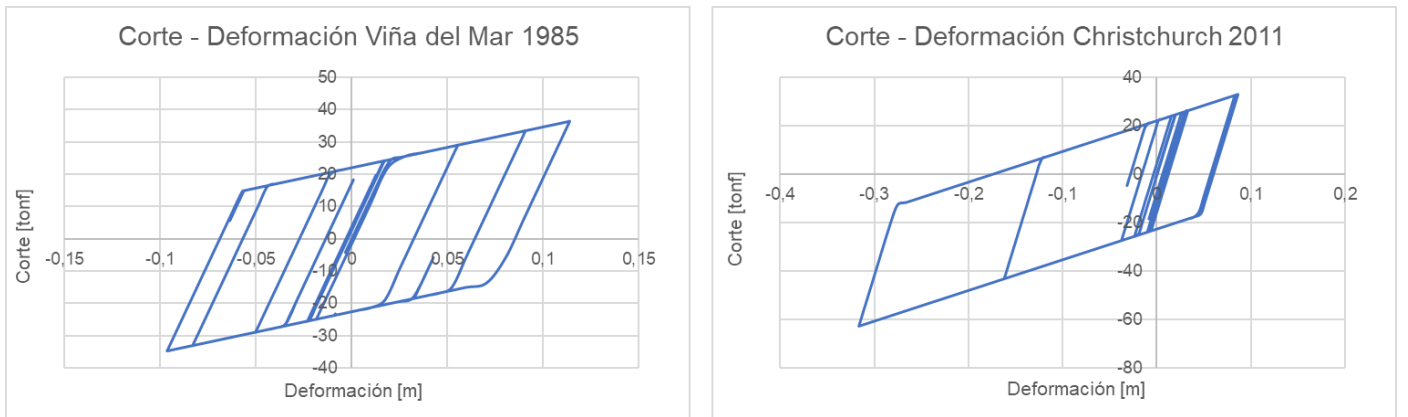


Figura 5.28. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Viña del Mar 1985 y Christchurch 2011

De las curvas obtenidas, se puede apreciar que la deformación en los aisladores son pequeñas comparada con las deformaciones máximas de los aisladores (32,5 [cm]) en la mayoría de los registros estudiados, salvo para el registro de Concepción y de Christchurch. La deformación máxima alcanzada para el registro de Concepción es de 21 [cm] aproximadamente, y comparando con el desplazamiento máximo establecido por la norma NCh 2745 of 2013, cuyo valor es  $D_{TM} = 26 [cm]$  (ver Tabla 3.30), se tiene que los aisladores cumplen con los límites de desplazamiento normativo para el registro de Concepción, sin embargo, el desplazamiento máximo obtenido para el registro de Christchurch es de 31,7 [cm] aproximadamente, que evidentemente no cumple con el límite normativo, sin embargo, y tal como lo mencionado anteriormente, el desplazamiento máximo del aislador es de 32,5 [cm], por lo que los aisladores no fallan, y por lo tanto, la estructura no colapsa. A continuación, se presenta una tabla resumen con las deformaciones y corte máximos para cada registro.

Tabla 5.4. Deformaciones y Corte máximo de los aisladores para cada registro

Registro	Deformación máxima [cm]	Corte máximo [tonf]
Concepción EW	21,5	49,63
Maipú	7,5	31,95
Concepción NS	21,0	48,98
Llolleo	5,9	29,97
Constitución	8,4	33,15
Kobe	11,4	36,54
Viña del Mar	5,7	29,37
Christchurch	31,7	62,52
<b>Resistencia Nominal</b>	<b>Deformación última [cm]</b>	<b>Corte último [tonf]</b>
	32,5	63,05

## 5.6 Aceleración de piso

Como se mencionó anteriormente, las aceleraciones son un parámetro para determinar el comportamiento de los elementos no estructurales de los edificios, ya que muchos de estos no se encuentran anclados a la estructura, por lo que, para grandes aceleraciones, estos elementos no estructurales pueden sufrir daños, además que esto significa también posibles daños a la vida humana, ya que muchos de estos elementos no están anclados a la estructura, pueden generar lesiones leves hasta fatales. Para realizar este análisis, se obtiene la aceleración máxima del suelo PGA (peak ground acceleration), el cual se compara con la aceleración máxima del piso absoluta PFA (peak floor acceleration) correspondiente, y se verifica si las aceleraciones disminuyen o aumentan.

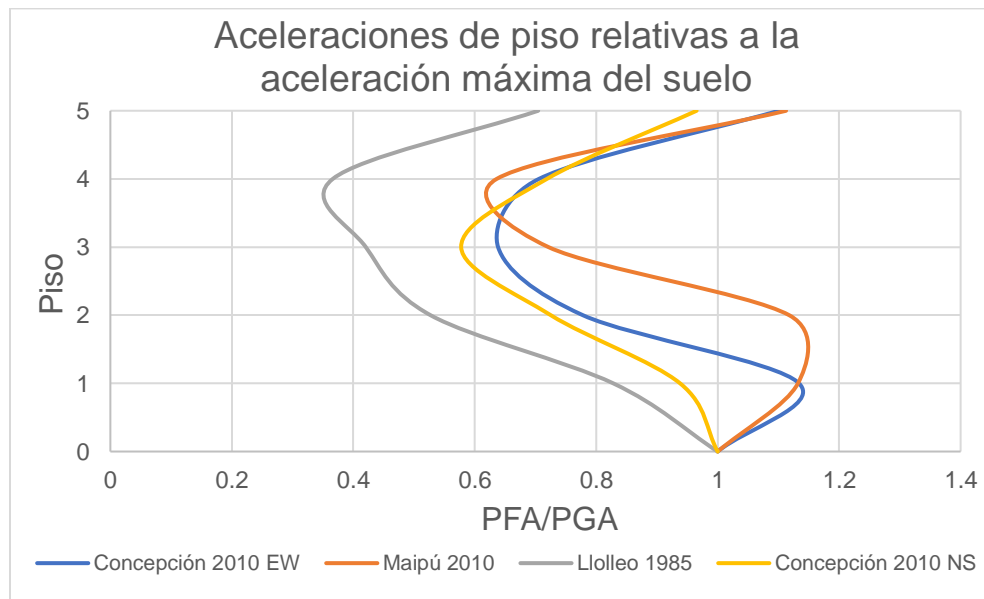


Figura 5.29. Aceleración de piso relativas al PGA para los sismos mostrados

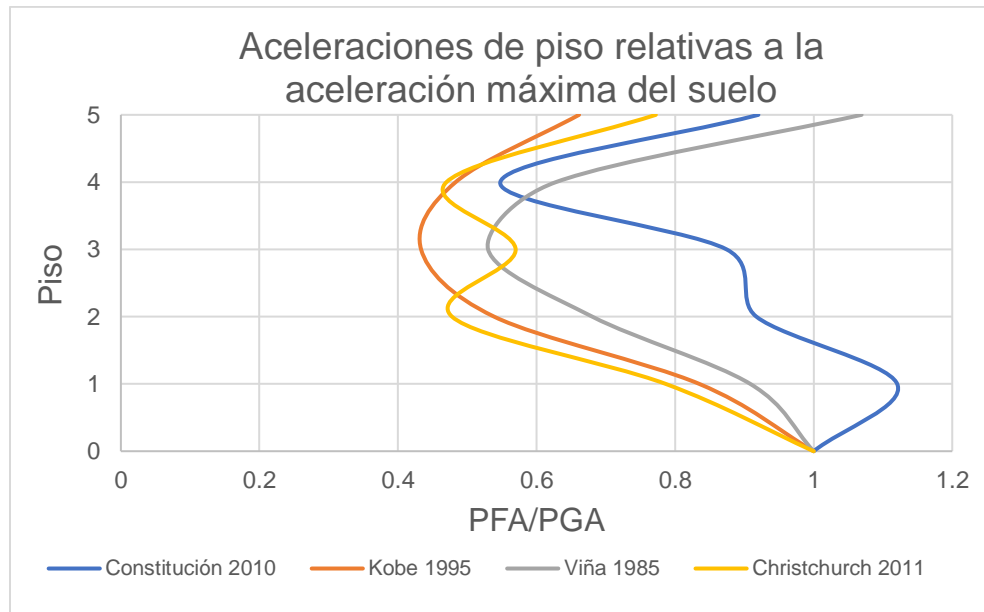


Figura 5.30. Aceleraciones de piso relativas al PGA para los sismos mostrados

De las figuras 5.29 y 5.30, se muestra que las aceleraciones de piso disminuyen para la mayoría de los registros estudiados, salvo en el piso 1 y en el piso 5 para los registros de Concepción, Constitución y Christchurch, pero en el resto de los pisos las aceleraciones máximas son menores a las aceleraciones máximas de piso (PGA), lo cual es uno de los aspectos fundamentales para la utilización de los edificios hospitalarios para evitar la falla de los contenidos de estos.

## 5.7 Análisis de sensibilidad de la amortiguación

El modelo más utilizado para describir la amortiguación en las estructuras en general es el modelo de amortiguamiento viscoso [3], sin embargo, no existe un acuerdo general en cuál debe ser el valor apropiado de la razón de amortiguamiento crítico en un análisis no lineal tiempo – historia con estructuras que poseen aislación basal [20]. En base a lo anterior se realiza un análisis de sensibilidad, comparando los resultados obtenidos de las curvas de histéresis de las vigas, columnas y de los aisladores, deformaciones máximas de los aisladores y de las aceleraciones de piso. Para ello sólo se toman en cuenta los registros que más incursiones no lineales generaron en la superestructura, es decir, el registro de Concepción 2010 en ambas direcciones, el registro de Kobe 1995 y el registro de Christchurch 2011. Se usa el modelo de amortiguamiento viscoso de Rayleigh, considerando la razón de amortiguamiento  $\xi = 15\%$  para todos los modos de la estructura, y se compara con los resultados obtenidos anteriormente, que se obtuvieron para una razón de amortiguamiento  $\xi = 5\%$ .

Cabe destacar que se utiliza este porcentaje del 15% de la amortiguación crítica ya que es utilizado en varias de las memorias de cálculo de los edificios con aislación basal mencionados en el capítulo 2 (específicamente Hospital Bi Provincial Quillota – Petorca, Hospital Provincial Marga Marga, Hospital de La Florida) [14], [15], [17].

### 5.7.1 Drift entre piso

Se analiza los resultados de los drift entre pisos para cada registro usado, y se compara con el límite establecido por la NCh 2745, el cuál corresponde a 0,003 para un análisis no lineal.

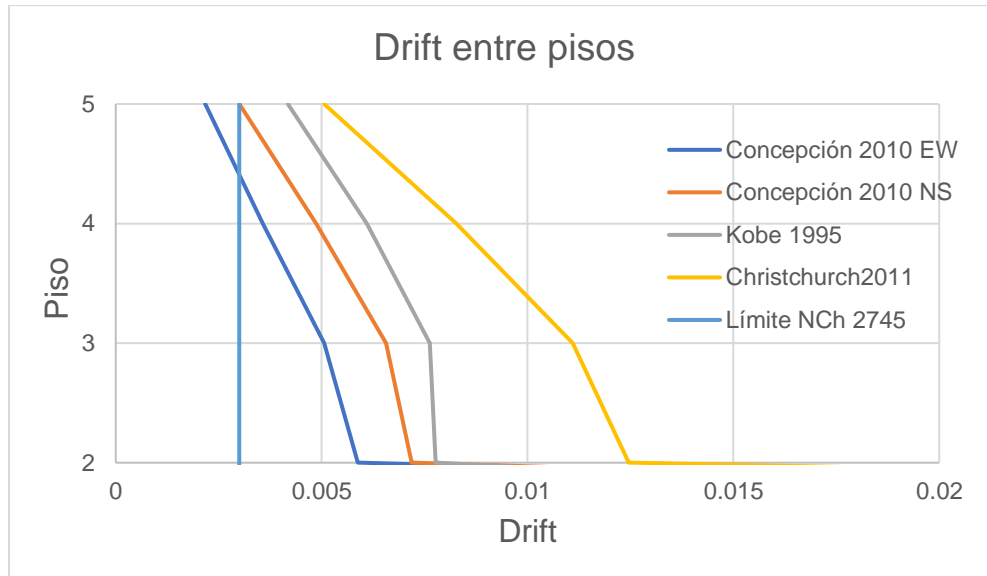


Figura 5.31. Drift entre pisos para los registros de Constitución 2010, Kobe 1995 y Christchurch 2011, y límite NCh 2745

De la figura 5.31, se puede apreciar que los drift de cada piso están sobre el límite máximo de la NCh 2745.

## 5.7.2 Curvas de Histéresis de los elementos de Hormigón Armado

Al igual que el análisis anterior, se obtienen las curvas de histéresis para los registros de Concepción, Kobe y Christchurch, superponiéndolas con los diagramas de momento – curvatura de las vigas representativas del edificio para el primer, tercer y cuarto piso y las columnas.

### 5.7.2.1 Vigas Primer piso

Del análisis no lineal tiempo - historia realizado, considerando  $\xi = 15\%$ , se obtiene la respuesta de las vigas del primer piso, segundo y en el nivel de aislación obtenidas de las curvas de histéresis de los registros antes mencionados, junto con el diagrama de momento – curvatura, las cuales se muestran en las siguientes figuras.

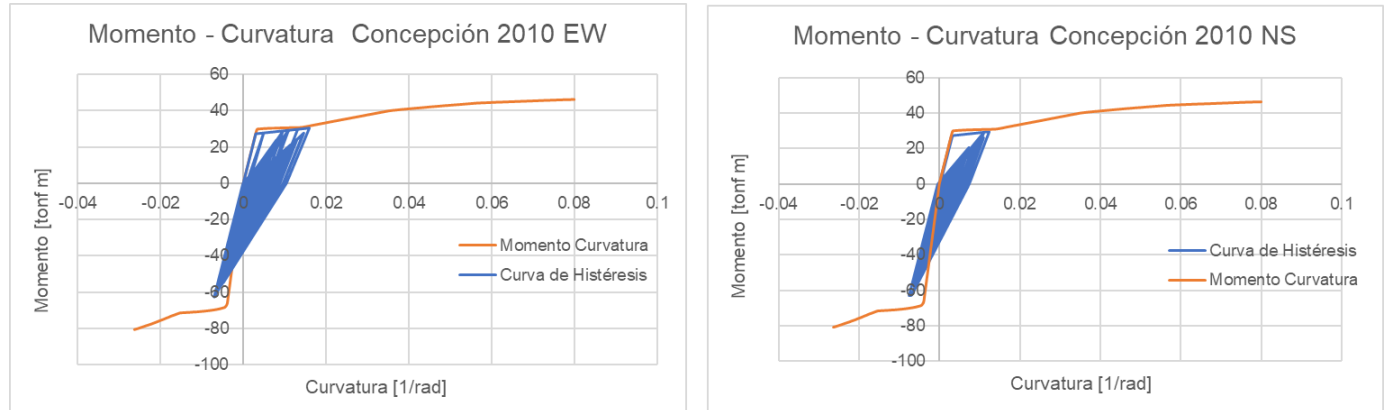


Figura 5.32. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del primer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 para  $\xi = 15\%$

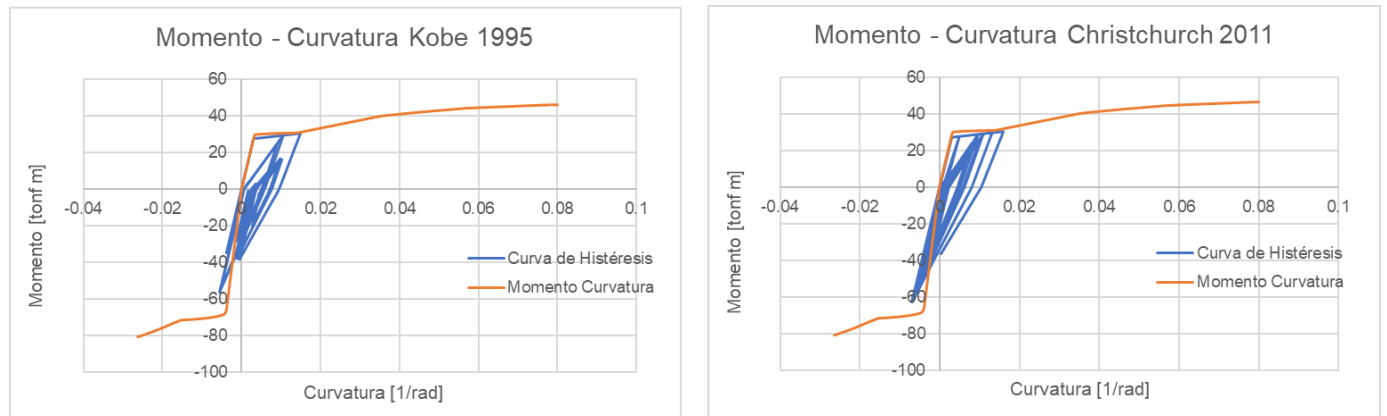


Figura 5.33. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del primer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 para  $\xi = 15\%$

### 5.7.2.2 Vigas Tercer piso

Del análisis no lineal tiempo - historia realizado, considerando  $\xi = 15\%$ , se obtiene la respuesta de las vigas del tercer piso obtenidas de las curvas de histéresis de los registros antes mencionados, junto con el diagrama de momento – curvatura, las cuales se muestran en las siguientes figuras.

