



**UNIVERSIDAD DE LA FRONTERA  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE OBRAS CIVILES**

**“Vulnerabilidad sísmica de los edificios de baja altura de uso público en la comuna de  
Pitrufquén.”**

**PABLO ANDRÉS SÁNCHEZ RAMÍREZ**

**2020**



**UNIVERSIDAD DE LA FRONTERA  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE OBRAS CIVILES**

**“Vulnerabilidad sísmica de los edificios de baja altura de uso público en la comuna de  
Pitrufquén.”**

**TRABAJO PARA OPTAR AL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL**

**Profesor Guía : Elisa Ivonne Gallardo Arriagada**

**PABLO ANDRÉS SÁNCHEZ RAMÍREZ**

**2020**

**VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS  
DE BAJA ALTURA DE USO PÚBLICO EN LA COMUNA DE PITRUFQUÉN**

**PABLO ANDRÉS SÁNCHEZ RAMÍREZ**

**COMISIÓN EXAMINADORA**

**ELISA IVONNE GALLARDO ARRIAGADA**

**Profesor Guía**

**GUILLERMO JIMENEZ VON**

**BISHOFFSHAUSEN**

Académico Evaluador

**CAMILA ANDREA PARODI FIGUEROA**

Académico Evaluador

**Calificación trabajo escrito :**

**Calificación examen :**

**Calificación final :**

*Dedicado a mis padres Víctor y Patricia.*

## AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecerles a mis padres por el sacrificio que han hecho por cada uno de sus hijos, por su esfuerzo, su cariño y amor. A mis hermanos por siempre estar presentes y apoyándome, a mis abuelos por darme los valores y principios, en especial a mi tata Tito quien desde el cielo sigue cuidándonos y pidiendo como todos los días por sus nietos.

A mis amigos, amigos del colegio, de universidad y de vida, que siempre han estado en las buenas y en las malas los cuales han sido y serán un pilar fundamental en mi vida.

A mi profesora guía, Elisa Gallardo la cual ha depositado su confianza en mí, quiero agradecerle por cada consejo, por la paciencia en explicarme cada vez que le preguntaba algo la cual siempre me dejó una enseñanza, gracias a usted y su ayuda ha sido posible realizar este trabajo.

A los profesores de mi comisión Camila Parodi y Guillermo Jimenez, por los consejos, la ayuda y darse el tiempo de guiarme y responder ante todas mis dudas.

A la Municipalidad de Pitrufquén, por facilitar los antecedentes y equipamientos para realizar la investigación. A Tito, Miguel, Cristian, Daniela y Mario quienes pusieron a disposición sus conocimientos para ayudarme en lo que necesitaba.

A todos aquellos que han aportado un granito de arena para poder llegar a este momento, muchas gracias.

## RESUMEN

En la presente investigación se darán a conocer los resultados obtenidos para la calificación sísmica de nueve edificios de baja altura de uso público en la comuna de Pitrufquén, mediante las metodologías del Perfil Bio-Sísmico (1997), Vulnerabilidad sísmica propuesta por Hirosawa y calibrada por Boroschek (1996); y mediante un análisis no lineal de tipo Pushover.

Dentro de las limitantes para realizar la investigación se considera la obtención de los antecedentes necesarios para cada metodología, debido a que son edificios construidos en su mayoría a fines del siglo pasado, algunos no contaban con planos estructurales para realizar los análisis, por lo cual se realizó una campaña in situ para verificar dimensiones y materialidades de los elementos estructurales.

En general, se obtuvieron resultados dentro de los rangos normales para las tres metodologías, presentando un buen comportamiento de los edificios ante terremotos de grandes magnitudes calificándolos como seguros, lo cual es esperable producto del buen desempeño de los edificios analizados durante el terremoto de Cobquecura en el año 2010.

Dentro de los problemas observados, se puede destacar la excesiva rigidez en la mayoría de las estructuras de las edificaciones, además, problemas de excentricidad dinámica producto de la distribución de los elementos estructurales verticales que generan una diferencia entre centros de masas y rigidez fuera de los rangos normales.

Según los resultados obtenidos, el autor considera a las tres metodologías un buen mecanismo para evaluar vulnerabilidad sísmica en edificios de baja altura, presentando conclusiones similares para cada uno de los edificios.

## Índice de contenidos

Capítulo 1. Introducción.....	1
1.1 Planteamiento del Problema.....	1
1.2 Objetivos del Trabajo.....	2
Capítulo 2. Antecedentes Generales.....	4
2.1 Perfil Bio-Sísmico.....	4
2.1.1 Indicadores de Rigidez.....	5
2.1.1.1 Cociente Altura Total / Periodo Primer Modo Traslacional.....	5
2.1.1.2 Efecto P- $\Delta$ .....	6
2.1.1.3 Desplazamiento del Nivel Superior.....	8
2.1.1.4 Máximos Desplazamientos de Entrepiso medido en el Centro de Masa.....	9
2.1.1.5 Máximos Desplazamientos de Entrepiso en Puntos Extremos.....	9
2.1.2 Indicadores de Acoplamiento.....	10
2.1.2.1 Periodo Rotacional / Periodo Traslacional.....	10
2.1.2.2 Masa Equivalente Rotacional Acoplada / Masa Equivalente Traslacional Directa	11
2.1.2.3 Excentricidad Dinámica / Radio de Giro Basal.....	11
2.1.2.4 Masa Equivalente Traslacional Acoplada / Masa Equivalente Traslacional Directa	12
2.1.2.5 Corte Basal Acoplado / Corte Basal Directo.....	13
2.1.2.6 Momento Volcante Basal Acoplado / Momento Volcante Basal Directo.....	13
2.1.3 Indicadores de Redundancia Estructural y Demanda de Ductilidad.....	14
2.1.3.1 Número de elementos relevantes en la resistencia sísmica.....	14
2.1.3.2 Factor de Reducción Espectral Efectivo, R**.....	15
2.2 Vulnerabilidad Sísmica.....	16
2.2.1 Método de Hirosawa.....	16
2.2.1.1 Cálculo del Índice Is.....	17