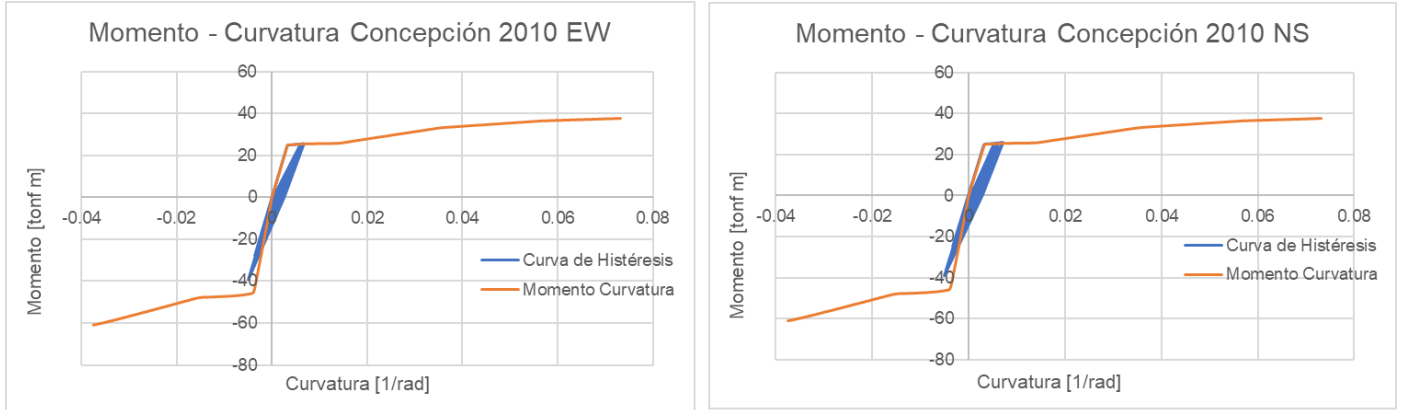


Figura 5.34. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 para  $\xi = 15\%$

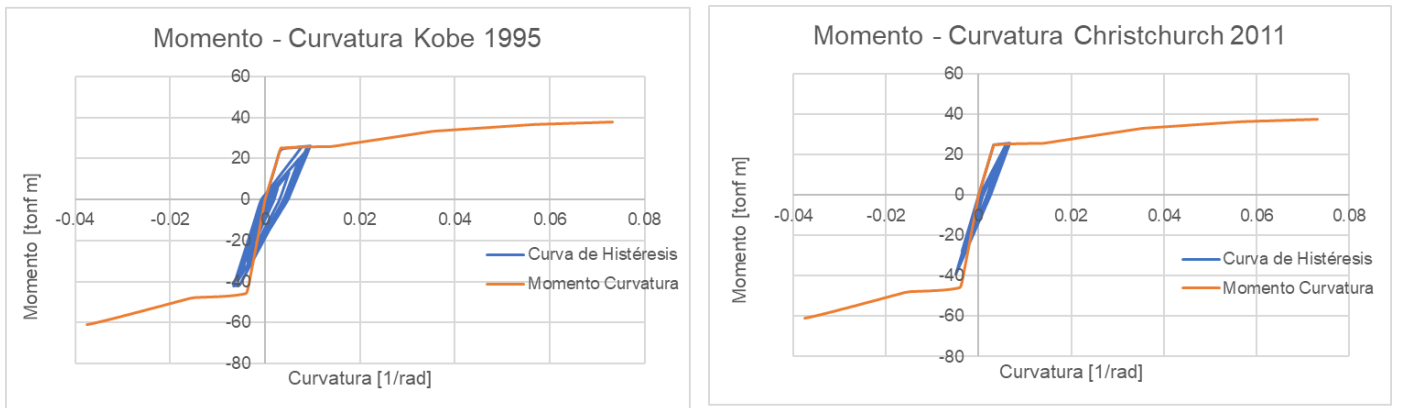


Figura 5.35. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 para  $\xi = 15\%$

### 5.7.2.3 Vigas cuarto piso

Del análisis no lineal tiempo - historia realizado, considerando  $\xi = 15\%$ , se obtiene la respuesta de las vigas del cuarto piso obtenidas de las curvas de histéresis de los registros antes mencionados, junto con el diagrama de momento – curvatura, las cuales se muestran en las siguientes figuras.

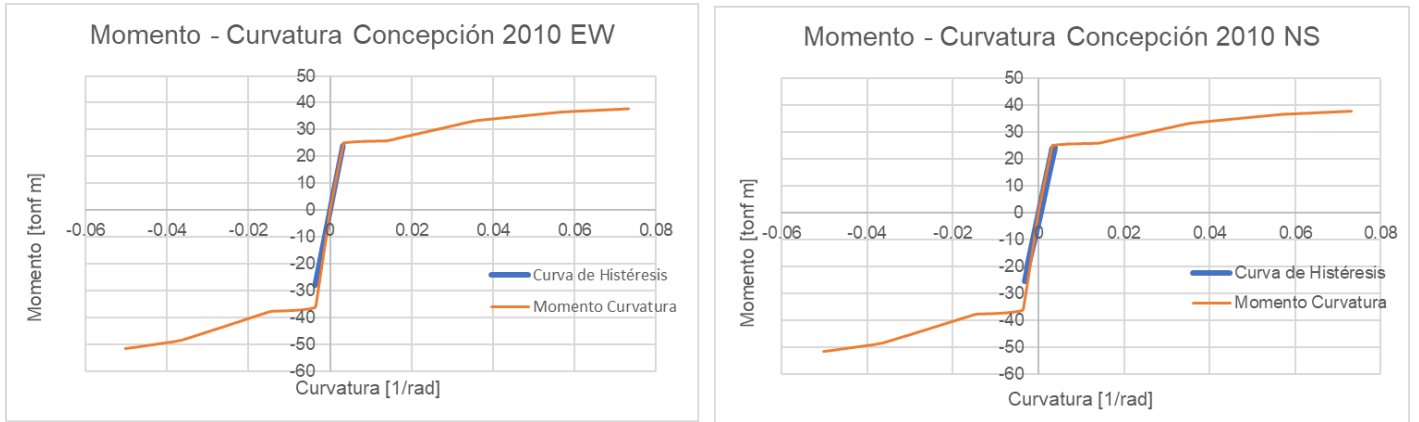


Figura 5.36. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 para  $\xi = 15\%$

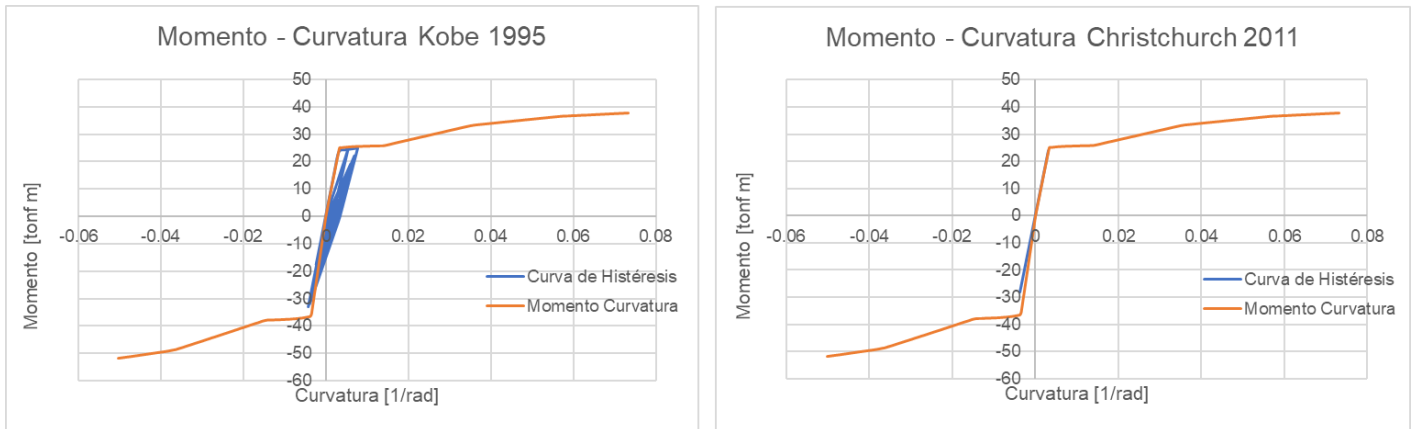


Figura 5.37. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 para  $\xi = 15\%$

## 5.7.2.4 Columnas

De los resultados obtenidos, considerando  $\xi = 15\%$ , se muestran las curvas de histéresis de las columnas entre en nivel de aislación y el primer piso para cada registro utilizado, junto con el diagrama de momento – curvatura.

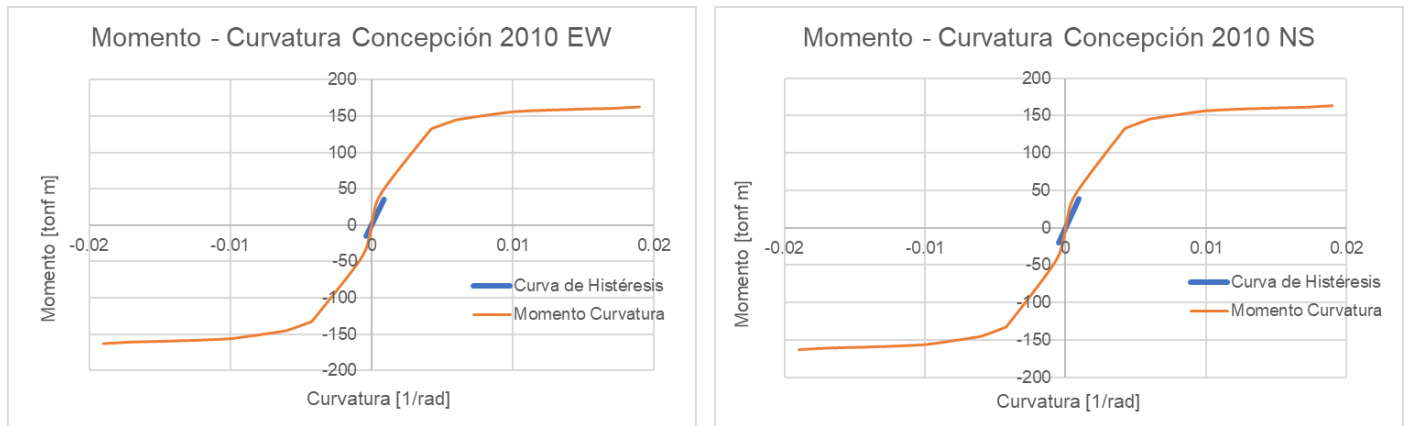


Figura 5.38. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 para  $\xi = 15\%$

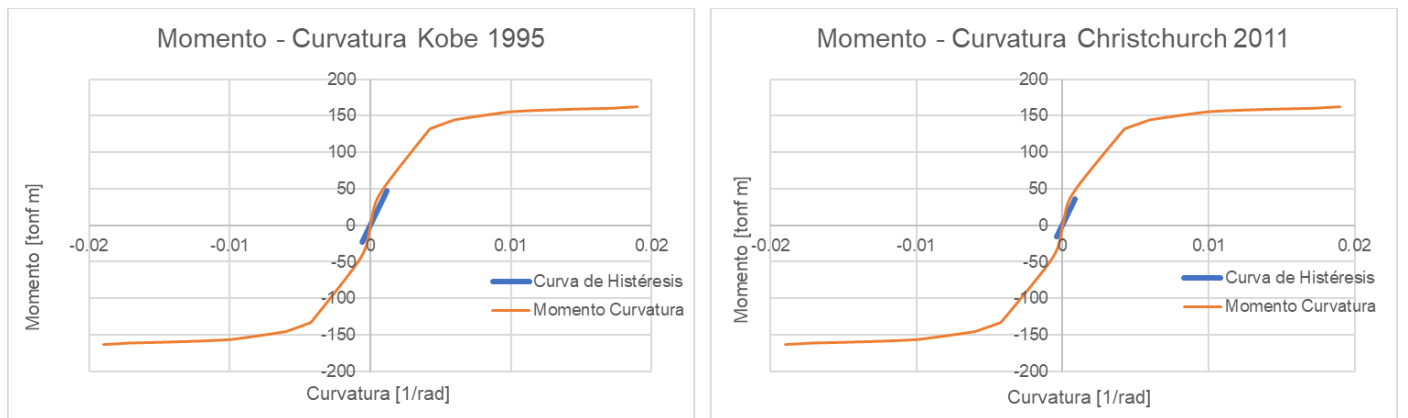


Figura 5.39. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 para  $\xi = 15\%$

En la tabla 5.5 se muestra el resumen de la información de aquellos registros que generaron incursiones no lineales en los elementos de hormigón armado de la estructura.

Tabla 5.5. Tabla resumen de las incursiones no lineales en los elementos de hormigón armado para  $\xi = 15\%$

Registro	Viga primer piso	Viga tercer piso	Viga cuarto piso	Columna primer piso
CONC EW	X			
CONC NS	X			
KOBE	X	X	X	
CHRCH	X	X		

La Tabla 5.5 muestra que elementos lograron incursión no lineal para los registros utilizados, representados por una X, mientras que aquellos elementos que no incursionaron en el rango no lineal presentan una casilla vacía.

### 5.7.3 Esfuerzo de corte de los elementos de hormigón armado

Al igual que el análisis anterior, se debe verificar los esfuerzos de corte obtenidos del análisis no lineal y verificar si estos en los elementos de hormigón armado sobrepasan la resistencia al corte suministrada. Para ello, se obtiene el esfuerzo de corte en el tiempo para los elementos analizados anteriormente. El esfuerzo de corte de los elementos de hormigón armado del modelo para cada registro se muestra en la Tabla 5.6

Tabla 5.6. Esfuerzo de corte y resistencia de los elementos de hormigón armado para  $\xi = 15\%$

Registro	Viga pisos inferiores	Viga tercer piso	Viga cuarto piso	Columna primer piso
	corte máx [tonf]	corte máx [tonf]	corte máx [tonf]	corte máx [tonf]
CONC EW	13.67	10.01	7.38	21.71
CONC NS	13.26	10.41	7.05	22.44
KOBE	13.84	12.17	9.57	19.03
CHRCH	16.69	11.18	8.96	17.27
Resistencia nominal	33.48	33.48	33.48	167.24

De lo mostrado en la Tabla 5.6, los esfuerzos de corte analizados considerando el aumento del amortiguamiento para cada registro no superan la resistencia al corte obtenidas en el diseño para las vigas perimetrales (que es el caso más desfavorable), por lo que los elementos de hormigón armado permanecen dúctiles.

### 5.7.4 Curva de Histéresis de los aisladores

Mediante la curva de histéresis de los aisladores obtenida del análisis no lineal considerando  $\xi = 15\%$ , se puede saber cuáles registros pueden generar el colapso de la estructura, al comparar la deformación máxima obtenida y compararla con la deformación máxima del aislador. A continuación, se muestran los resultados obtenidos para todos los sismos utilizados.

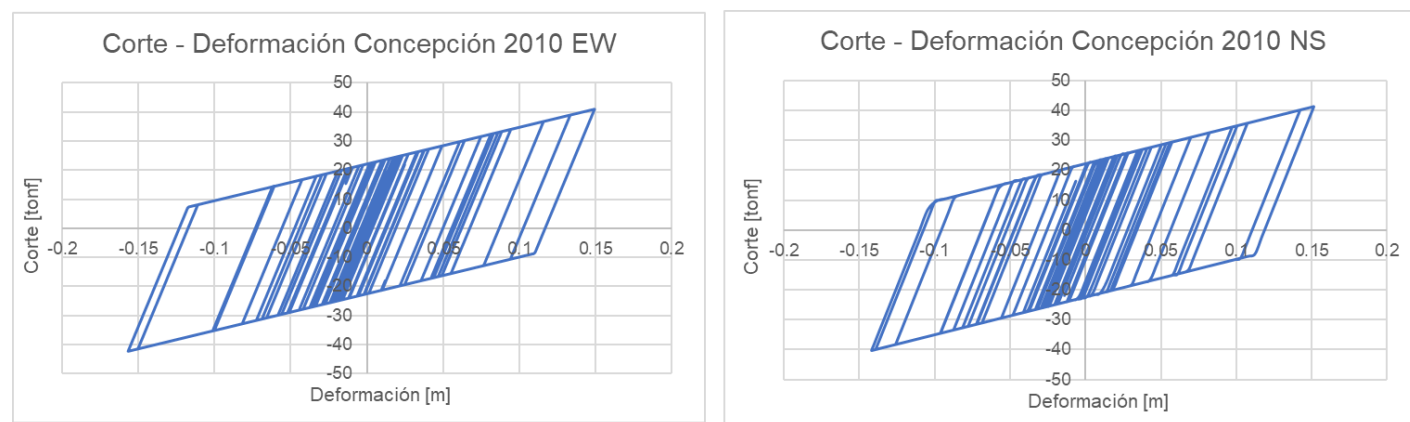


Figura 5.40. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Concepción 2010 para  $\xi = 15\%$

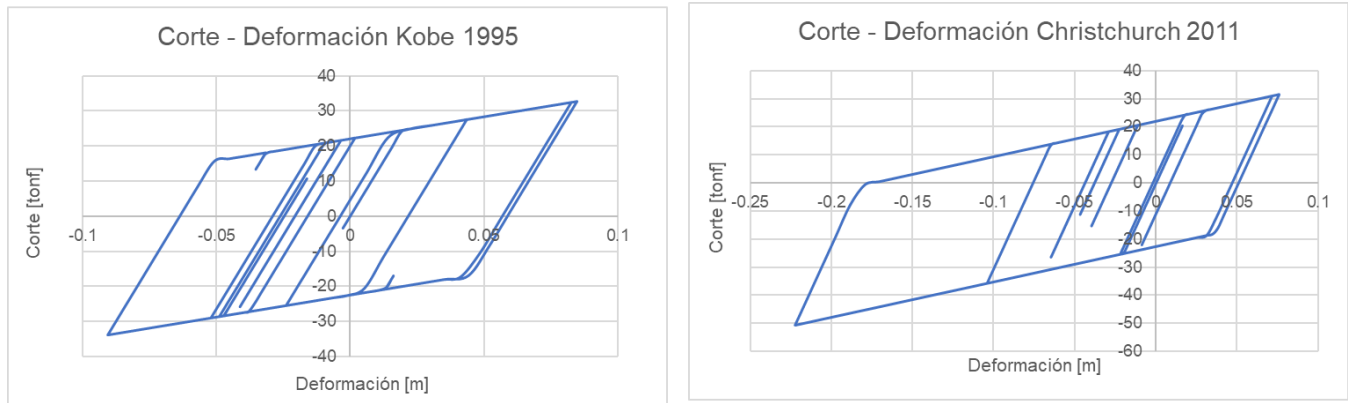


Figura 5.41. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 para  $\xi = 15\%$

A continuación, se presenta una tabla resumen con las deformaciones y corte máximos para cada registro.