2.2.1.2	Cálculo del Índice Iso .....	27
2.3	Procedimiento Capacidad Demanda (Análisis Pushover).....	28
2.4	Zona de Estudio.....	32
2.4.1	Contexto Urbano de Pitrufrquén.....	32
2.4.2	Edificios Seleccionados.....	32
Capítulo 3.	Metodología de trabajo.....	36
3.1	Definición de la zona de estudio.....	36
3.2	Recolección de antecedentes .....	36
3.3	Planos estructurales, mecánicas de suelos y otros.....	37
3.4	Cálculos indicadores del Perfil Bio-Sísmico.....	37
3.5	Cálculo Vulnerabilidad Sísmica de Hirosawa (Calibrada por Boroscheck) .....	38
3.6	Análisis no lineal .....	38
Capítulo 4.	Resultados y Análisis .....	41
4.1	Resultados Perfil Bio-Sísmico.....	41
4.1.1	Indicador Cociente Altura Total / Período Primer Modo Traslacional .....	42
4.1.2	Indicador Efecto P- $\Delta$ .....	43
4.1.3	Indicador Desplazamiento del Nivel Superior.....	43
4.1.4	Indicador Máximos Desplazamientos de Entrepiso Medido en el Centro de Masa.	44
4.1.5	Indicador Máximo Desplazamiento de Entrepiso en Puntos Extremos. ....	45
4.1.6	Indicador Período Rotacional / Período Traslacional.....	45
4.1.7	Indicador Masa Equivalente Rotacional Acoplada / Masa Equivalente Traslacional Directa.	46
4.1.8	Indicador Excentricidad Dinámica / Radio de Giro Basal. ....	47
4.1.9	Masa Equivalente Traslacional Acoplada / Masa Equivalente Traslacional Directa.	48
4.1.10	Indicador Corte Basal Acoplado / Corte Basal Directo.....	48
4.1.11	Indicador Momento Basal Acoplado / Momento Basal Directo. ....	49



4.1.12	Indicador Número de Elementos Relevantes en la Resistencia Sísmica.....	50
4.1.13	Indicador Factor de Reducción Espectral Efectivo $R^{**}$ . .....	51
4.2	Resultados Vulnerabilidad Sísmica por Hirosawa. ....	52
4.2.1	Cálculo del índice de juicio estructural .....	52
4.2.2	Resultados para la Dirección Sismo en X. ....	54
4.2.3	Resultados para la Dirección Sismo en Y. ....	55
4.3	Resultados Análisis No Lineal. ....	56
4.4	Análisis Edificios Fuera de Rango. ....	57
Capítulo 5.	Conclusiones.....	60
Capítulo 6.	Bibliografía.....	63
Anexo A.	Mapas ubicación de Pitrufuquén. ....	66
Anexo B.	Antecedentes generales edificios seleccionados.....	68
Anexo C.	Plantas estructurales de cada edificio según modelación en ETABS.....	87
Anexo D.	Demandas sísmicas según VISION2000.....	100
Anexo E.	Tablas de resultado Perfil Bio-Sísmico. ....	104
Anexo F.	Resultados Vulnerabilidad Sísmica de Hirosawa.....	112
Anexo G.	Figuras análisis no lineal. ....	127

## Índice de tablas

Tabla 2.1. Valores de los coeficientes $\alpha_i$ .....	19
Tabla 2.2. Valores de $G_i$ y $R_i$ .....	22
Tabla 2.3. Deformación permanente $T1$ . .....	25
Tabla 2.4. Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo $T2$ . .....	25
Tabla 2.5. Incendios $T3$ .....	26
Tabla 2.6. Uso del cuerpo o bloque $T4$ . .....	26
Tabla 2.7. Tipo de daño estructural $T5$ . .....	26
Tabla 2.8. Clasificación de daños causado por sismos (Iglesias, 1989).....	26
Tabla 2.9. Daño por nivel de desempeño según VISION 2000. ....	29
Tabla 2.10. Niveles de demanda sísmica.....	30
Tabla 2.11. Edificios seleccionados. ....	33
Tabla 4.1. Resumen edificios con indicadores fuera de rango. ....	57
Tabla A. 1. Espesores elementos estructurales en cm, Bloque A Municipalidad .....	87
Tabla A. 2. Espesores elementos estructurales en cm, Bloque A Municipalidad .....	89
Tabla A. 3. Espesores elementos estructurales en cm, Bloque A Municipalidad .....	90
Tabla A. 4. Espesores elementos estructurales en cm, Bloque A Municipalidad .....	92
Tabla A. 5. Espesores elementos estructurales en cm, Bloque A Municipalidad .....	93
Tabla A. 6. Espesores elementos estructurales en cm, Banco Estado. ....	94
Tabla A. 7. Espesores elementos estructurales en cm, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 1. .....	96
Tabla A. 8. Espesores elementos estructurales en cm, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 2. .....	97
Tabla A. 9. Espesores elementos estructurales en cm, Colegio Adventista. ....	98
Tabla A. 10. Resultados indicador Altura total / periodo primer modo traslacional.....	104
Tabla A. 11. Resultados indicador efecto $P\Delta$ .....	104
Tabla A. 12. Resultados indicador desplazamiento del nivel superior.....	104
Tabla A. 13. Resultados indicador máximos desplazamientos de entrepiso medido en el centro de masa .....	105

Tabla A. 14. Resultados indicador máximos desplazamientos de entrepiso en puntos extremos. ....	105
Tabla A. 15. Resultados indicador Periodo rotacional / Periodo traslacional. ....	106
Tabla A. 16. Resultados indicador Masa equivalente rotacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa. ....	106
Tabla A. 17. Resultados indicador Excentricidad dinámica / radio de giro basal. ....	107
Tabla A. 18. Resultados indicador Masa equivalente traslacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa. ....	107
Tabla A. 19. Resultados indicador Corte basal acoplado / Corte basal directo. ....	108
Tabla A. 20. Resultados indicadores Momento volcante basal acoplado / Momento volcante basal directo. ....	108
Tabla A. 21. Resultados indicador Número de elementos relevantes en la acción sísmica. ....	109
Tabla A. 22. Resultados indicador factor de redundancia espectral efectivo $R^{**}$ . ....	109
Tabla A. 23. Resultados indicador factor de redundancia espectral efectivo $R^{**}$ . ....	110