Tabla 5.7 Deformaciones y Corte máximo de los aisladores para cada registro para  $\xi = 15\%$

Registro	Deformación máxima [cm]	Corte máximo [tonf]
Concepción EW	15,67	42,29
Concepción NS	15,2	41,29
Kobe	9,0	33,92
Christchurch	22,2	50,56
<b>Resistencia Nominal</b>	<b>Deformación última [cm]</b>	<b>Corte último [tonf]</b>
	32,5	63,05

De la información obtenida de la Tabla 5.7, se muestra que las deformaciones en los aisladores no superan la deformación máxima establecidas por la NCh 2745 of 2013 ( $D_{TM} = 26 [cm]$ ), y, por consiguiente, tampoco la deformación máxima del aislador, por lo que las demandas de corte en el aislador disminuyen en comparación al análisis realizado con  $\xi = 5\%$ .

### 5.7.5 Aceleraciones de piso

Al igual que el análisis anterior, se obtiene la aceleración máxima del suelo PGA (peak ground acceleration), el cual se compara con la aceleración máxima del piso absoluta PFA (peak floor acceleration) correspondiente, y se verifica si las aceleraciones disminuyen o aumentan.

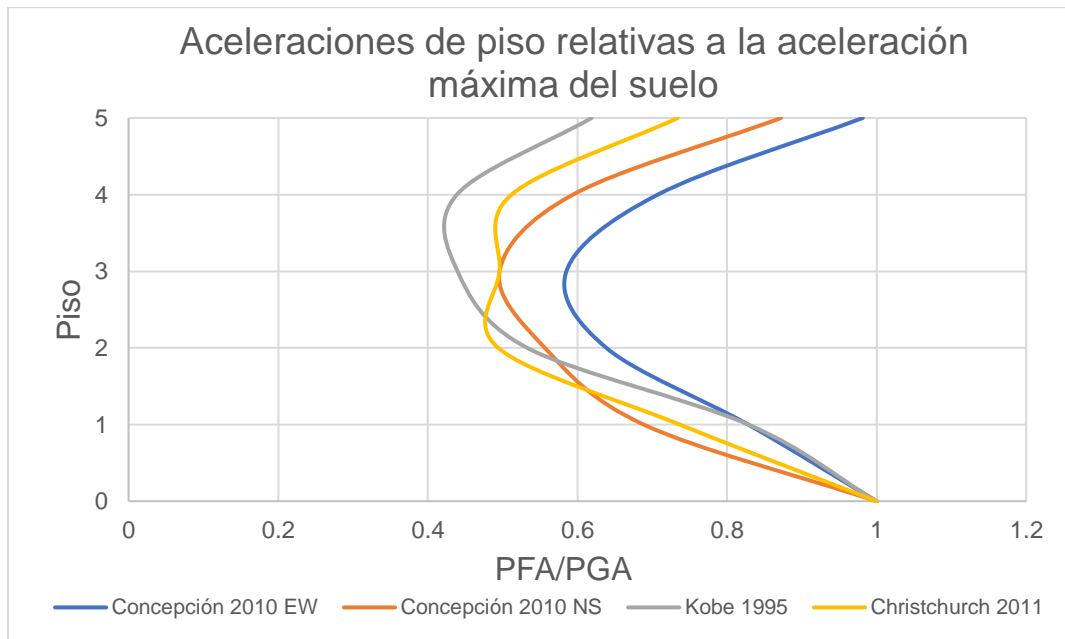


Figura 5.42. Aceleración de piso relativas al PGA para los sismos mostrados para  $\xi = 15\%$

De la información entregada en la Figura 5.42, las aceleraciones máximas en todos los pisos son menores a las aceleraciones máximas del suelo (PGA), para los registros utilizados en el análisis. Por lo tanto, al considerar un aumento en la amortiguación, genera a su vez una disminución en la respuesta sísmica de la estructura.

## 5.7.6 Análisis comparativo de la amortiguación

Una vez obtenido los resultados de los modelos para una razón de amortiguamiento de un 5% y un 15%, se realiza un análisis comparativo de las deformaciones máximas obtenidas para los registros de Concepción 2010, Kobe 1995 y Christchurch 2011, y así verificar el efecto del cambio de la razón de amortiguamiento en los modelos de análisis no lineal tiempo – historia.

Tabla 5.8. Variación porcentual de las deformaciones y corte en los aisladores para un amortiguamiento del 15% con respecto al amortiguamiento del 5%

Registro	Variación porcentual	
	Deformación	Corte
Concepción EW	-27,04%	-14,79%
Concepción NS	-27,68%	-15,70%
Kobe	-20,67%	-7,16%
Christchurch	-29,87%	-19,12%

Tabla 5.9. Variación porcentual de las aceleraciones para un amortiguamiento del 15% con respecto al amortiguamiento del 5%

Registro	Variación porcentual aceleraciones de piso			
	Concepción EW	Concepción NS	Kobe	Christchurch
Nivel Aislación	-26,95%	-26,60%	-0,74%	-6,30%
Primer Piso	-17,92%	-23,25%	-1,06%	3,40%
Segundo Piso	-8,32%	-14,12%	1,50%	-12,96%
Tercer Piso	0,25%	-17,35%	-9,17%	8,96%
Cuarto Piso	-10,82%	-9,63%	-6,40%	-4,91%

De la Tabla 5.8 y Tabla 5.9, cuando el porcentaje es negativo significa que disminuyó el valor comparado, y si es positivo significa que aumentó el valor comparado.

A continuación, se muestra la comparación de las deformaciones máximas en los aisladores y aceleraciones máximas en el techo para cada registro y las diferencias que generaron en los dos modelos con distinta amortiguación,

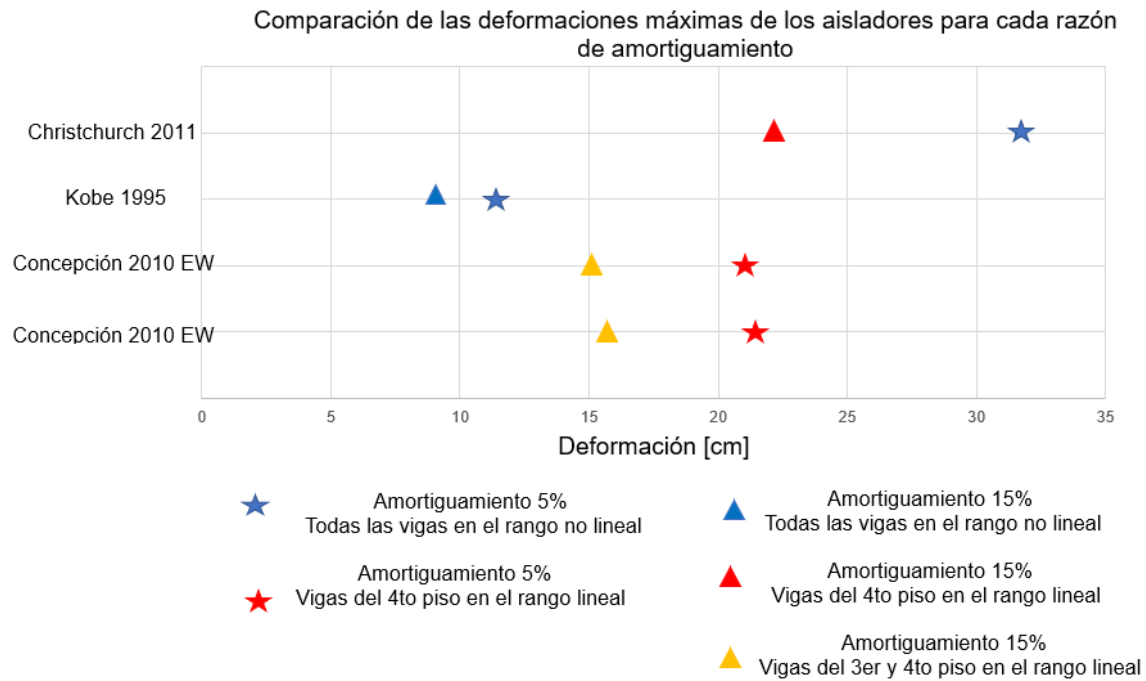


Figura 5.43. Comparación de las deformaciones del análisis con un 5% y un 15% de amortiguación

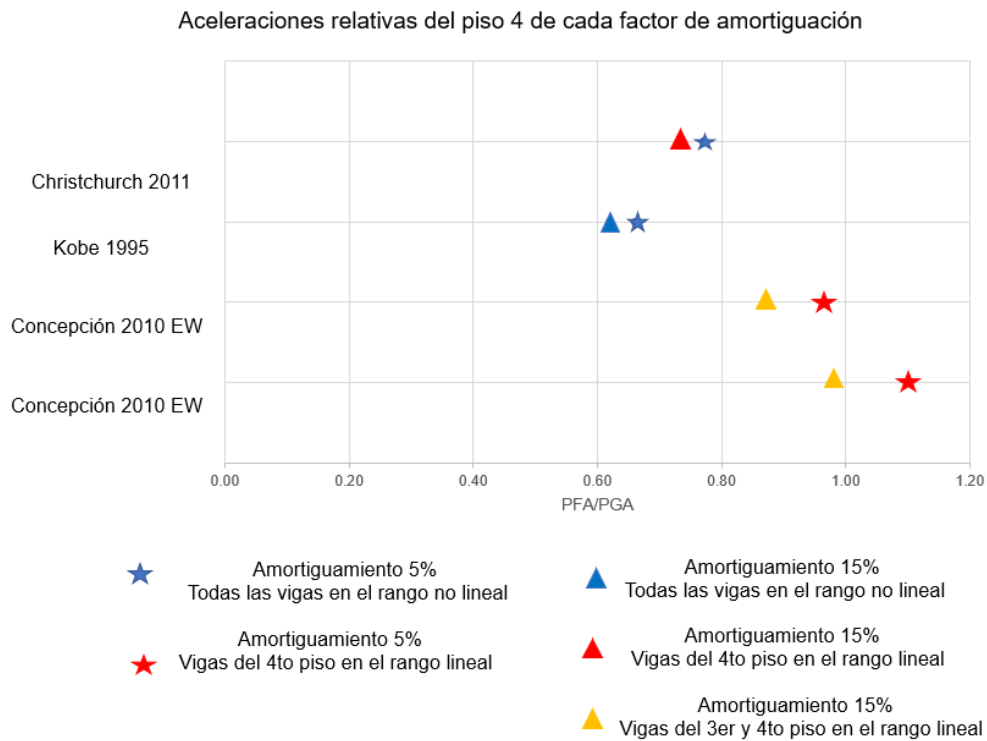


Figura 5.44. Comparación de las aceleraciones del PFA/PGA para un 5% y un 15% de amortiguación

De la Figura 5.43, se tienen las deformaciones máximas en los aisladores para cada registro utilizado, comparando los resultados de los modelos de un  $\xi = 5\%$  y  $\xi = 15\%$ , y además verificando para qué registros las vigas del edificio entraron en rango no lineal. Se puede notar que en todos los registros, el modelo con un porcentaje del amortiguamiento crítico de un 5% generó mayores deformaciones en los aisladores, y además generaron mayores incursiones no lineales en las vigas del edificio, como se puede ver ejemplificado en el terremoto de Christchurch, donde todas las vigas del edificio entraron en rango no lineal, mientras que para el modelo con un porcentaje del amortiguamiento crítico del 15%, se generaron menores deformaciones en los aisladores, y las vigas del cuarto piso se mantuvieron en el rango lineal.

Por otro lado, en la Figura 5.44 se muestra la comparación de la aceleración máxima del piso 4 para ambos modelos, donde se puede apreciar que no existe una disminución significativa para los registros de Kobe y Christchurch, pero si disminuye casi a un 10% la aceleración en el modelo de un 15% de la amortiguación crítica comparado con el de un 5%.

Entonces, de los análisis realizados para ambos modelos se muestra que al considerar una razón de amortiguamiento  $\xi = 15\%$ , genera menores deformaciones en los aisladores y menores demandas en las vigas del edificio, sin embargo, no existe una disminución significativa en cuanto a las aceleraciones en los pisos superiores, pero si en los pisos inferiores.

## 5.8 Análisis del Upper Bound y Lower Bound de la ASCE-7

La principal normativa estadounidense en cuanto al análisis y diseño de edificios es la ASCE – 7, la cual establece las cargas mínimas de diseño y otros criterios para edificios. En lo relativo al diseño de edificios con aislación sísmica, la diferencia más significativa en cuanto a criterio de diseño es lo denominado “Upper Bound” y “Lower Bound” (límite inferior y límite superior). Este consiste en considerar en el análisis de edificios con aislación sísmica las posibles variaciones de las propiedades de los aisladores debido a diversos factores como el envejecimiento, tolerancias por la fabricación, scragging (reducción de la rigidez ante deformaciones por corte altas [28]) y los factores ambientales (temperatura de operación y la exposición a esta, contaminación, fatiga y el uso por sobre la vida útil) [28]. A pesar de que en la normativa chilena menciona algunos de estos factores de modificación de las propiedades, no existe un factor que incorpore estos cambios, por lo que se estudia cómo afecta la respuesta sísmica añadiendo estos efectos en el modelo de análisis no lineal tiempo – historia.

Para incorporar estos efectos, la norma estadounidense establece los factores de modificación de las propiedades de los aisladores para los valores mínimos y máximos, que se muestra en la siguiente expresión:

$$\lambda_{m\acute{a}x} = \left( 1 + \left( 0,75 \times (\lambda_{(ae,max)} - 1) \right) \right) \times \lambda_{(test,max)} \times \lambda_{(spec,max)} \geq 1,8$$

$$\lambda_{min} = \left( 1 - \left( 0,75 \times (1 - \lambda_{(ae,min)}) \right) \right) \times \lambda_{(test,min)} \times \lambda_{(spec,max)} \leq 0,6$$

Donde:

- $\lambda_{(ae,max)}$ : factor de modificación de las propiedades para el cálculo del valor máximo, asociada con el envejecimiento del aislador y las condiciones ambientales.
- $\lambda_{(ae,min)}$ : factor de modificación de las propiedades para el cálculo del valor mínimo, asociada con el envejecimiento del aislador y las condiciones ambientales.
- $\lambda_{(test,max)}$ : factor de modificación de las propiedades para el cálculo del valor máximo, asociado con el calentamiento por fricción, tasa de carga, y el scragging.
- $\lambda_{(test,min)}$ : factor de modificación de las propiedades para el cálculo del valor mínimo, asociado con el calentamiento por fricción, tasa de carga, y el scragging.
- $\lambda_{(spec,max)}$ : factor de modificación de las propiedades para el cálculo del valor máximo, asociado con la variación de las propiedades en la fabricación de un grupo de aisladores del mismo tamaño.

- $\lambda_{(spec,max)}$ : factor de modificación de las propiedades para el cálculo del valor mínimo, asociado con la variación de las propiedades en la fabricación de un grupo de aisladores del mismo tamaño.

Los factores  $\lambda_{min}$  y  $\lambda_{max}$  se usan para el análisis del *Upper Bound* y *Lower Bound* respectivamente, los cuales se deben considerar en la rigidez post fluencia, además de la fuerza de fluencia, como se muestra en la figura.