## Índice de figuras

Figura 2.1. Efecto P- $\Delta$ .....	6
Figura 2.2. Momento basal por el efecto P- $\Delta$ . .....	7
Figura 2.3. Desplazamiento del nivel superior edificio N pisos.....	8
Figura 2.4. Ejemplo número de ejes resistentes. ....	14
Figura 2.5. Secuencia análisis no lineal tipo Pushover (Martinez, 2012). ....	28
Figura 2.6. Diagrama de Capacidad vs Demanda. ....	31
Figura 2.7. Zona de estudio edificios seleccionados (Fuente: Google Earth). ....	33
Figura 4.1. Resultado indicador 1 para sismo en X e Y. ....	42
Figura 4.2. Resultado indicador 2 para sismo en X e Y. ....	43
Figura 4.3. resultado indicador 3 para sismo en X e Y. ....	43
Figura 4.4. Resultado indicador 4 para sismo en X e Y. ....	44
Figura 4.5. Resultado indicador 5 para sismo en X e Y. ....	45
Figura 4.6. Resultado indicador 6 para sismo en X e Y. ....	45
Figura 4.7. Resultado indicador 7 para sismo en X e Y. ....	46
Figura 4.8. Resultado indicador 8 para sismo en X e Y. ....	47
Figura 4.9. Resultado indicador 9 para sismo en X e Y. ....	48
Figura 4.10. Resultado indicador 10 para sismo en X e Y. ....	48
Figura 4.11. Resultado indicador 11 para sismo en X e Y. ....	49
Figura 4.12. Resultado indicador 12 para sismo en X e Y. ....	50
Figura 4.13. Resultado indicador 13 para sismo en X e Y. ....	51
Figura 4.14. Resultados Vulnerabilidad propuesta por Hirosawa por piso para cada edificio en dirección sismo en X. ....	54
Figura 4.15. Resultados Vulnerabilidad propuesta por Hirosawa por piso para cada edificio para dirección sismo en Y. ....	55
Figura 4.16. Puntos de desempeños edificios seleccionados, en ambas direcciones de análisis... ..	56
Figura A. 1Ubicación Territorial de la comuna de Pitrufoquén (Fuente: PLADECO 2014 – 2017). .....	66
Figura A. 2Ubicación y accesos a la comuna de Pitrufoquén (Fuente: PLADECO 2014 – 2017). ..	66
Figura A. 3. Antecedentes generales Municipalidad de Pitrufoquén, Bloque A.....	68
Figura A. 4. Espectro de diseño Municipalidad de Pitrufoquén, Bloque A. ....	69

Figura A. 5. Antecedentes generales Municipalidad de Pitrufrquén, Bloque B. ....	70
Figura A. 6. Espectro de diseño Municipalidad de Pitrufrquén, Bloque B. ....	71
Figura A. 7. Antecedentes generales Liceo Politécnico Pitrufrquén. ....	72
Figura A. 8. Espectro de diseño Liceo Politécnico Pitrufrquén.....	73
Figura A. 9. Antecedentes generales Colegio Madres Domínicas, Edificio 1. ....	74
Figura A. 10. Espectro de diseño Colegio Madres Domínicas, Edificio 1.....	75
Figura A. 11. Antecedentes generales Colegio Madres Domínicas, Edificio 2. ....	76
Figura A. 12. Espectro de diseño Colegio Madres Domínicas, Edificio 2.....	77
Figura A. 13. Antecedentes generales Banco Estado. ....	78
Figura A. 14. Espectro de diseño Banco Estado.....	79
Figura A. 15. Antecedentes generales Escuela Unión Latinoamericana, Edificio 1. ....	80
Figura A. 16. Espectro de diseño Escuela Unión Latinoamericana, Edificio 1. ....	81
Figura A. 17. Antecedentes generales Escuela Unión Latinoamericana, Edificio 2.....	82
Figura A. 18. Espectro de diseño Escuela Unión Latinoamericana, Edificio 2. ....	83
Figura A. 19. Antecedentes generales Colegio Adventista. ....	84
Figura A. 20. Espectro de diseño Colegio Adventista.....	85
Figura A. 21. Planta primer piso, Bloque A Municipalidad.....	87
Figura A. 22. Planta Segundo piso, Bloque A Municipalidad. ....	87
Figura A. 23. Vista 3D , Bloque A Municipalidad.....	88
Figura A. 24. Vista 3D, Bloque B Municipalidad.....	88
Figura A. 25. Planta primer y Segundo piso, Bloque B Municipalidad. ....	89
Figura A. 26. Vista 3D, Liceo Politécnico Pitrufrquén.....	89
Figura A. 27. Planta primer piso, Liceo Politécnico Pitrufrquén.....	90
Figura A. 28. Planta segundo piso, Liceo Politécnico Pitrufrquén.....	90
Figura A. 29. Planta tercer piso, Liceo Politécnico Pitrufrquén. ....	91
Figura A. 30. Vista 3D, Colegio Madres Domínicas Edificio 1.....	91
Figura A. 31. Planta primer piso, Colegio Madres Domínicas Edificio 1.....	91
Figura A. 32. Planta segundo piso, Colegio Madres Domínicas Edificio 1. ....	92
Figura A. 33. Vista 3D, Colegio Madres Domínicas Edificio 2.....	92
Figura A. 34. Planta primer piso, Colegio Madres Domínicas Edificio 2.....	93
Figura A. 35. Planta segundo piso, Colegio Madres Domínicas Edificio 2. ....	93
Figura A. 36. Vista 3D, Banco Estado. ....	94
Figura A. 37. Planta primer y Segundo piso, Banco Estado. ....	94