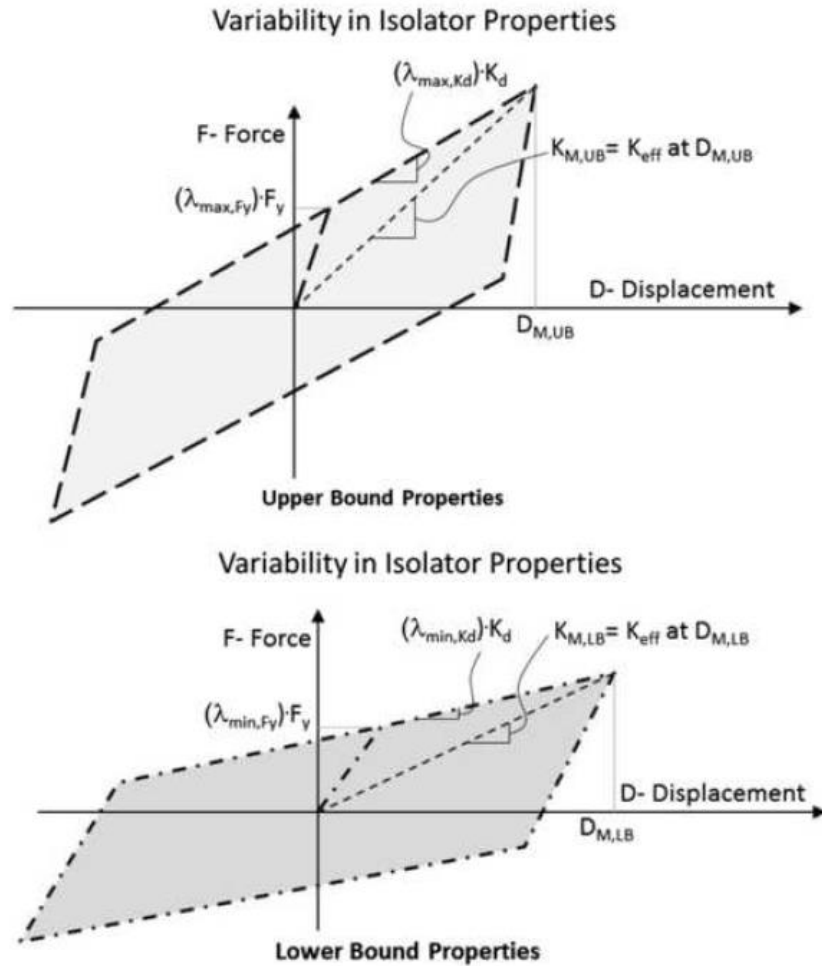


Figura 5.45. Efecto del *Upper Bound* y *Lower Bound* en las propiedades del modelo bilineal de los aisladores.  
Fuente: ASCE-7

Los factores  $\lambda$  que multiplican las propiedades antes mencionadas se pueden obtener de manera sencilla usando las tablas proporcionadas por la ASCE-7, las cuales dependen si se desconoce la fabricación, o si el fabricante posee el estándar de calidad normativo.

Tabla 5.10. Factores de modificación de las propiedades desconociendo la fabricación del aislador. Fuente: ASCE-7

Table C17.2-6 Default Upper and Lower Bound Multipliers for Unknown Manufacturers

Variable	Unlubricated Interfaces, $\mu$ or $Q_d$	Lubricated (Liquid) Interfaces, $\mu$ or $Q_d$	Plain Low Damping Elastomeric, $K$	Lead Rubber Bearing (LRB), $K_d$	Lead Rubber Bearing (LRB), $Q_d$	High-Damping Rubber (HDR), $K_d$	High-Damping Rubber (HDR), $Q_d$
<b>Example: Aging and Environmental Factors</b>							
Aging, $\lambda_a$	1.3	1.8	1.3	1.3	1	1.4	1.3
Contamination, $\lambda_c$	1.2	1.4	1	1	1	1	1
Example Upper Bound, $\lambda_{(ae, max)}$	1.56	2.52	1.3	1.3	1	1.4	1.3
Example Lower Bound, $\lambda_{(ae, min)}$	1	1	1	1	1	1	1
<b>Example: Testing Factors</b>							
All cyclic effects, Upper	1.3	1.3	1.3	1.3	1.6	1.5	1.3
All cyclic effects, Lower	0.7	0.7	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Example Upper Bound, $\lambda_{(test, max)}$	1.3	1.3	1.3	1.3	1.6	1.5	1.3
Example Lower Bound, $\lambda_{(test, min)}$	0.7	0.7	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
$\lambda_{(PM, max)} = (1 + (0.75 * (\lambda_{(ae, max)} - 1))) * \lambda_{(test, max)}$	1.85	2.78	1.59	1.59	1.6	1.95	1.59
$\lambda_{(PM, min)} = (1 - (0.75 * (1 - \lambda_{(ae, min)}))) * \lambda_{(test, min)}$	0.7	0.7	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Lambda factor for Spec. Tolerance, $\lambda_{(spec, max)}$	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Lambda factor for Spec. Tolerance, $\lambda_{(spec, min)}$	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Upper Bound Design Property Multiplier	2.12	3.2	1.83	1.83	1.84	2.24	1.83
Lower Bound Design Property Multiplier	0.6	0.6	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77
Default Upper Bound Design Property Multiplier	2.1	3.2	1.8	1.8	1.8	2.2	1.8
Default Lower Bound Design Property Multiplier	0.6	0.6	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Note:  $\lambda_{PM}$  is the lambda value for testing and environmental effects.

Tabla 5.11. Factores de modificación de las propiedades conociendo que la fabricación posee el estándar de calidad. Fuente: ASCE-7

Table C17.2-7 Default Upper and Lower Bound Multipliers for Quality Manufacturers

Variable	Unlubricated PTFE, $\mu$	Lubricated PTFE, $\mu$	Rolling/Sliding, $K_2$	Plain Elastomerics, $K$	Lead rubber bearing (LRB), $K_2$	Lead rubber bearing (LRB), $Q_d$	High-Damping Rubber (HDR), $Q_d$	High-Damping Rubber (HDR), $K_d$
<b>Example: Aging and Environmental Factors</b>								
Aging, $\lambda_a$	1.10	1.50	1.00	1.10	1.10	1.00	1.20	1.20
Contamination, $\lambda_c$	1.10	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Example Upper Bound, $\lambda_{(ae, max)}$	1.21	1.65	1.00	1.10	1.10	1.00	1.20	1.20
Example Lower Bound, $\lambda_{(ae, min)}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<b>Example: Testing Factors</b>								
All cyclic effects, Upper	1.20	1.30	1.00	1.03	1.03	1.30	1.50	1.30
All cyclic effects, Lower	0.95	0.95	1.00	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
Example Upper Bound, $\lambda_{(test, max)}$	1.20	1.30	1.00	1.03	1.03	1.30	1.50	1.30
Example Lower Bound, $\lambda_{(test, min)}$	0.95	0.95	1.00	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
$\lambda_{(PM, max)} = (1 + (0.75 * (\lambda_{(ae, max)} - 1))) * \lambda_{(test, max)}$	1.39	1.93	1.00	1.11	1.11	1.30	1.73	1.50
$\lambda_{(PM, min)} = (1 - (0.75 * (1 - \lambda_{(ae, min)}))) * \lambda_{(test, min)}$	0.95	0.95	1.00	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
Lambda factor for Spec. Tolerance, $\lambda_{(spec, max)}$	1.15	1.15	1.00	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Lambda factor for Spec. Tolerance, $\lambda_{(spec, min)}$	0.85	0.85	1.00	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Upper Bound Design Property Multiplier	1.60	2.22	1.00	1.27	1.27	1.50	1.98	1.72
Lower Bound Design Property Multiplier	0.81	0.81	1.00	0.83	0.83	0.81	0.81	0.81
Default Upper Bound Design Property Multiplier	1.6	2.25	1	1.3	1.3	1.5	2	1.7
Default Lower Bound Design Property Multiplier	0.8	0.8	1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Note:  $\lambda_{PM}$  is the lambda value for testing and environmental effects.

Para este análisis se usa la tabla considerando que se conoce que los aisladores poseen el estándar de calidad de fabricación, es decir, la Tabla 5.11, por lo que, para los aisladores LRB que son los usados en este trabajo,

los factores de modificación de las propiedades por defecto son  $\lambda_{min} = 0,8$  y  $\lambda_{max} = 1,3$  para la rigidez, y  $\lambda_{min} = 0,8$  y  $\lambda_{max} = 1,5$  para la fluencia del aislador.

Teniendo los factores multiplicadores, se realiza el análisis no lineal para verificar la respuesta de la superestructura y del nivel de aislación, usando los registros que más inciden en la respuesta sísmica de la estructura, que son el registro de Concepción del 2010, el registro de Kobe de 1995, y el registro de Christchurch del 2011, donde se verifica las incursiones no lineales y las solicitaciones máximas de corte de los elementos de hormigón armado, las curvas de histéresis y los desplazamientos máximos de los aisladores, y aceleraciones de piso. Cabe destacar que para este análisis se considera el factor de amortiguación  $\xi = 5\%$ , ya que los resultados se compararán con el primer análisis no lineal realizado.

### 5.8.1 Drift entre pisos

Se analiza los resultados de los drift entre pisos tanto para el *Upper Bound* y el *Lower Bound*, para cada registro usado, y se compara con el límite establecido por la NCh 2745, el cuál corresponde a 0,003 para un análisis no lineal.

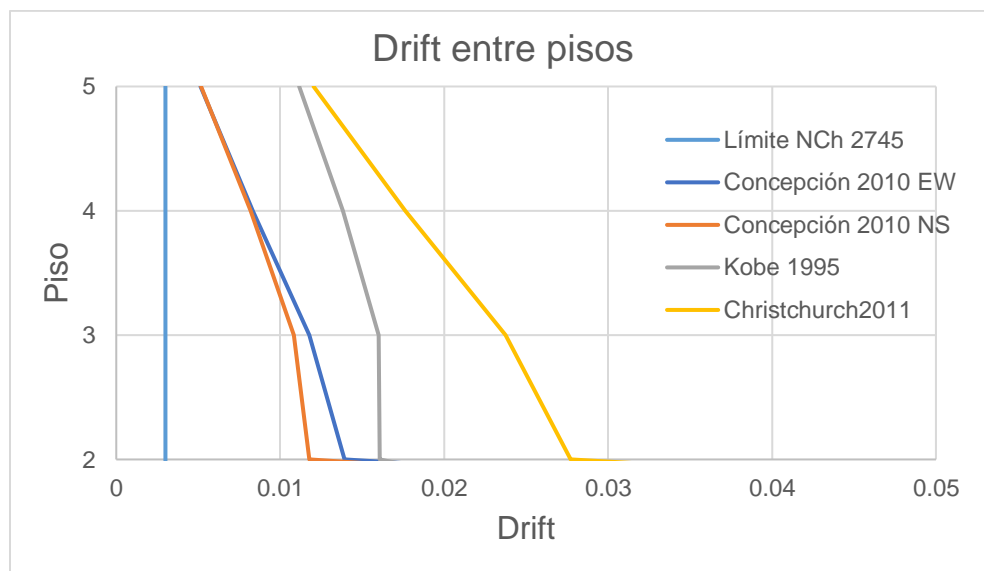


Figura 5.46. Drift entre pisos para los registros de Constitución 2010, Kobe 1995 y Christchurch 2011, y límite NCh 2745 para el *Upper Bound*.

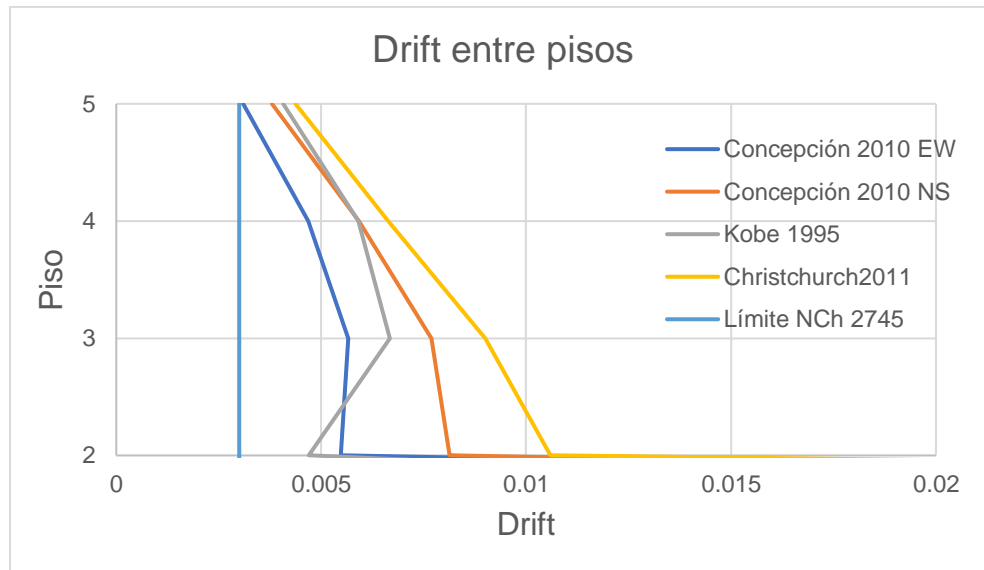


Figura 5.47 Drift entre pisos para los registros de Constitución 2010, Kobe 1995 y Christchurch 2011, y límite NCh 2745 para el *Lower Bound*

Se puede notar de la Figura 5.46 y Figura 5.47, que el drift entre piso obtenidos para los registros usados en el análisis superan las limitaciones de la NCh 2745 of 2013.

## 5.8.2 Momento Curvatura

Al igual que el análisis anterior, se obtienen las curvas de histéresis para los registros de Concepción, Kobe y Christchurch, superponiéndolas con los diagramas de momento – curvatura de las vigas representativas del edificio para el primer, tercer y cuarto piso y las columnas considerando el efecto del *Upper Bound* y *Lower Bound*.

### 5.8.2.1 Vigas Primer piso

Del análisis no lineal tiempo - historia realizado, considerando el efecto del *Upper Bound* y *Lower Bound*, se obtiene la respuesta de las vigas del primer piso, segundo y en el nivel de aislación obtenidas de las curvas de histéresis de los registros antes mencionados, junto con el diagrama de momento – curvatura, las cuales se muestran en las siguientes figuras.

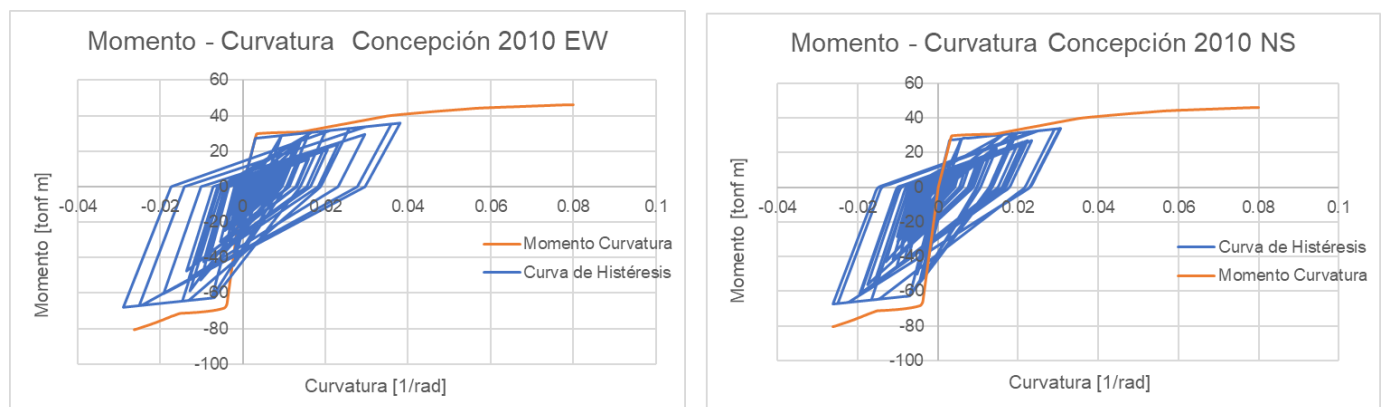


Figura 5.48. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del primer piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el *Upper Bound*

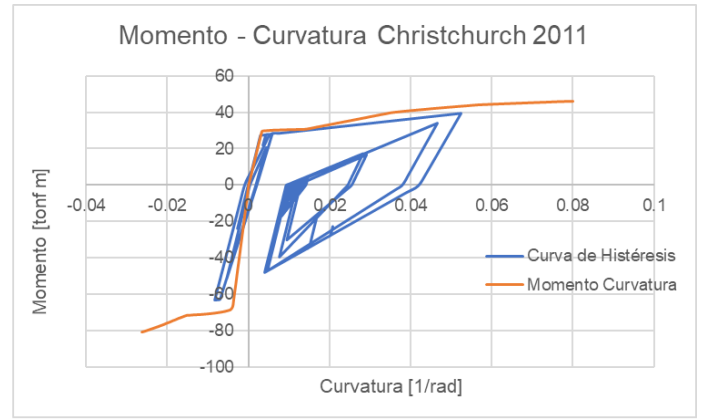
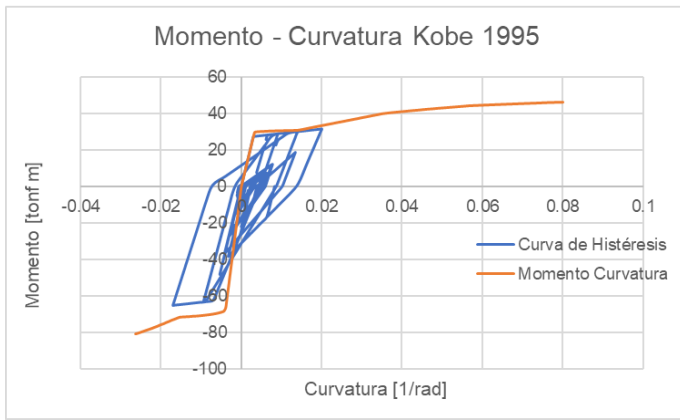


Figura 5.49 Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del primer piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el *Upper Bound*

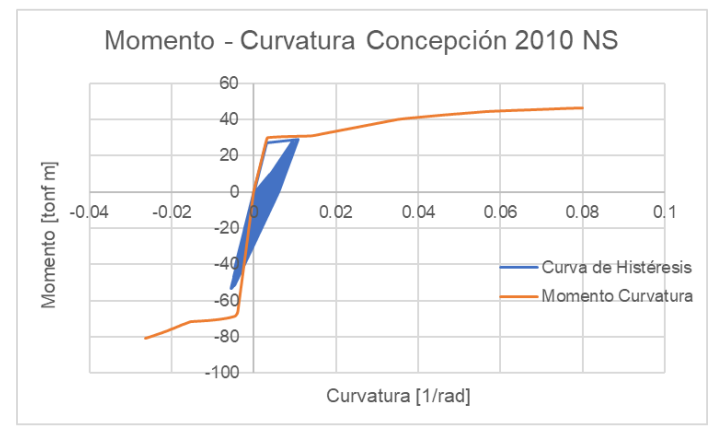
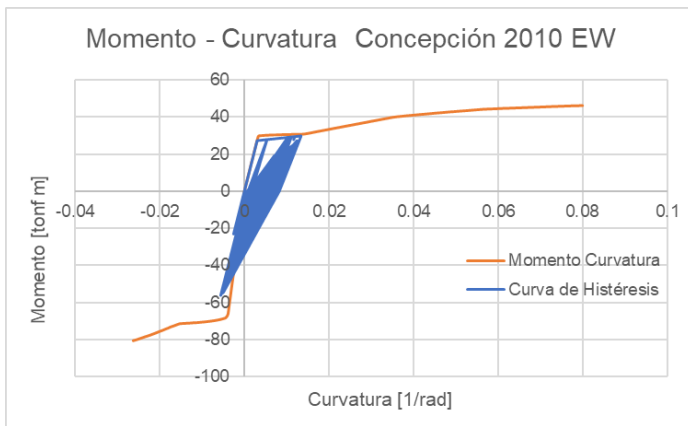


Figura 5.50 Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del primer piso las Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el *Lower Bound*

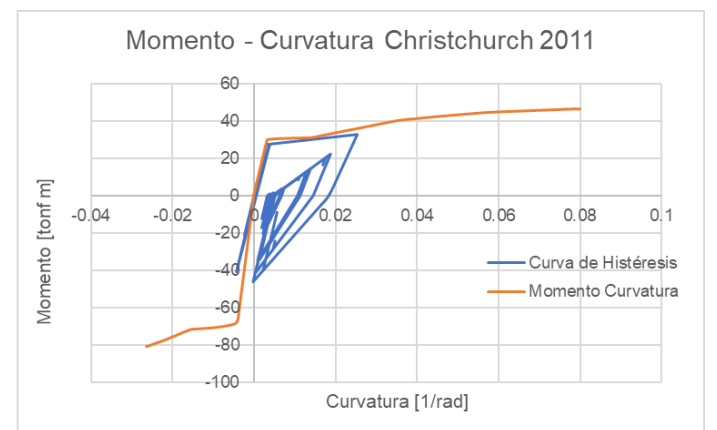
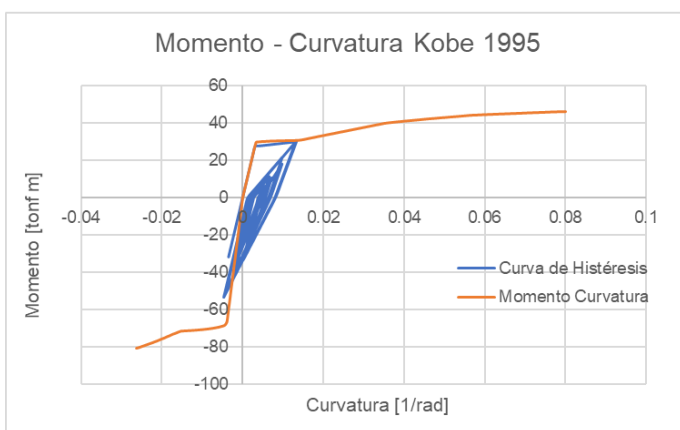


Figura 5.51. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del primer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el *Lower Bound*

### 5.8.2.2 Vigas tercer piso

Del análisis no lineal tiempo - historia realizado, considerando el efecto del *Upper Bound* y *Lower Bound*, se obtiene la respuesta de las vigas del tercer piso obtenidas de las curvas de histéresis de los registros antes mencionados, junto con el diagrama de momento – curvatura, las cuales se muestran en las siguientes figuras.

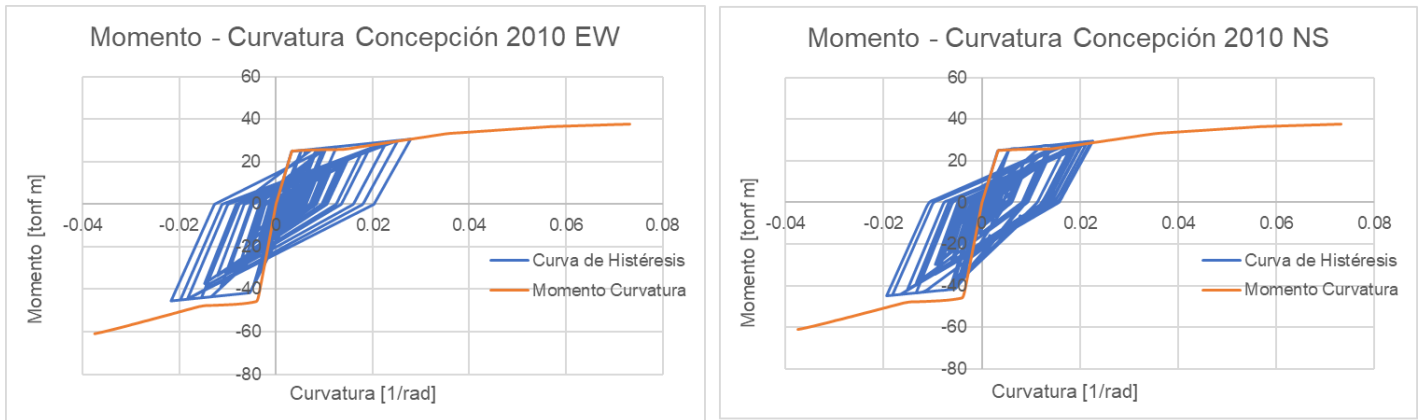


Figura 5.52. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el *Upper Bound*

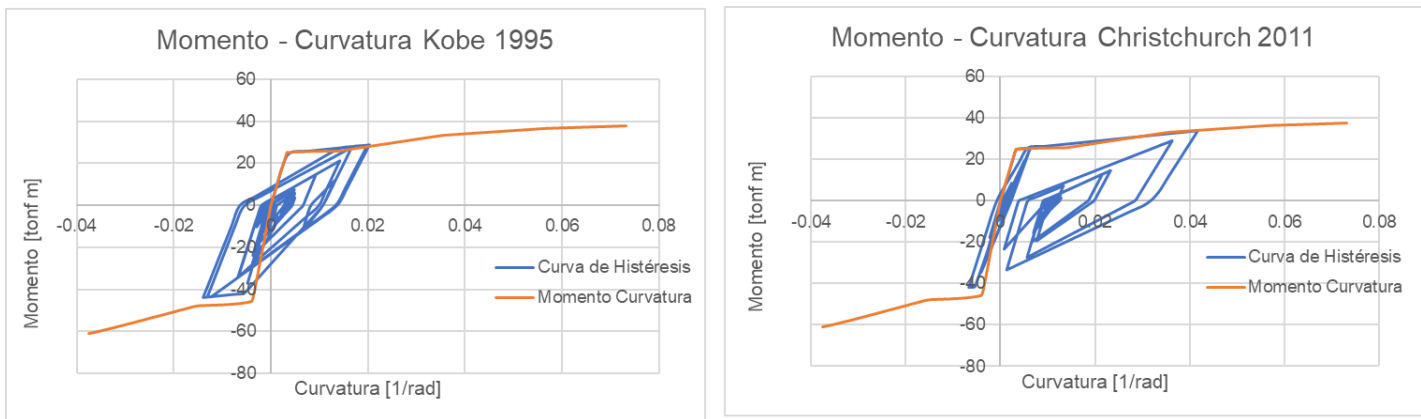


Figura 5.53. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el *Upper Bound*

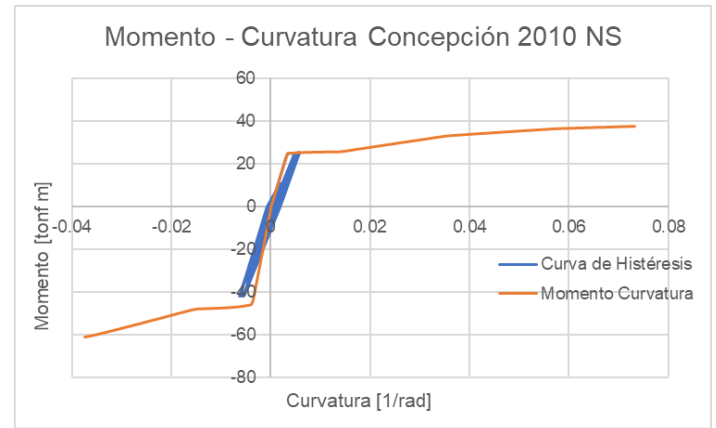
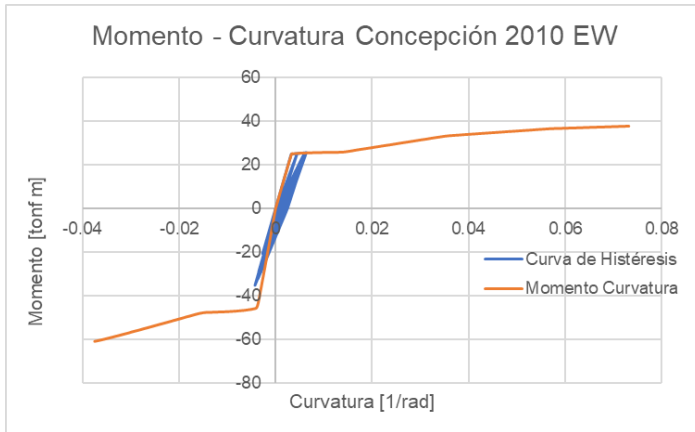


Figura 5.54. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el *Lower Bound*

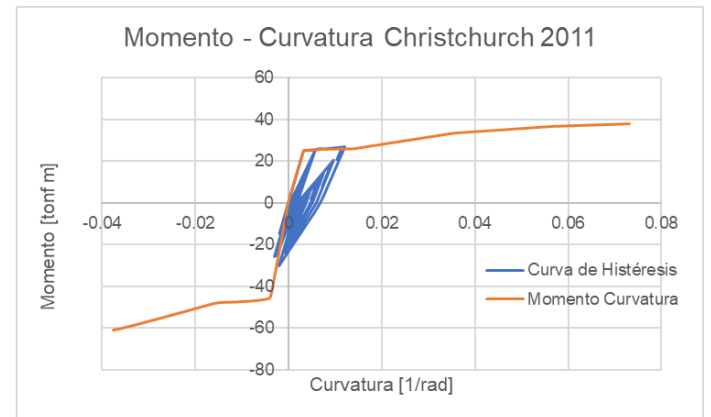
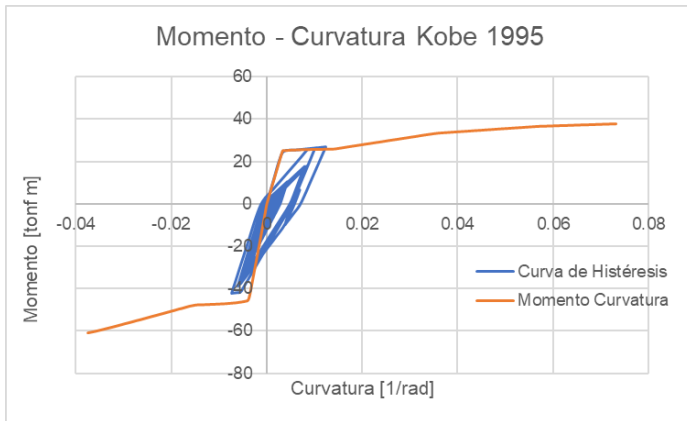


Figura 5.55. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del tercer piso y Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el *Lower Bound*

### 5.8.2.3 Vigas Cuarto Piso

Del análisis no lineal tiempo - historia realizado, considerando el efecto del *Upper Bound* y *Lower Bound*, se obtiene la respuesta de las vigas del cuarto obtenidas de las curvas de histéresis de los registros antes mencionados, junto con el diagrama de momento – curvatura, las cuales se muestran en las siguientes figuras.

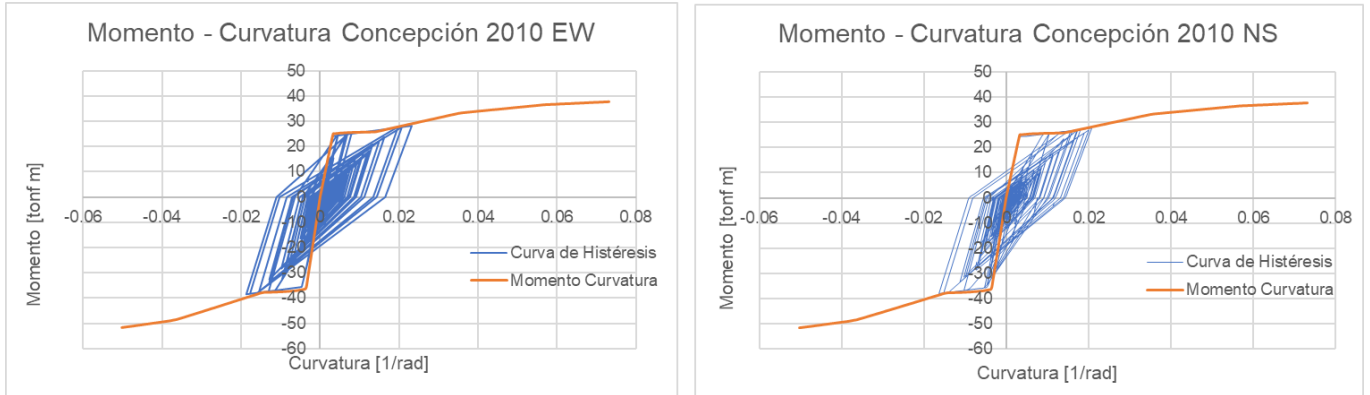


Figura 5.56. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el *Upper Bound*

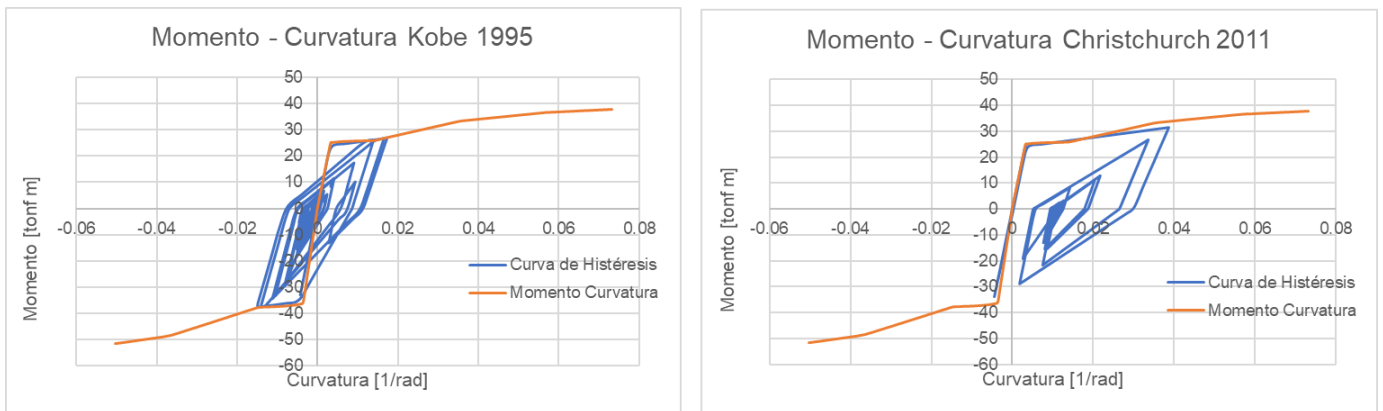


Figura 5.57. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el *Upper Bound*