Figura A. 38. Vista 3D, Escuela Unión Latinoamericana, edificio 1. ....	95
Figura A. 39. Planta primer piso, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 1. ....	95
Figura A. 40. Planta segundo piso, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 1.....	95
Figura A. 41. Vista 3D, Escuela Unión Latinoamericana, edificio 2. ....	96
Figura A. 42. Planta primer piso, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 2. ....	96
Figura A. 43. Planta segundo piso, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 2.....	96
Figura A. 44. Vista 3D, Colegio Adventista .....	97
Figura A. 45. Plantas primer y segundo piso, Colegio Adventista.....	97
Figura A. 46. Demandas Sísmicas según VISIÓN 2000 para los edificios en análisis (1/3). ....	100
Figura A. 47. Demandas Sísmicas según VISIÓN 2000 para los edificios en análisis (2/3). ....	101
Figura A. 48. Demandas Sísmicas según VISIÓN 2000 para los edificios en análisis (3/3). ....	102
Figura A. 49. Resultados Hirosawa dirección X Municipalidad de Pitrufrquén. ....	112
Figura A. 50. Resultados Hirosawa dirección Y Municipalidad de Pitrufrquén. ....	113
Figura A. 51. Resultados Hirosawa dirección X, Liceo Politécnico Pitrufrquén. ....	114
Figura A. 52. Resultados Hirosawa dirección Y, Liceo Politécnico Pitrufrquén. ....	115
Figura A. 53. Resultados Hirosawa dirección X, Colegio Madres Domínicas Edificio 1. ....	116
Figura A. 54. Resultados Hirosawa dirección Y, Colegio Madres Domínicas Edificio 1. ....	117
Figura A. 55. Resultados Hirosawa dirección X, Colegio Madres Domínicas Edificio 2. ....	118
Figura A. 56. Resultados Hirosawa dirección Y, Colegio Madres Domínicas Edificio 2. ....	119
Figura A. 57. Resultados Hirosawa dirección X, Banco Estado. ....	120
Figura A. 58. Resultados Hirosawa dirección Y, Banco Estado. ....	121
Figura A. 59. Resultados Hirosawa dirección X, Escuela Unión Latinoamericana. ....	122
Figura A. 60. Resultados Hirosawa dirección Y, Escuela Unión Latinoamericana. ....	123
Figura A. 61. Resultados Hirosawa dirección X, Colegio Adventista. ....	124
Figura A. 62. Resultados Hirosawa dirección Y, Colegio Adventista. ....	125
Figura A. 63. Curvas de Capacidad en la dirección sismo en X. ....	127
Figura A. 64. Curvas de capacidad en la dirección sismo en Y. ....	128
Figura A. 65. Punto de desempeño Pushover X, Bloque A Municipalidad. ....	129
Figura A. 66. Punto de desempeño Pushover Y, Bloque A Municipalidad. ....	129
Figura A. 67. Punto de desempeño Pushover X, Bloque B Municipalidad. ....	130
Figura A. 68. Punto de desempeño Pushover Y, Bloque B Municipalidad. ....	130
Figura A. 69. Punto de desempeño Pushover X, Liceo Politécnico Pitrufrquén. ....	131
Figura A. 70. Punto de desempeño Pushover Y, Liceo Politécnico Pitrufrquén. ....	131

Figura A. 71. Punto de desempeño Pushover X, Colegio Madres Domínicas Edificio 1. ....	132
Figura A. 72. Punto de desempeño Pushover Y, Colegio Madres Domínicas Edificio 1. ....	132
Figura A. 73. Punto de desempeño Pushover X, Colegio Madres Domínicas Edificio 2. ....	133
Figura A. 74. Punto de desempeño Pushover Y, Colegio Madres Domínicas Edificio 2. ....	133
Figura A. 75. Punto de desempeño Pushover X, Banco Estado. ....	134
Figura A. 76. Punto de desempeño Pushover Y, Banco Estado. ....	134
Figura A. 77. Punto de desempeño Pushover X, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 1....	135
Figura A. 78. Punto de desempeño Pushover Y, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 1....	135
Figura A. 79. Punto de desempeño Pushover X, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 2....	136
Figura A. 80. Punto de desempeño Pushover Y, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 2....	136
Figura A. 81. Punto de desempeño Pushover X, Colegio Adventista. ....	137
Figura A. 82. Punto de desempeño Pushover Y, Colegio Adventista. ....	137

# **CAPÍTULO 1**

## **INTRODUCCIÓN**



## Capítulo 1. Introducción

### 1.1 Planteamiento del Problema

Chile es reconocido internacionalmente por ser uno de los países con mayor actividad sísmica en el mundo, debido a que se encuentra ubicado sobre dos placas tectónicas, la Sudamericana y la de Nazca (Scholz, 2002). Los primeros registros escritos en el continente Sudamericano a mediados del año 1500, describen la ocurrencia de un terremoto de gran magnitud en el territorio nacional con una frecuencia de doce años aproximadamente (Beck *et al.*, 1998).

En el año 1960 en la ciudad de Valdivia y en 1985 en Algarrobo, ocurrieron terremotos de gran magnitud en los cuales, a pesar de los daños y pérdidas de vidas humanas, la mayoría de los edificios construidos tuvieron un comportamiento satisfactorio ante estos terremotos. Debido a esto, es que Chile se ha posicionado mundialmente como uno de los países pioneros en el diseño sísmico de edificios, cuya resistencia se basa en muros de corte los cuales son la base estructural para sobrellevar los efectos de los sismos, es por esto que a nivel global se conoce como “Edificio Chileno” a una estructura en base a muros cortantes, como lo son la mayoría de los edificios en Chile. Sin embargo, en el año 2010 en la ciudad de Cobquecura ocurrió el terremoto de mayor intensidad registrado en los últimos 20 años. Producto de este fenómeno es que en diversas ciudades cercanas al epicentro del sismo los edificios presentaron fallas en sus estructuras, por lo cual se vio la necesidad de evaluar la vulnerabilidad sísmica de los edificios en el país. Dicho terremoto no tan solo ocasiono daños estructurales sino también afecto a nivel económico a Chile con un costo de 30 millones de dólares para el estado, afectando a más de 2.5 millones de personas post terremoto y tsunami (Mella y Polanco, 2012).

Debido a lo anterior es que es necesario evaluar el “estado de salud de un edificio”, término acuñado por el ingeniero civil Don Tomas Guendelman, el cual junto a Mario Guendelman y Jorge Lindenberg desarrollaron una metodología en la cual mediante un conjunto de indicadores detectan las deficiencias de diseño de la estructura de un edificio y permite definir correcciones al momento de diseñar una edificación, esta metodología tiene por nombre “Perfil Bio-Sísmico de edificios” (Guendelman *et al.*, 1997).