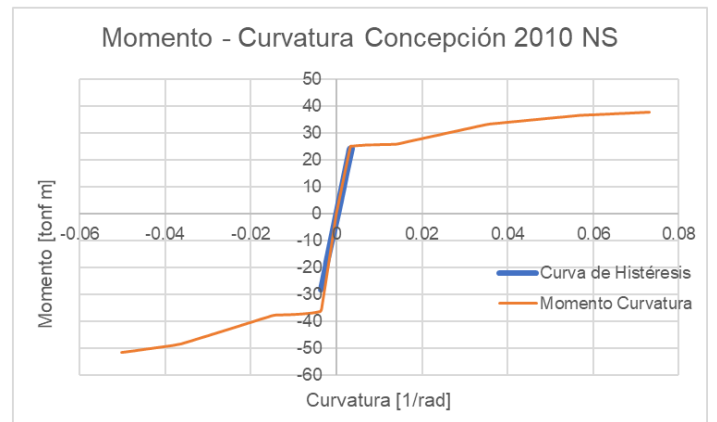
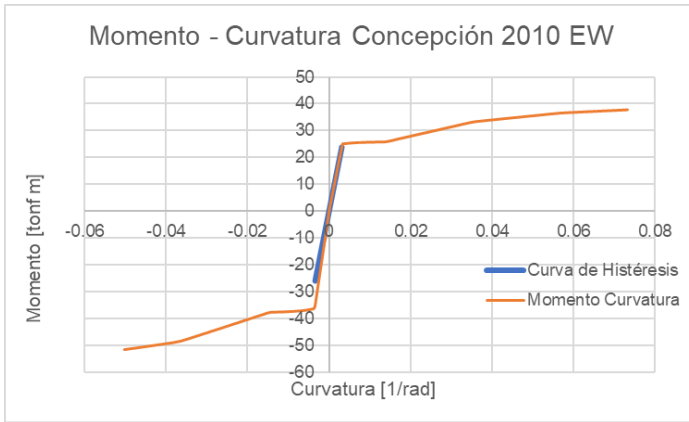


Figura 5.58. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el *Lower Bound*

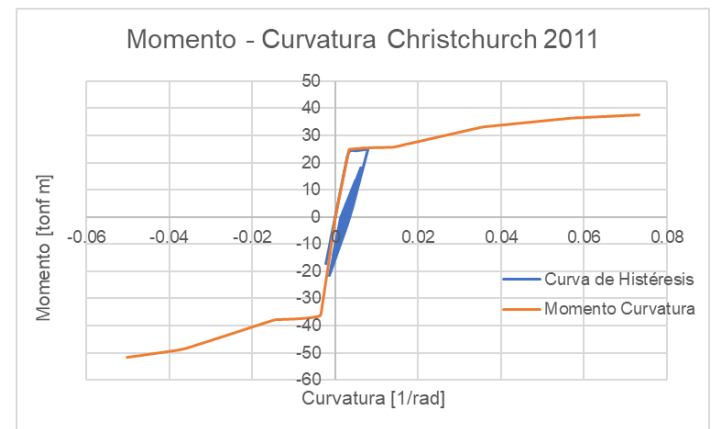
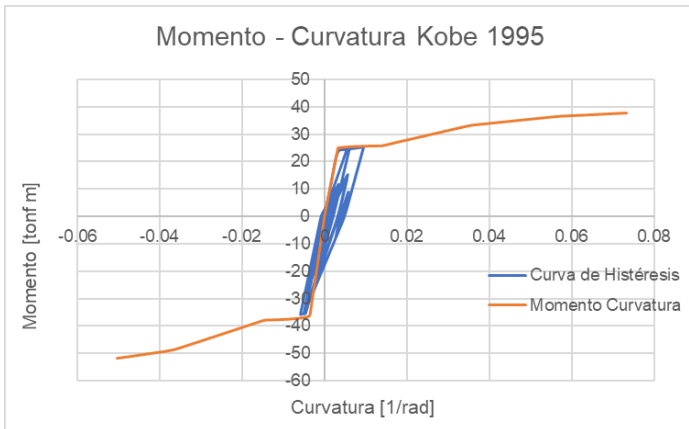


Figura 5.59. Diagrama de Momento – Curvatura de las vigas del cuarto piso y las Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el *Lower Bound*

### 5.8.2.4 Columnas

Del análisis realizado, considerando el efecto del *Upper Bound* y *Lower Bound*, se muestran las curvas de histéresis de las columnas entre en nivel de aislación y el primer piso para cada registro utilizado, junto con el diagrama de momento – curvatura.

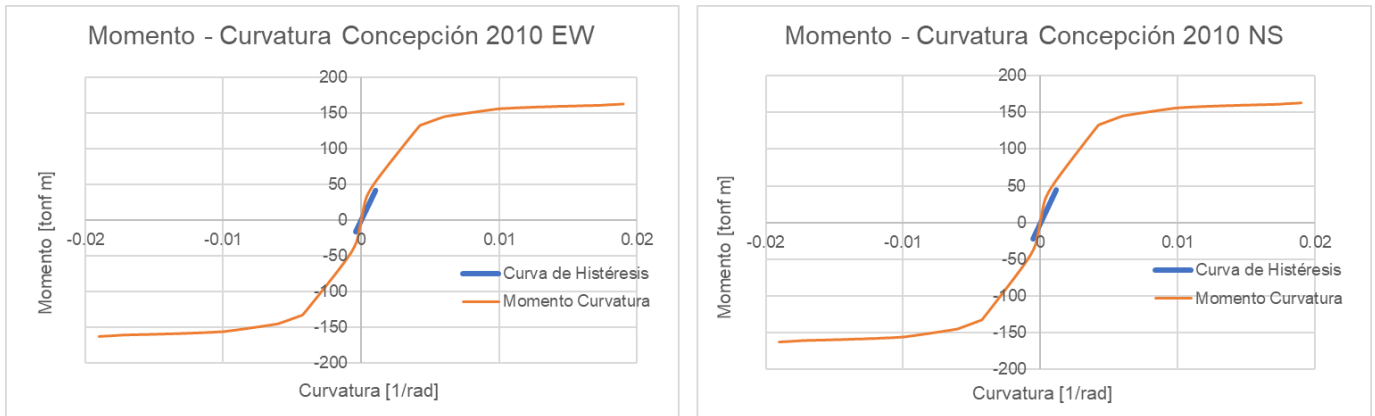


Figura 5.60. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y las Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el *Upper Bound*

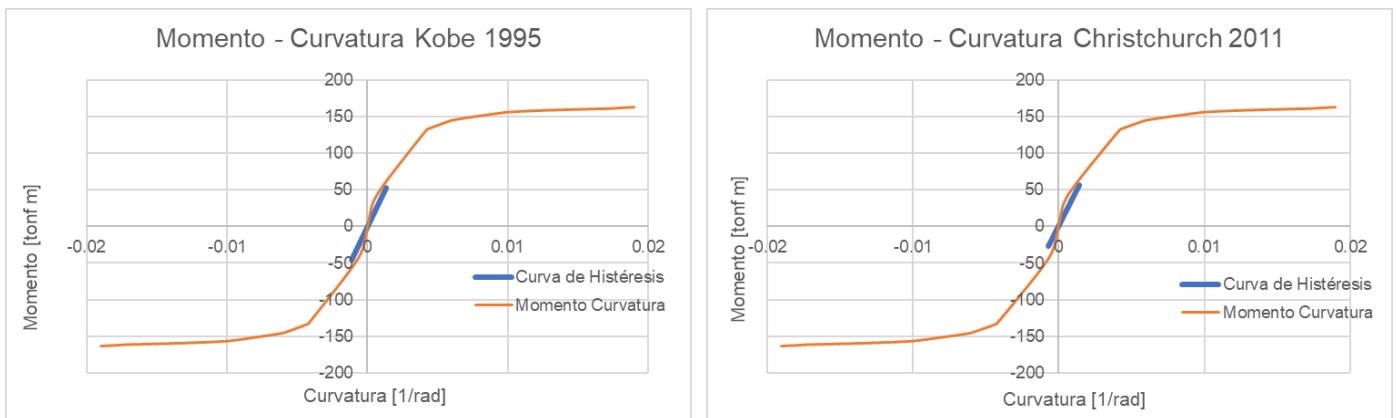


Figura 5.61. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Las Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el *Upper Bound*

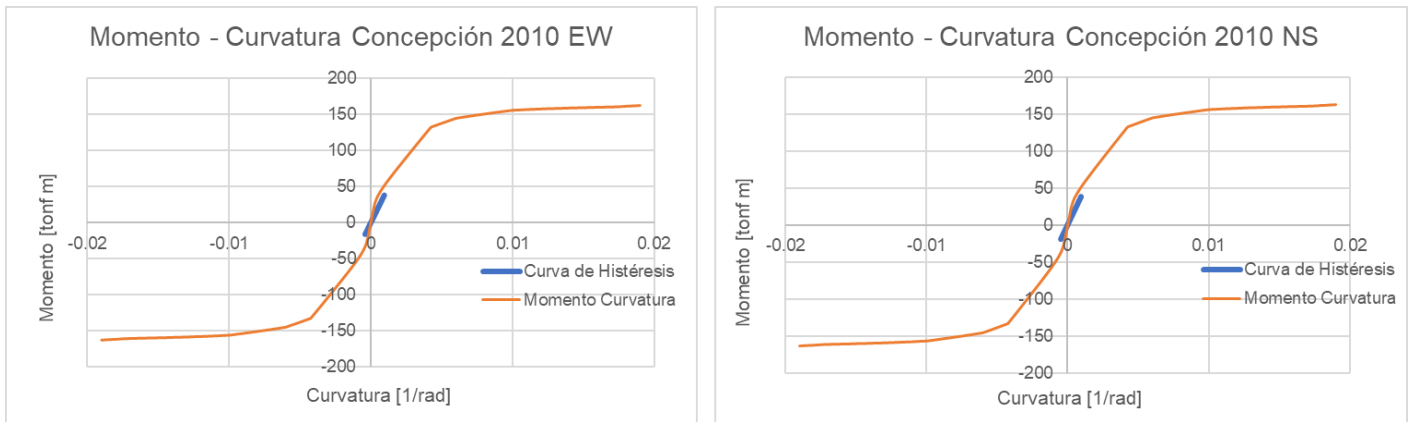


Figura 5.62. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Concepción 2010 considerando el *Lower Bound*

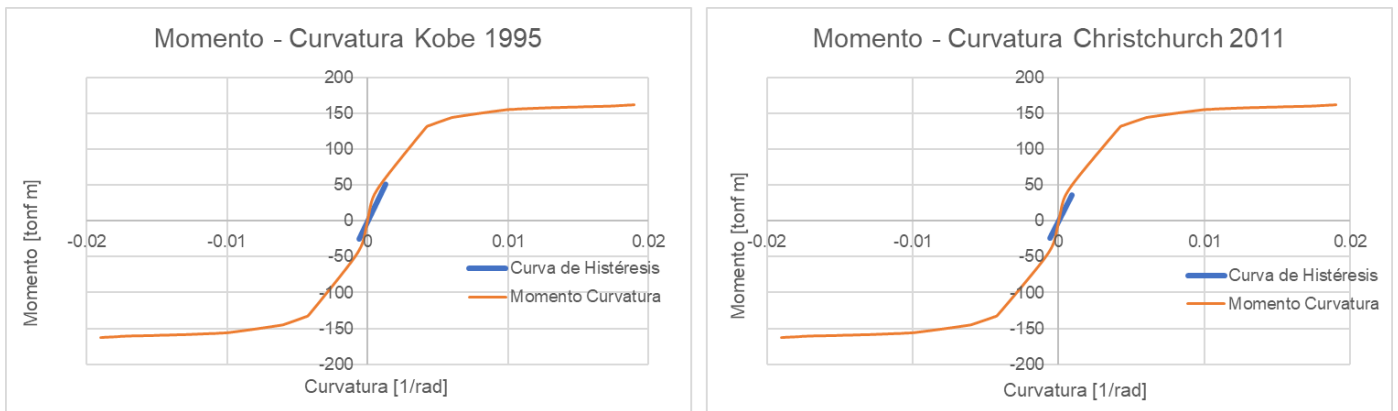


Figura 5.63. Diagrama de Momento – Curvatura de las columnas y Curvas de Histéresis para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el *Lower Bound*

En la Tabla 5.12 se muestra el resumen de la información de aquellos registros que generaron incursiones no lineales en los elementos de hormigón armado de la estructura para los límites superior e inferior.

Tabla 5.12. Tabla resumen de las incursiones no lineales en los elementos de hormigón armado considerando el efecto del *Upper Bound* y *Lower Bound*

Registro	Viga primer piso		Viga tercer piso		Viga cuarto piso		Columna primer piso	
	Upper Bound	Lower Bound	Upper Bound	Lower Bound	Upper Bound	Lower Bound	Upper Bound	Lower Bound
CONC EW	X	X	X	X	X			
CONC NS	X	X	X	X	X			
KOBE	X	X	X	X	X	X		
CHRCH	X	X	X	X	X	X		

La tabla anterior muestra que elementos lograron incursión no lineal para los registros utilizados, representados por una X, mientras que aquellos elementos que no incursionaron en el rango no lineal presentan una casilla vacía.

### 5.8.3 Esfuerzos de corte de los elementos de hormigón armado

Se obtienen los esfuerzos de corte obtenidos del análisis no lineal considerando el efecto del *Upper Bound* y *Lower Bound* y se verifica si estos en los elementos de hormigón armado sobrepasan la resistencia al corte suministrada. Para ello, se obtiene el esfuerzo de corte en el tiempo para los elementos analizados anteriormente. El esfuerzo de corte de los elementos de hormigón armado del modelo para cada registro se muestra en la Tabla 5.13.

Tabla 5.13. Esfuerzo de corte y resistencia de los elementos de hormigón armado considerando el *Upper Bound* y *Lower Bound*

Registro	Viga pisos inferiores		Viga tercer piso		Viga cuarto piso		Columna primer piso	
	corte máx [tonf]		corte máx [tonf]		corte máx [tonf]		corte máx [tonf]	
	Upper Bound	Lower Bound	Upper Bound	Lower Bound	Upper Bound	Lower Bound	Upper Bound	Lower Bound
CONC EW	17.84	14.18	12.88	10.48	10.49	8.55	26.42	19.13
CONC NS	17.75	14.49	12.86	11.50	10.86	7.98	26.81	18.35
KOBE	17.85	13.27	13.10	12.71	11.22	10.38	24.24	15.43
CHRCH	18.51	15.66	13.26	11.57	11.29	9.57	18.27	14.99
Resistencia nominal	33.48		33.48		33.48		167.24	

De lo mostrado en la Tabla 5.13, los esfuerzos de corte analizados considerando el efecto de *Upper Bound* y *Lower Bound* para cada registro no superan la resistencia al corte obtenidas en el diseño para las vigas perimetrales (que es el caso más desfavorable), por lo que los elementos de hormigón armado permanecen dúctiles.

### 5.8.4 Corte Deformación Aisladores

Mediante la curva de histéresis de los aisladores obtenida del análisis no lineal y considerando el efecto del *Upper Bound* y *Lower Bound*, se puede saber cuáles sismos pueden generar el colapso de la estructura, al comparar la deformación máxima obtenida y compararla con la deformación máxima del aislador. A continuación, se muestran los resultados obtenidos para todos los sismos utilizados.

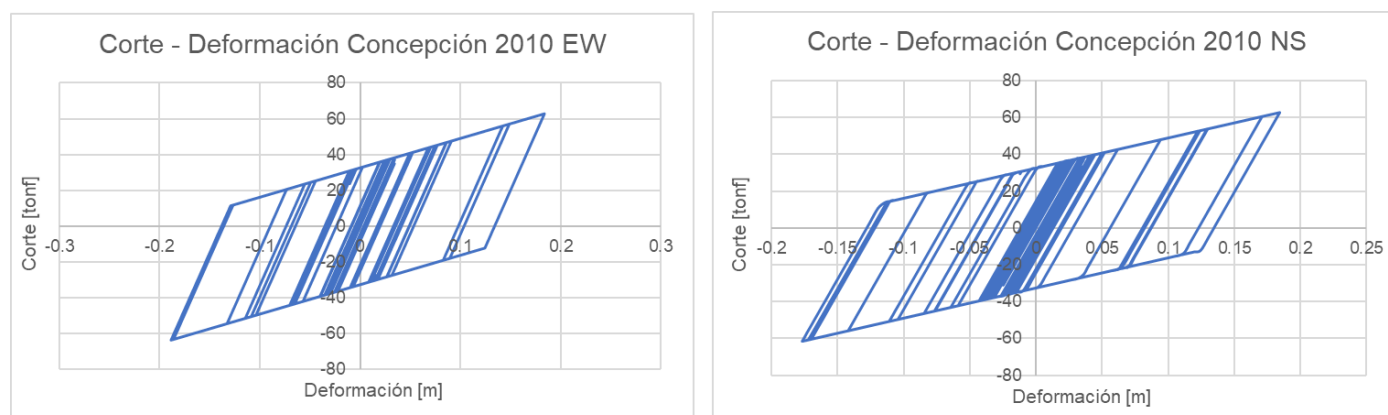


Figura 5.64. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Concepción 2010 considerando el *Upper Bound*