Por otro lado, existen metodologías para determinar el riesgo sísmico de un edificio a partir de la relación entre la peligrosidad y vulnerabilidad sísmica, este último mediante un análisis cualitativo y/o cuantitativo de la estructura, permite calcular un índice de vulnerabilidad asociado a un nivel de daño producto de un terremoto. Dentro de las metodologías, se destaca la de Hirosawa (1992), la cual evalúa la vulnerabilidad sísmica en edificaciones de baja altura considerando diferentes tipos de estructuración.

Las metodologías mencionadas, estiman de manera acertada la vulnerabilidad sísmica de los edificios, sin embargo, para poder estimar el daño real que puede ocasionar un terremoto de gran magnitud es necesario un análisis más riguroso, es por ello que el análisis de tipo no lineal estático es una buena y sencilla metodología para estimar el nivel de daño producto de un evento sísmico.

## **1.2 Objetivos del Trabajo**

El objetivo principal de la investigación es:

- Calificar sísmicamente edificios de uso público ubicados en la comuna de Pitrufquén mediante las metodologías del Perfil Bio-Sísmico y Vulnerabilidad Sísmica propuesta por Hirosawa y evaluar el nivel de daño mediante un análisis no lineal estático.

Los objetivos específicos de la investigación son:

1. Realizar un catastro de los edificios de baja altura de uso público de la zona urbana de la comuna de Pitrufquén.
2. Evaluar los indicadores sísmicos propuestos en la metodología del Perfil Bio-Sísmico.
3. Calificar los edificios mediante la metodología de vulnerabilidad sísmica propuesta por Hirosawa y calibrada para las tipologías de edificios chilenos.
4. Evaluar el nivel de daño mediante un análisis no lineal estático tipo Pushover.
5. Comparar los parámetros y resultados de las metodologías.

**CAPÍTULO 2**  
**ANTECEDENTES GENERALES**

## Capítulo 2. Antecedentes Generales

### 2.1 Perfil Bio-Sísmico

El Perfil Bio-Sísmico, es una metodología la cual mediante la evaluación de algunos indicadores estructurales permite evaluar el “estado de salud” de un edificio (Guendelman *et al.*, 2010). Actualmente cuenta con 3 versiones, que incorpora edificios desde baja altura hasta rascacielos. En sus inicios en la versión 1.0 se consideraron 585 casos de estudios, los cuales son edificios reales construidos entre los años 1997 y 2017 en Chile de baja, mediana y gran altura.

#### Indicadores del “Perfil Bio-Sísmico”

Para el presente estudio se utilizará la versión 1.0 de la metodología, debido a que la muestra considerada en el estudio son edificios de baja altura, ajustándose de mejor manera a la versión mencionada del perfil Bio-Sísmico.

Los 13 indicadores mencionados anteriormente, se clasifican en tres grupos:

- 1) Indicadores de Rigidez.
- 2) Indicadores de Acoplamiento.
- 3) Indicadores de Redundancia Estructural y Demanda de Ductilidad.

Los indicadores de rigidez miden el grado de flexibilidad del edificio, estos indicadores se calculan considerando los periodos de mayor masa equivalente traslacional y rotacional, además considera los desplazamientos máximos estipulados en la normativa sísmica vigente. Los indicadores de acoplamiento, miden el comportamiento del edificio producto de una carga sísmica, es decir, permite saber si la estructura presenta amplificaciones de la respuesta producto de tener periodos de similares magnitudes. Los indicadores de redundancia estructural, permiten conocer la capacidad de la estructura a redistribuir los esfuerzos por medio del número de ejes resistentes asociado a la planta estructural del edificio y además permite determinar si el edificio posee reservas de ductilidad a través del factor de reducción espectral efectivo ( $R^{**}$ ). (Horacio Ríos, 2006).

## 2.1.1 Indicadores de Rigidez

### 2.1.1.1 Cociente Altura Total / Periodo Primer Modo Traslacional.

Este indicador es usado por varias metodologías para determinar la vulnerabilidad sísmica en edificios, y a su vez es uno de los mejores parámetros para medir la rigidez traslacional del edificio, debido a que no es necesario un análisis normativo para su cálculo. En palabras sencillas, el indicador mide que tan rígido o flexible es el edificio, un ejemplo a esto es: al aumentar la altura (H) de un edificio manteniendo su rigidez, su periodo (T) aumenta. Al contrario, si se aumenta la rigidez del edificio y se mantiene constante la altura (H), el periodo (T) disminuye.

Tomas Guendelman recomienda, que la altura H, sea considerada desde el sello de fundación del edificio hasta el último piso que aporte rigidez a la estructura, es decir, si el último piso pesa un 10% o menos que el piso inferior no se considera dentro de la altura total (H).

Por lo tanto, el indicador queda definido según la *ecuación (2.1)* y *(2.2)*.

$$\text{Sismo } X \rightarrow \frac{H}{T_x} \quad (2.1)$$

$$\text{Sismo } Y \rightarrow \frac{H}{T_y} \quad (2.2)$$

El rango de los valores de  $H/T$  es el siguiente:

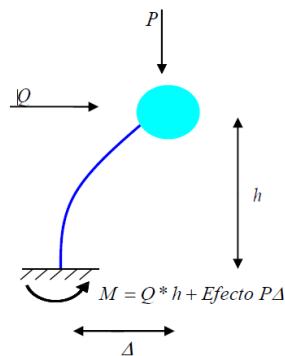
- Entre 20 (*mt/seg*) y 40 (*mt/seg*) indica un edificio flexible.
- Entre 40 (*mt/seg*) y 70 (*mt/seg*) indica un edificio con rigidez normal.
- Entre 70 (*mt/seg*) y 150 (*mt/seg*) indica un edificio rígido.

Para los valores no indicados anteriormente se sugiere lo siguiente:

- Valores inferiores a 20 (*mt/seg*) indica un edificio extremadamente flexible, en el cual probablemente presentara problemas de desplazamiento según las normativas de análisis y diseño sísmico.
- Valores superiores a 150 (*mt/seg*) indica un edificio con excesiva rigidez lateral.

### 2.1.1.2 Efecto P-Δ

Este efecto se produce al aplicar cargas de tipo gravitacional externas sobre la estructura de configuración deformada (Prado, 2011). Esto se ve reflejado en la Figura 2.1 en el cual se idealiza un edificio mediante una varilla empotrada en su base en donde su masa se encuentra posicionada en el extremo opuesto al apoyo y excitada por cargas externas y cargas gravitacionales. El momento generado por la carga  $Q$  y la altura  $h$ , es sumado al momento generado por la carga gravitacional  $P$  y desplazamiento  $\Delta$ . El primer momento corresponde al momento volcante basal y el segundo corresponde al momento generado por el efecto P-Δ, su cociente permite el cálculo de este indicador. Este efecto se puede ignorar si el valor del indicador varía entre 0 y 0.5.

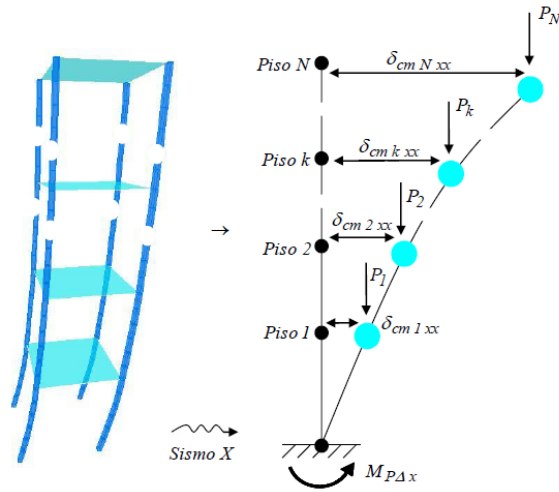


**Figura 2.1.** Efecto P-Δ

En términos teóricos, el momento volcante basal, se obtiene de la *ecuación* (2.3), la cual se calcula luego de haber realizado el análisis modal espectral según norma sísmica.

$$Mv_{onxx} = F_{Nnx}^u H + \dots + F_{Knx}^u Z_k + \dots + F_{Lnx}^u Z_l \quad (2.3)$$

El momento generado el efecto P-Δ, se calcula mediante la suma de los momentos generados producto de los pesos de cada piso por sus respectivos desplazamientos laterales. Esto se ve representado en la Figura 2.2 para un edificio de n pisos.



**Figura 2.2.** Momento basal por el efecto P- $\Delta$ .

De este modo el momento  $P\Delta$ , se calcula según las *ecuaciones* (2.4) y (2.5).

$$M_{P\Delta x} = \sum_{j=1}^N P_j \delta_{cm j xx} \quad (2.4)$$

$$M_{P\Delta y} = \sum_{j=1}^N P_j \delta_{cm j yy} \quad (2.5)$$

Además, según lo anterior el indicador queda definido por las *ecuaciones* (2.6) y (2.7).

$$Sismo X \rightarrow \frac{M_{P\Delta x}}{Mv_{0xx}} \quad (2.6)$$

$$Sismo Y \rightarrow \frac{M_{P\Delta y}}{Mv_{0yy}} \quad (2.7)$$

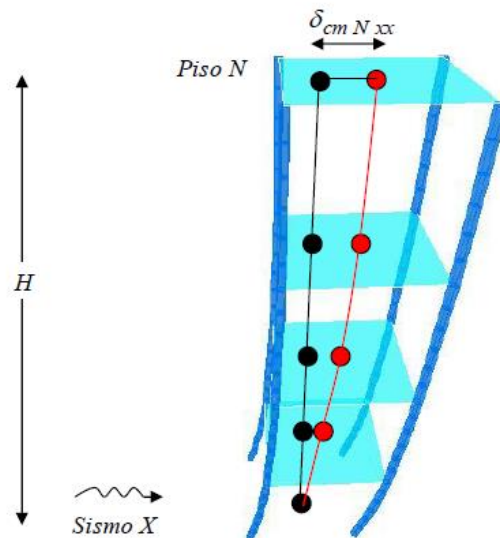
### 2.1.1.3 Desplazamiento del Nivel Superior

Este indicador se basa en las restricciones de deformaciones estipuladas en la normativa NCh433 Of96 modificada el 2009 (INN, 1996) complementada con Decreto Supremo 61 (MINVU, 2011), según el párrafo 5.9. según los autores del Perfil Bio-Sísmico los desplazamientos de nivel superior varían:

- Entre  $0,001H$  y  $0,002H$  para edificios flexibles.
- En torno a  $0,005H$  para edificios con rigideces normales.

Además, recomiendan que los valores del indicador no sean menores a  $0,002H$ , con la finalidad de evitar estructuras demasiado rígidas.

La Figura 2.3, presenta gráficamente como se aplica el indicador a un edificio de  $N$  pisos, en el cual el desplazamiento del nivel superior corresponde a la distancia que se desplaza el centro de gravedad con respecto al nivel basal y el piso  $N$  del edificio. Cabe destacar que para el cálculo de este parámetro si producto del análisis modal espectral se necesita una corrección del espectro sísmico por cortante basal, esta corrección no se considera para determinar este indicador.



**Figura 2.3.** Desplazamiento del nivel superior edificio  $N$  pisos.



Por lo tanto, el indicador se calcula mediante las *ecuaciones* 2.8 y 2.9.

$$\text{Sismo } X \rightarrow \frac{1000 * \delta_{cm N xx}}{H} \leq 2 \quad (2.8)$$

$$\text{Sismo } Y \rightarrow \frac{1000 * \delta_{cm N yy}}{H} \leq 2 \quad (2.9)$$

#### 2.1.1.4 Máximos Desplazamientos de Entrepiso medido en el Centro de Masa

Al igual que el anterior, este indicador se basa en las restricciones de deformaciones de la normativa sísmica, según párrafo 5.9.2 el cual limita el desplazamiento entre centros de gravedad de pisos consecutivos a un 2 por mil de la altura de entre piso. Según lo anterior el indicador queda acotado por las *ecuaciones* (2.10) y (2.11).

$$\text{Sismo } X \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1000 * \Lambda_{cm xx}}{h} \leq 2 \\ \frac{1000 * \Lambda_{cm xy}}{h} \leq 2 \end{array} \right. \quad (2.10)$$

$$\text{Sismo } Y \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1000 * \Lambda_{cm yy}}{h} \leq 2 \\ \frac{1000 * \Lambda_{cm yx}}{h} \leq 2 \end{array} \right. \quad (2.11)$$

#### 2.1.1.5 Máximos Desplazamientos de Entrepiso en Puntos Extremos

Al igual que el anterior, este indicador se basa en las restricciones de deformaciones de la normativa sísmica, según párrafo 5.9.3 el cual limita los desplazamientos incrementales en cualquier punto de la planta de los edificios con respecto a su centro de masa, para el cálculo de este indicador al igual que los anteriores se incluye la torsión accidental a los estados de carga sísmica.