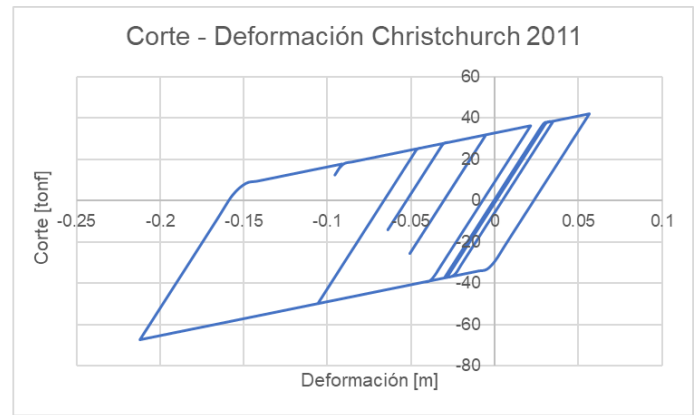
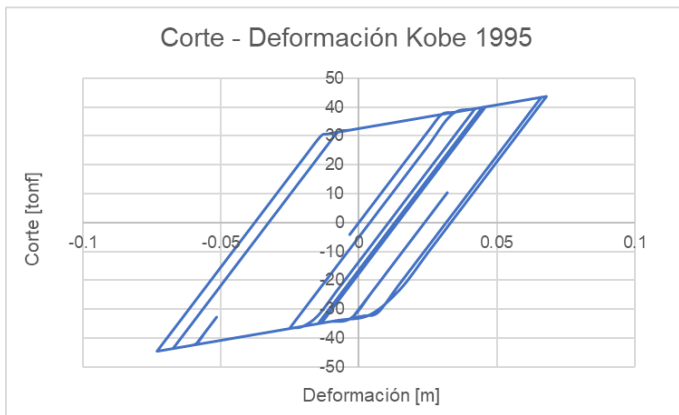


Figura 5.65. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2010 considerando el *Upper Bound*

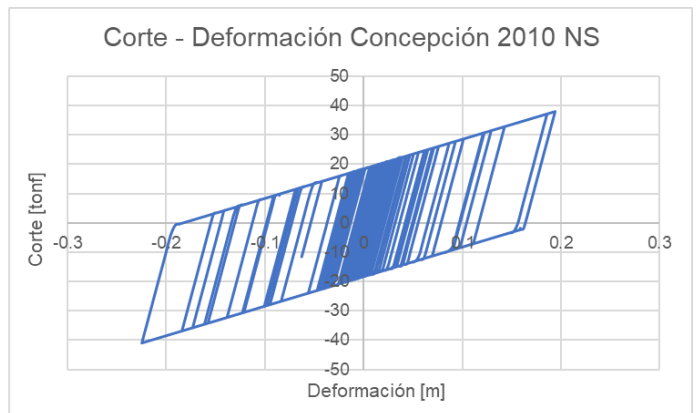
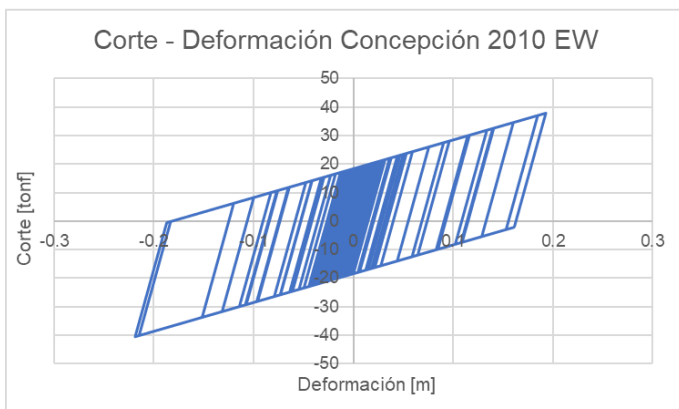


Figura 5.66. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Concepción 2010 considerando el *Lower Bound*

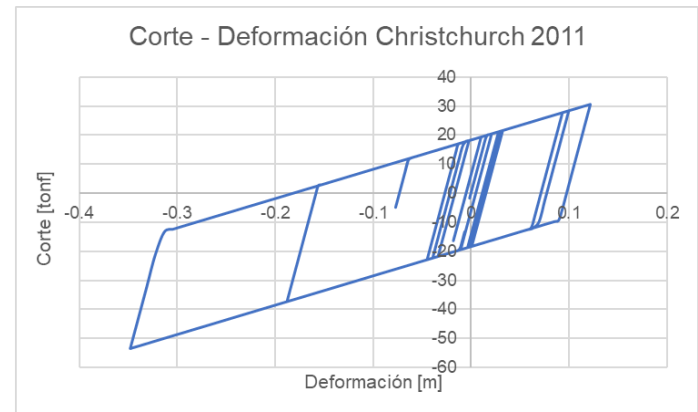
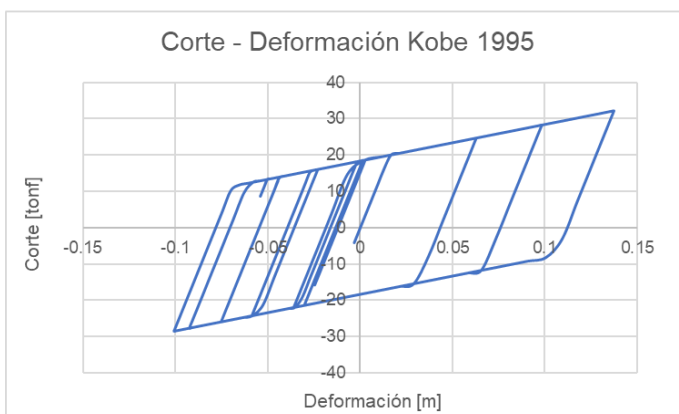


Figura 5.67. Curva de Corte – Deformación de los aisladores para los registros de Kobe 1995 y Christchurch 2011 considerando el *Lower Bound*

A continuación, se presenta una tabla resumen con las deformaciones y corte máximos para cada registro.

Tabla 5.14. Deformaciones y Corte máximo de los aisladores para cada registro considerando el *Upper Bound* y *Lower Bound*

Registro	Deformación máxima [cm]		Corte máximo [tonf]	
	Upper Bound	Lower Bound	Upper Bound	Lower Bound
Concepción EW	18,87	21,88	63,60	40,51
Concepción NS	18,44	22,46	62,91	41,09
Kobe	7,30	13,73	44,61	32,27
Christchurch	21,21	34,84	67,45	53,60
Resistencia Nominal	Deformación última [cm]		Corte último [tonf]	
	32,5		63,05	

De la información obtenida de la Tabla 5.14, se muestra para el *Upper Bound*, las deformaciones en los aisladores son menores que en el caso del *Lower Bound*, lo cual es consistente con la modificación de la rigidez de los aisladores. Cabe destacar además que, para el registro de Christchurch, las deformaciones en los aisladores considerando el efecto del *Lower Bound* superan capacidad máxima del aislador, pero disminuye las demandas de corte, mientras que para el caso del *Upper Bound* ocurre lo opuesto, es decir, disminuye las deformaciones en los aisladores, pero aumentan las demandas a corte.

### 5.8.5 Aceleraciones de Piso

Se obtienen las aceleraciones máxima del suelo PGA (peak ground acceleration), el cual se compara con la aceleración máxima del piso absoluta PFA (peak floor acceleration) correspondiente tanto para el *Upper Bound* como el *Lower Bound*, y se verifica si las aceleraciones disminuyen o aumentan.

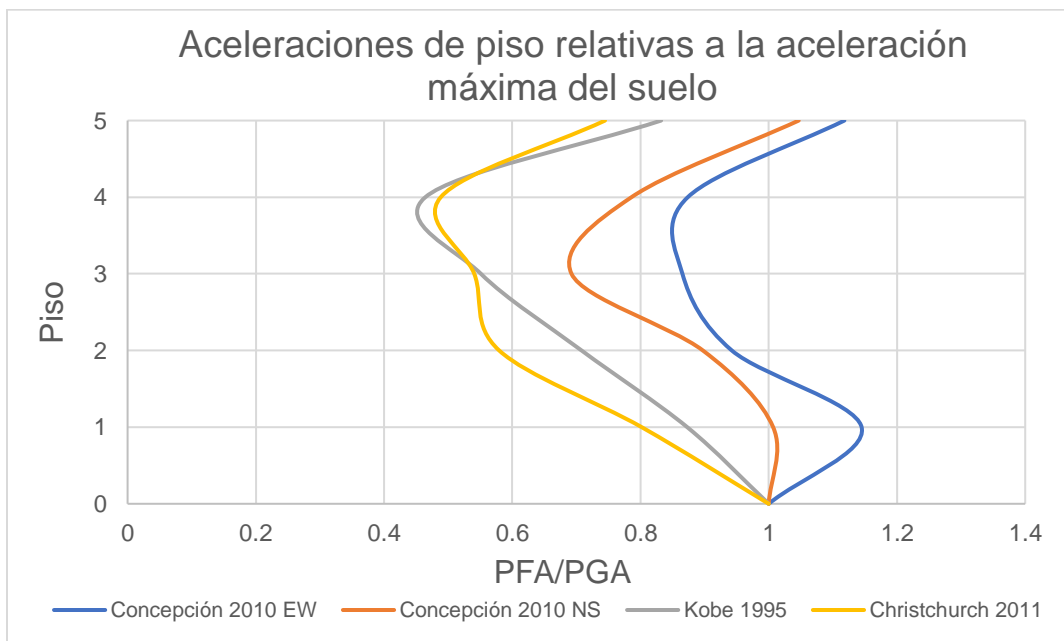


Figura 5.68. Aceleración de piso relativas al PGA para los sismos mostrados considerando el *Upper Bound*

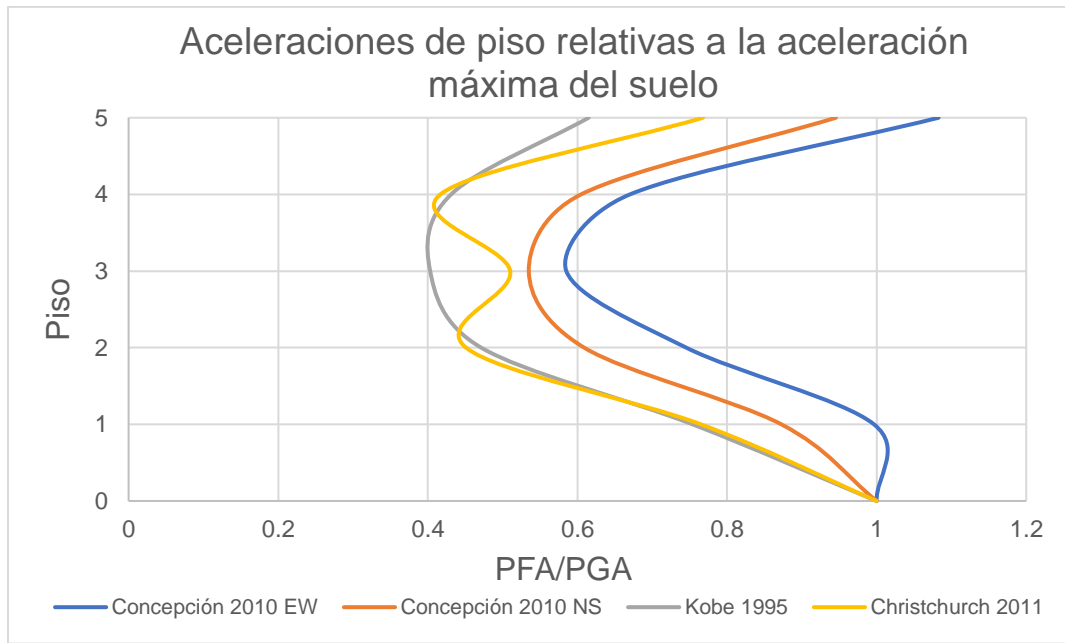


Figura 5.69. Aceleración de piso relativas al PGA para los sismos mostrados considerando el *Lower Bound*

De las Figura 5.68 y Figura 5.69, se tiene las aceleraciones de piso para el caso del *Upper Bound* y *Lower Bound*, donde se observa que, considerando el aumento en la rigidez de los aisladores, aumentan a su vez las aceleraciones de piso comparado al disminuir la rigidez de los aisladores, donde el piso 1 y 5 poseen mayores aceleraciones máximas mayores al PGA, mientras que, en el resto de los pisos, las aceleraciones máximas se mantienen menores al PGA.

### 5.8.6 Análisis comparativo de los límites y el estado nominal

Una vez obtenido los resultados del análisis de los límites *Upper Bound* y *Lower Bound*, se compara tanto las deformaciones de los aisladores como las aceleraciones del último piso con el fin de estudiar los cambios de la respuesta de la estructura, los elementos estructurales y el nivel de aislación. Este análisis se compara con el primer análisis no lineal realizado, es decir, sin variación en las propiedades del aislador.

Tabla 5.15. Variación porcentual de las deformaciones y corte en los aisladores considerando el efecto del *Upper Bound* y *Lower Bound* con respecto a las propiedades nominales.

Registro	Variación porcentual Upper Bound		Variación porcentual Lower Bound	
	Deformación	Corte	Deformación	Corte
Concepción EW	-12,17%	28,15%	1,87%	-18,38%
Concepción NS	-12,03%	28,44%	7,12%	-16,10%
Kobe	-35,99%	22,08%	20,37%	-11,69%
Christchurch	-33,05%	7,89%	9,96%	-14,26%

Tabla 5.16. Variación porcentual de las aceleraciones de piso considerando el efecto de *Upper Bound* con respecto a las propiedades nominales

Registro	Variación porcentual aceleraciones de piso			
	Concepción EW	Concepción NS	Kobe	Christchurch
Nivel Aislación	0,96%	7,32%	4,54%	1,95%
Primer Piso	21,11%	23,72%	31,45%	21,26%
Segundo Piso	35,56%	19,87%	27,18%	-5,11%
Tercer Piso	23,82%	9,35%	-3,88%	3,95%
Cuarto Piso	1,56%	8,44%	25,83%	-3,57%

Tabla 5.17. Variación porcentual de las aceleraciones de piso considerando el efecto de *Lower Bound* con respecto de las propiedades nominales

Registro	Variación porcentual aceleraciones de piso			
	Concepción EW	Concepción NS	Kobe	Christchurch
Nivel Aislación	-12,13%	-6,98%	-9,71%	-2,73%
Primer Piso	-4,20%	-16,03%	-12,50%	-5,60%
Segundo Piso	-8,34%	-7,37%	-6,96%	-10,47%
Tercer Piso	-5,01%	-15,83%	-10,76%	-11,30%
Cuarto Piso	-1,62%	-2,04%	-7,01%	-0,55%

De la Tabla 5.15, Tabla 5.16 y Tabla 5.17, cuando el porcentaje es negativo significa que disminuyó el valor comparado, y si es positivo significa que aumentó el valor comparado.

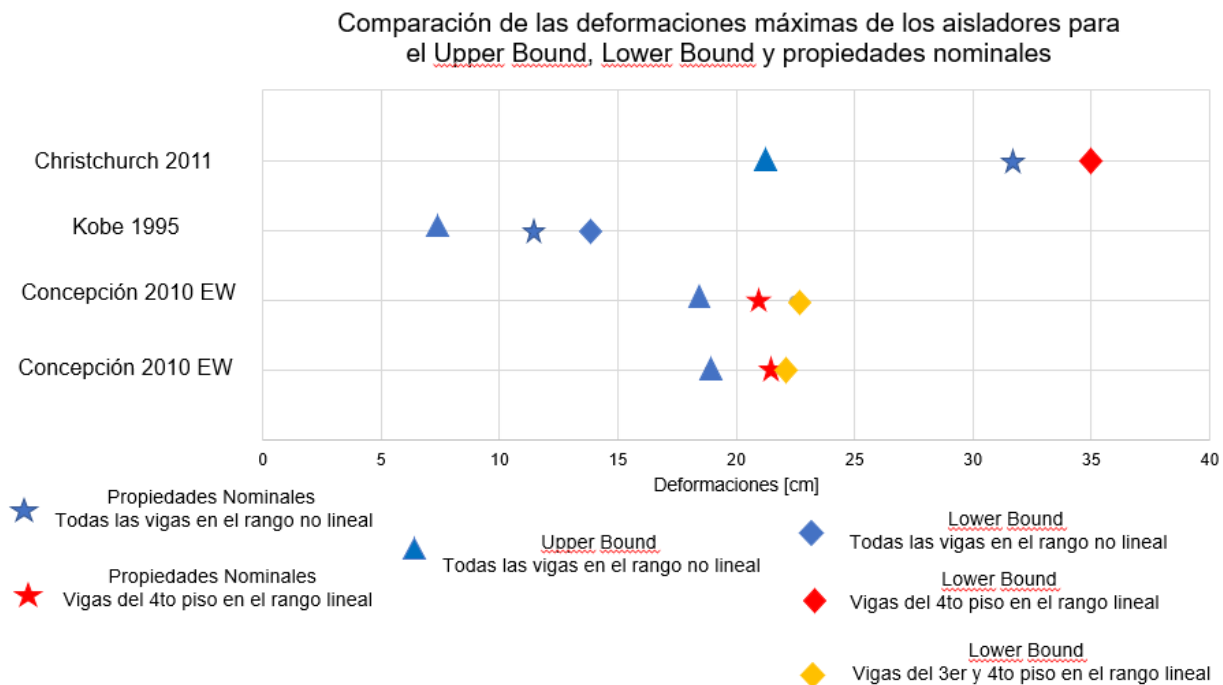


Figura 5.70. Comparación de las deformaciones máximas del análisis del *Upper Bound* y *Lower Bound* con las propiedades nominales de los amortiguadores

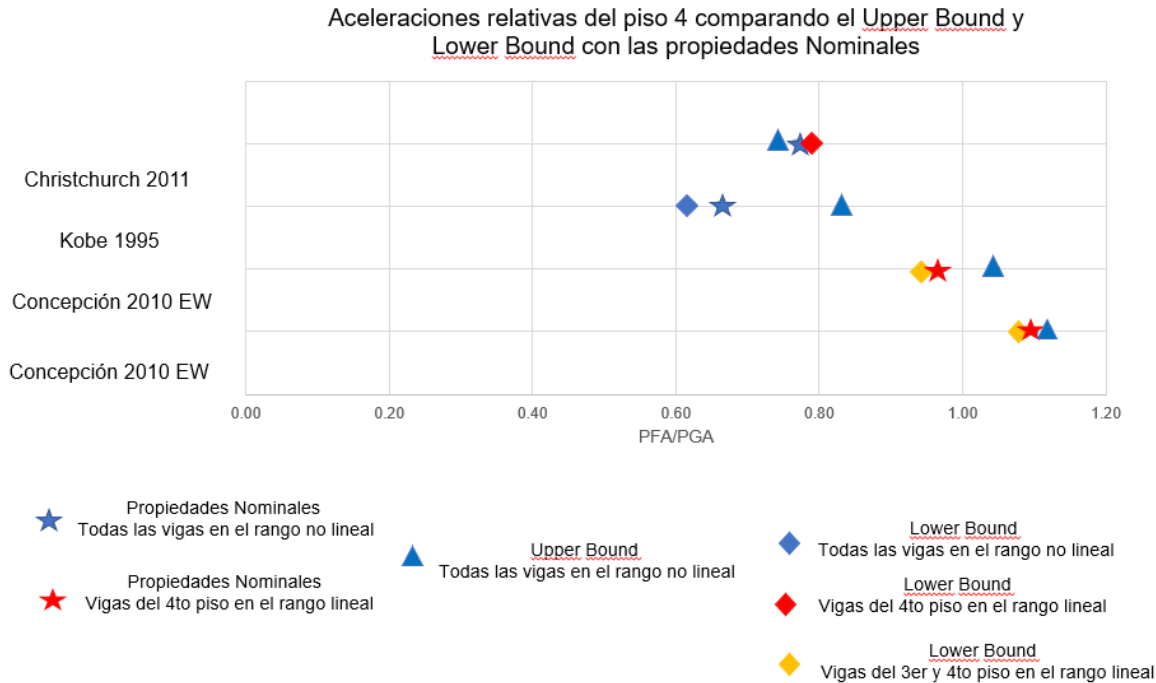


Figura 5.71. Comparación de las aceleraciones del PFA/PGA para *Upper Bound*, *Lower Bound* y las propiedades nominales

De la Figura 5.70, se tienen las deformaciones máximas en los aisladores para cada registro utilizado, comparando los resultados de los modelos considerando el efecto del *Upper Bound* y *Lower Bound*, comparando a su vez con el modelo original, que no posee variaciones en la rigidez de los aisladores, además verificando para qué registros las vigas del edificio entraron en rango no lineal.

Se puede notar que, al aumentar la rigidez en los aisladores, que es el modelo *Upper Bound*, disminuye las deformaciones en los aisladores para todos los registros, principalmente para los registros de Christchurch y Kobe donde disminuyó más del 30% la deformación comparada con el modelo sin cambios de la rigidez. Sin embargo, todas las vigas del edificio incursionaron en el rango no lineal para los 4 registros utilizados, mientras que, en el modelo sin cambios de rigidez de los aisladores, en los registros de Concepción, las vigas del cuarto piso se mantuvieron en el rango lineal.

En el modelo con la disminución de la rigidez, es decir el modelo *Lower Bound*, las deformaciones de los aisladores aumentan para todos los registros, principalmente en el registro de Kobe, con un aumento superior al 20% comparado con el modelo sin cambio de rigidez. Por otra parte, al considerar el efecto del *Lower Bound*, en los registros de Christchurch y Concepción generaron menores incursiones no lineales en las vigas del edificio comparado con el modelo sin cambios en la rigidez de los aisladores.

Por otro lado, en la Figura 5.71 se muestra la comparación de la aceleración máxima del piso 4 considerando el efecto del *Upper Bound* y *Lower Bound*, comparando a su vez con el modelo original. Se puede apreciar que el modelo del *Upper Bound* genera mayores aceleraciones de piso comparado con el modelo original para la mayoría de los registros, salvo para el registro de Christchurch. Por otro lado, se puede apreciar que en el modelo del *Lower Bound* las aceleraciones de piso en general son menores al modelo original, y para el registro de Christchurch existe una variación menor al 1%.

## 6. Conclusiones y Comentarios

Se propuso un caso de estudio concordante a los edificios hospitalarios de alta complejidad, según las definiciones del Ministerio Público, que son los edificios que justifican la utilización de aislación basal debido a la importancia de estos para la población, esto ya que se usaron para la construcción del caso de estudio edificios que pertenecen a esta categoría en los distintos servicios de salud, donde los números de piso, secciones transversales de las vigas y columnas de hormigón armado, geometría de las plantas y distribución de las columnas son muy similares en los visto en los planos estructurales y memorias de cálculo de edificios hospitalarios mencionados en el capítulo 2.

Se analizó y diseñó el caso de estudio propuesto, que fue modelado en Etabs, considerando lo propuesto en las normas sísmicas para edificios con base fija NCh 433 of 1996 Mod. 2012, sobre el efecto del tipo de suelo donde esté ubicada la estructura, mediante la modificación del espectro de diseño de la norma. Del análisis realizado, se tuvo que modificar el caso de estudio para poder cumplir con los límites normativos de los desplazamientos relativos entre piso para los suelos D y E, y para ello se necesitó rigidizar la estructura mediante el aumento de las secciones transversales de las columnas y vigas, lo que indirectamente induce a un aumento económico en la construcción de los edificios que se encuentren ubicados en los suelos mencionados. Por otra parte, se analizó y diseñó una estructura con aislación basal, que posee las mismas secciones que el caso 1, donde los límites de los drift cumplen para todos los tipos de suelos mencionados en la norma NCh 2745 of 2013. En lo relativo a las deformaciones de los aisladores, se comparó las deformaciones máximas obtenidos para cada espectro de diseño con las deformaciones máximas establecidas en la norma de edificios con aislación, donde se verificó que éstas se deforman menos que el máximo normativo y que el máximo del aislador. Comparando el diseño realizado, tanto de la estructura con aislación basal con la de base fija, la mayor diferencia radica en las vigas, ya que las solicitaciones sísmicas en el edificio aislado son menores que en el edificio empotrado, por lo que se usan cuantías de acero longitudinal menores comparados con el edificio con base fija, dando a su vez, cuantías de acero transversal menores en las vigas del edificio aislado que en el empotrado. Pero en el caso de las columnas, estas se mantienen iguales para ambos casos, ya que gobierna el área de acero longitudinal mínimo, y la cuantía transversal por confinamiento.

Se realizó un análisis no lineal tiempo – historia modelando la estructura con aislación basal en el software Ruaumoko 2D, considerando las propiedades no lineales de los aisladores utilizados. Usando los registros escogidos, se comparó las curvas de histéresis con los diagramas de momento – curvatura de los elementos de hormigón armado, obteniendo que, en las vigas del primer piso hasta el tercer piso, todas incursionan en el rango no lineal para todos los registros usados, pero en las vigas del cuarto piso, sólo los registros de Kobe 1995, Christchurch 2011 y en menor medida, Maipú 2010 generaron incursiones no lineales. Por otra parte, en las columnas, ninguna incursionó en el rango no lineal, lo que demuestra que es concordante el criterio de columna fuerte – viga débil realizado en el análisis lineal, al diseñar los elementos de hormigón armado mediante marcos intermedios. En lo relativo a los drift entre piso, en la gran mayoría de los registros sobrepasa el límite normativo que es 0,003 para el análisis no lineal tiempo – historia realizado, por lo que se debe rigidizar más la superestructura para poder cumplir con esta condición, ya sea aumentando las secciones transversales de las columnas o agregando muros en el edificio.

En cuanto a los aisladores, y según las curvas de histéresis obtenidas para cada registro, los que generan mayores desplazamientos y demandas de corte en los aisladores son los de Concepción 2010, Kobe 1995 y Christchurch 2011, que es concordante con la respuesta esperada observando en los espectros de pseudo – aceleraciones obtenidas, donde para el registro de Christchurch, se deforma casi al límite máximo de deformación que posee el aislador antes de fallar, según el fabricante. Esto indica que la norma chilena NCh 2745 of 2013 es lo suficientemente conservadora para garantizar la estabilidad de la estructura en los sismos característicos chilenos, independientes del tipo de suelo en que se ubique la estructura, sin embargo, en registros que se encuentren en tipo de suelos D o E pueden generar incursiones no lineales en la mayoría de las vigas del edificio, pero sin llegar al mecanismo de colapso de éste. Por otro lado, para los sismos estudiados que son producidos en fallas geológicas activas, se amplifica la respuesta en el nivel de aislación y en los elementos estructurales, por lo tanto, para sismos de gran magnitud que se originan en fallas geológicas como las usadas en el análisis no lineal, puede generar un colapso global del edificio, recordando que, si el nivel de aislación supera el límite máximo, entonces la estructura colapsa.

En términos de aceleraciones de los pisos, en la mayoría de los registros éstas son menores a las aceleración máxima del suelo (PGA) en los pisos superiores, salvo en el nivel de aislación y en el último piso, los cuales en algunos registros es superior al PGA, sobre todo en el registro de Maipú 2010, y esto se puede deber a que no hay mucha disipación de energía de los aisladores en ese caso, pero en todos los registros disminuyó en el tercer y cuarto piso, por lo que con esta información, se puede realizar nuevas propuestas logística en cuanto a la distribución de funciones en el hospital, usando aquellos pisos donde hay menores aceleraciones para labores complejas como la sala de pabellones, por ejemplo.

Analizando las posibles factores que se pueden generar variaciones en la respuesta sísmica, se verifica las variaciones de la amortiguación, donde, al considera una razón de amortiguamiento de un 15% al modelo, se generan menores incursiones no lineales de los elementos de hormigón armado y menores desplazamientos de los aisladores para los sismos que generan mayores solicitaciones mencionados anteriormente, donde por ejemplo, para el registro de Kobe, disminuye en hasta casi un 30% la deformación de los aisladores y un 15% las demandas de corte, y en términos de aceleraciones de piso, disminuyó de manera significativa en el registro de Concepción 2010 en el nivel de aislación y el primer piso, aproximadamente un 25%, pero en el resto de los registros no disminuyó de manera significativa en el resto de los pisos. Luego, y en base a los resultados obtenidos, no es recomendable usar una razón de amortiguación de un 15%, ya que puede llegar a subestimar la respuesta sísmica del edificio.

Otro factor a considerar es el usado en la norma estadounidense para considerar las posibles variaciones en las propiedades de los aisladores, el *Upper Bound* y el *Lower Bound*, donde se observa que al aumentar la fuerza de fluencia y la rigidez post fluencia de los aisladores, y comparando con los resultados con las propiedades nominales del aislador, todas las vigas del edificio incursionaron en el rango no lineal, aumentando los ciclos de carga y descarga de las vigas y generando mayores deformaciones relativas en la superestructura, además de disminuir las deformaciones de los aisladores un 12% en el registro de Concepción y un 35% en los registros de Kobe y Christchurch aproximadamente, pero aumentando las demandas de corte de los aisladores a un 28% en algunos registros, llegando a ser mayores que el corte máximo del aislador para el registro de concepción. Por otro lado, al disminuir la rigidez post fluencia y la fuerza de fluencia del aislador, generó menores incursiones no lineales en las vigas del edificio, pero aumentando las deformaciones de los aisladores comparado con lo obtenido sin cambiar las propiedades del aislador, donde, para el registro de Christchurch del 2011, la deformación máxima fue de 34,84 [cm], que significa un aumento de un 10% aproximadamente, el cual es mayor a la deformación máxima de los aisladores, que es de 32,5 [cm], generando en la estructura el mecanismo de colapso global.

En base a lo expuesto, puede afirmar que, al incorporar los factores de modificación de las propiedades de los aisladores, genera un aumento en las demandas de corte y deformaciones en los aisladores para los registros chilenos, donde en aquellos que tengan amplificaciones en los períodos característicos de las estructuras aisladas, pueden llegar superar la resistencia al corte del aislador, y generar mayores deformaciones principalmente en registros que se originan en fallas activas. Entonces, al considerar el cambio de las propiedades de los aisladores induce a diseñar de manera más conservadora los edificios con aislación basal, por lo que son factores que pueden ser incorporados en la normativa chilena de diseño sísmico de estructuras con aislación sísmica que se encuentra vigente.

## 7. Referencias

- [1] Ministerio del Interior y Seguridad Pública, “Diagnóstico estado de la Reconstrucción Terremoto Tsunami 27 de febrero de 2010,” 2014.
- [2] Pontificia Universidad Católica de Chile, “Edificios Con Protección Sísmica Desarrollada en Chile Aumentan de 13 a 112 Desde El 27F,” 2017.
- [3] A. K. Chopra, “Dynamics of Structures,” 2012.
- [4] B. H. W. Shenton III, A. Member, and A. N. Lin, “Relative Performance of Fixed-Base and Base-Isolated Concrete Frames,” 1993.
- [5] Adjou N and Haddadou N, “Comparative performance of isolated and fixed-base reinforced concrete structures,” *J. Build. Mater. Struct*, vol. 2, pp. 1–9, 2015.
- [6] P. Pandey, Y. Patel, and P. K. Pandey, “Comparision of Fixed Base and Base Isolation Reinforced Concrete Structure for Seismic Response,” *International Journal of Advance Engineering and Research Development*, vol. 4, no. 4, 2017.
- [7] Instituto Nacional de Normalización, “Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica Analysis and design of buildings with seismic isolation,” 2013.
- [8] M. Komur, “Nonlinear Dynamic Analysis of Isolated and Fixed-Base Reinforced Concrete Structures,” 2011.
- [9] R. Saragoni, “El Mega Terremoto del Maule de 2010: Una Lección de Buena Ingeniería, Pero Con Sorpresas y Nuevos Desafíos,” 2011.
- [10] Y.-C. Ou, J. Song, P.-H. Wang, L. Adidharma, K.-C. Chang, and G. C. Lee, “Ground Motion Duration Effects on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Bridge Columns,” *Journal of Structural Engineering*, vol. 140, no. 3, p. 04013065, Mar. 2014.
- [11] N. Lakshmanan, ; K Sathish Kumar, ; R Sreekala, ; K Muthumani, ; J Guru, and N. Gopalakrishnan, “Experimental Investigations on the Seismic Response of a Base-Isolated Reinforced Concrete Frame Model,” 2008.
- [12] E. Ponce, “Ministerio de Salud: Estructura y funciones,” 2020.
- [13] Moller y Pérez Cotapos, “Memoria de Cálculo Hospital Provincial Cordillera,” 2015.
- [14] L. Breschi, “Memoria de Cálculo Hospital Bi Provincial Quillota Petorca,” 2020.
- [15] E. de La Fuente and S. Luis, “Memoria de Cálculo Hospital Provincial Marga Marga,” 2014.
- [16] Hoffman Stango y Asociados, “Memoria de Cálculo Hospital Doctor Gustavo Fricke Viña del Mar,” 2009.
- [17] Bbats, “Memoria de Cálculo Hospital de La Florida,” 2011.
- [18] Christopoulos C. and Filiatrault A., “Principle of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation,” Pavia, 2006.
- [19] M. Heríquez, “Influencia del Contenido de Frecuencia de los Registros en la Respuesta de Estructuras de Hormigón Armado,” 2013.
- [20] D. R. Pant, A. C. Wijeyewickrema, and M. A. Elgawady, “Appropriate viscous damping for nonlinear time-history analysis of base-isolated reinforced concrete buildings,” *Earthq Eng Struct Dyn*, vol. 42, no. 15, pp. 2321–2339, 2013, doi: 10.1002/eqe.2328.
- [21] A. Carr J, “Ruaumoko2D,” *University of Canterbury*, 2008.
- [22] H. Sezen, M. Asce, and T. Chowdhury, “Hysteretic Model for Reinforced Concrete Columns Including the Effect of Shear and Axial Load Failure,” 2009, doi: 10.1061/ASCE0733-94452009135:2139.
- [23] M. J. N. Priestley, G. M. Calvi, and M. J. Kowalsky, “Displacement-Based Seismic Design of Structures copy,” *IUSS PRESS*, 2007.
- [24] S. Ruiz, E. Kausel, J. Campos, G. R. Saragoni, and R. Madariaga, “Identification of high frequency pulses from earthquake asperities along Chilean subduction zone using strong motion,” *Pure Appl Geophys*, vol. 168, no. 1–2, pp. 125–139, Jan. 2011, doi: 10.1007/s00024-010-0117-x.
- [25] A. Kaiser *et al.*, “The Mw 6.2 Christchurch earthquake of February 2011: Preliminary report,” *New Zealand Journal of Geology and Geophysics*, vol. 55, no. 1. pp. 67–90, Mar. 2012. doi: 10.1080/00288306.2011.641182.
- [26] P. Esper and E. Tachibana, “Lessons from the Kobe earthquake,” *Geological Society Engineering Geology Special Publication*, vol. 15, pp. 105–116, 1998, doi: 10.1144/GSL.ENG.1998.015.01.11.
- [27] L. Sánchez, “Aceleraciones de piso en estructuras con sistemas de aislamiento de base sujetas a terremotos,” *PUC*, 2010.
- [28] Y. S. Choun, J. Park, and I. K. Choi, “Effects of mechanical property variability in lead rubber bearings on the response of seismic isolation system for different ground motions,” *Nuclear Engineering and Technology*, vol. 46, no. 5, pp. 605–618, 2014, doi: 10.5516/NET.09.2014.718.