La norma sísmica restringe el desplazamiento incremental a 1 por mil de la altura de entre piso. Por lo tanto, el cálculo del indicador queda acotado por las *ecuaciones* (2.12) y (2.13)

$$Sismo X \rightarrow \max \begin{cases} \frac{1000 * (\Lambda_{Axx} - \Lambda_{cmxx})}{h} \leq 1 \\ \frac{1000 * (\Lambda_{Axy} - \Lambda_{cmxy})}{h} \leq 1 \end{cases} \quad (2.12)$$

$$Sismo Y \rightarrow \max \begin{cases} \frac{1000 * (\Lambda_{Ayy} - \Lambda_{cm yy})}{h} \leq 1 \\ \frac{1000 * (\Lambda_{Ayx} - \Lambda_{cm yx})}{h} \leq 1 \end{cases} \quad (2.13)$$

## 2.1.2 Indicadores de Acoplamiento

### 2.1.2.1 Periodo Rotacional / Periodo Traslacional

Este indicador mide el acoplamiento modal de la estructura mediante el cociente entre el periodo rotacional y periodo traslacional con mayor masa equivalente, es decir, mide la sintonía modal de la estructura la cual los autores de la metodología la definen como la interacción entre modos con frecuencias de vibración similares. Además, recomiendan que el cociente entre los periodos fundamentales se aleje de la unidad, aproximadamente un 20% para que no se produzca la sintonía modal.

De esta forma para cada dirección de análisis el parámetro se calcula según las *ecuaciones* (2.14) y (2.15).

$$Sismo X \rightarrow \frac{T_R}{T_x} \quad (2.14)$$

$$Sismo Y \rightarrow \frac{T_R}{T_y} \quad (2.15)$$

### 2.1.2.2 Masa Equivalente Rotacional Acoplada / Masa Equivalente Traslacional Directa

Al igual que el anterior, mide el grado de acoplamiento modal de la estructura, pero en el sentido rotacional. Su cálculo deriva del cociente entre la masa equivalente rotacional acoplada y masa equivalente traslacional directa correspondiente a los modos fundamentales de la estructura.

De lo anterior, el indicador se calcula según las *ecuaciones* (2.16) y (2.17).

$$\text{Sismo } X \rightarrow \frac{M_{nx\theta}}{M_{nx}} \quad (2.16)$$

$$\text{Sismo } Y \rightarrow \frac{M_{ny\theta}}{M_{ny}} \quad (2.17)$$

De las ecuaciones anteriores, al ser un cociente entre momentos genera un valor adimensional, por lo cual para que el indicador tome unidades consistentes, se debe sustituir la masa rotacional acoplada por una equivalente, de esta forma las *ecuaciones* (2.18) y (2.19) presentan la transformación antes mencionada.

$$M_{nx\theta} = \frac{L_{nx}(\sum_{j=2N+1}^{3N} \left(\frac{J_j}{r_j}\right) (\phi_{j,n}))}{M_n} \quad (2.18)$$

$$M_{ny\theta} = \frac{L_{ny}(\sum_{j=2N+1}^{3N} \left(\frac{J_j}{r_j}\right) (\phi_{j,n}))}{M_n} \quad (2.19)$$

### 2.1.2.3 Excentricidad Dinámica / Radio de Giro Basal

Este indicador mide la interacción entre el grado de acoplamiento rotacional del edificio y la capacidad que tiene este para resistir la torsión generada por la acción sísmica. Se define la excentricidad dinámica como el cociente entre el momento torsor basal con respecto al centro de masa del edificio y el cortante basal directo, para este análisis no se considera la torsión accidental.

De esta forma la excentricidad dinámica se calcula según las *ecuaciones* (2.20) y (2.21).

$$\text{Sismo } X \rightarrow e_x = \frac{Mt_{bx}}{Q_{bx}} \quad (2.20)$$

$$\text{Sismo } Y \rightarrow e_y = \frac{Mt_{by}}{Q_{by}} \quad (2.21)$$

El otro término de la ecuación del indicador es el radio de giro basal, el cual mide la capacidad del edificio a resistir la torsión. Este parámetro del edificio se obtiene mediante la raíz cuadrada del cociente entre la inercia basal ( $I_{pb}$ ) y el área de los elementos ( $A_{rb}$ ) aportantes.

$$r_b = \sqrt{\frac{I_{pb}}{A_{rb}}} \quad (2.22)$$

Según lo anterior el indicador se calcula de la siguiente forma:

$$\text{Sismo } X \rightarrow \frac{e_x}{r_0} \quad (2.23)$$

$$\text{Sismo } Y \rightarrow \frac{e_y}{r_0} \quad (2.24)$$

#### **2.1.2.4 Masa Equivalente Traslacional Acoplada / Masa Equivalente Traslacional Directa**

Este indicador mide el grado de acoplamiento traslacional del edificio, es decir, la capacidad del edificio a generar desplazamiento en las dos direcciones principales. Su cálculo deriva del cociente entre las masas equivalentes trasnacionales acoplada y directa. De esta forma el indicador se calcula según *ecuaciones* (2.25) y (2.26)

$$Sismo X \rightarrow \frac{M_{nxy}}{M_{nx}} \quad (2.25)$$

$$Sismo Y \rightarrow \frac{M_{nyx}}{M_{ny}} \quad (2.26)$$

### 2.1.2.5 Corte Basal Acoplado / Corte Basal Directo

Este indicador, a diferencia de los otros mide el grado de acoplamiento traslacional de la respuesta combinada del edificio, es decir, representa la razón entre el corte basal ortogonal y el corte basal directo generado por una acción sísmica en las mismas direcciones de análisis. De esta forma el indicador se define de la siguiente forma:

$$Sismo X \rightarrow \frac{Q_{bxy}}{Q_{bxx}} \quad (2.27)$$

$$Sismo Y \rightarrow \frac{Q_{byx}}{Q_{byy}} \quad (2.28)$$

### 2.1.2.6 Momento Volcane Basal Acoplado / Momento Volcane Basal Directo

Este indicador, al igual que el anterior mide el grado de acoplamiento traslacional que presenta el edificio. Estos momentos son generados por los cortes basales tanto ortogonales como directos, por lo cual el presente indicador se define como:

$$Sismo X \rightarrow \frac{Mv_{bxy}}{Mv_{bxx}} \quad (2.29)$$

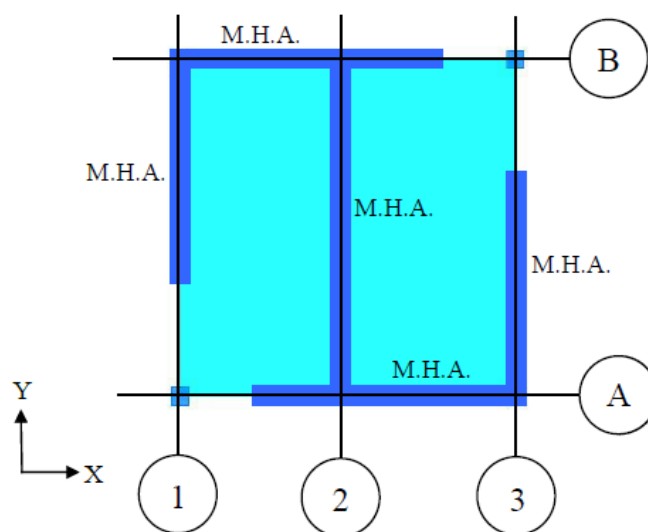
$$Sismo Y \rightarrow \frac{Mv_{byx}}{Mv_{byy}} \quad (2.30)$$

### 2.1.3 Indicadores de Redundancia Estructural y Demanda de Ductilidad

#### 2.1.3.1 Número de elementos relevantes en la resistencia sísmica

Este indicador, permite calificar la capacidad que posee la estructura en redistribuir los esfuerzos generados por las cargas sísmica mediante los elementos estructurales verticales del edificio, específicamente muros de corte y columnas de alta densidad. Este indicador es de gran relevancia, ya que mediante la acción sísmica permite a la estructura saltar el límite elástico e incursionar en el rango no lineal, permitiendo la redistribución de esfuerzos en el edificio.

De esta forma el indicar, califica el edificio según el número de ejes que toman las solicitaciones sísmicas de corte, es decir, los ejes basales que logren acumular el 90% del corte basal y los elementos estructurales que alcance un corte basal superior al 10%. Según Tomas Guendelman lo recomendable son más de tres ejes que soporten la acción sísmica. Para ejemplificar lo anterior, la Figura 2.4 presenta una planta de un edificio en base a muros de hormigón armado, se observa que la cantidad de ejes resistentes en la dirección X es 2, a diferencia de los ejes resistentes en dirección Y el cual es de 3.



**Figura 2.4.** Ejemplo número de ejes resistentes.

### 2.1.3.2 Factor de Reducción Espectral Efectivo, $R^{**}$

Este indicador, mide el grado de ductilidad que posee el edificio y la capacidad de reserva que posee. Su cálculo se realiza a partir de una reducción final efectiva al espectro diseño elástico, mediante la reducción del factor de modificación de respuesta ( $R^*$ ) expuesto en la normativa de diseño sísmico vigente, por lo cual un edificio con un factor de reducción espectral efectivo muy bajo quiere decir que se aplicó un factor de reducción mínimo al espectro de diseño inelástico por lo cual presenta una gran resistencia estructural en el rango lineal y reservas de ductilidad altas; por el contrario un factor de reducción espectral muy alto, implica una menor reserva de ductilidad y así una baja resistencia en el rango elástico.

El cálculo del indicador queda de la siguiente forma:

$$R^{**} = \frac{R^*}{1,4 * f_{min} * f_{max}} \quad (2.29)$$

Donde:

- $R^*$  : Factor de reducción de la aceleración espectral.
- $f_{min}$  : Factor de amplificación por corte mínimo.
- $f_{max}$  : Factor de amplificación por corte máximo.

Los autores de la metodología, proponen que los valores de  $R^{**}$  varíen entre 3 y 7; para valores mayores a 7, se recomienda un análisis de tipo no lineal más refinado.

## 2.2 Vulnerabilidad Sísmica

Torres (2019) define la vulnerabilidad sísmica como una magnitud que permite cuantificar el daño que puede generar un sismo de ciertas características en una estructura. En la actualidad no hay instrumentos que puedan predecir la ocurrencia exacta de un terremoto, siendo posible que ocurriera en estos momentos. Debido a lo anterior es que existen metodologías que permiten evaluar que tan vulnerable es un edificio ante un sismo, mediante métodos cuantitativos y cualitativos.

Teniendo en cuenta el objetivo de este estudio, y la tipología de edificios presente en la zona de estudios, es que se ha seleccionado uno de los métodos cualitativos para estimar la vulnerabilidad sísmica de los edificios de baja altura en la comuna de Pitrufuquén. Este método fue creado por Hirosawa el año 1992, el cual fue calibrado para las tipologías de edificios de Latinoamérica.

### 2.2.1 Método de Hirosawa

Esta metodología es utilizado por el Ministerio de Construcción de Japón en la evaluación de la seguridad sísmica de edificios de hormigón armado, sin embargo, ha sido utilizado por países como Chile, Perú, México y Ecuador para determinar la vulnerabilidad sísmica no solo de edificios hospitalarios, sino también edificios de diferentes usos (Iglesias, 1989). Para propósitos de este estudio es que se utilizara la versión de la metodología calibrada por Don Rubén Boroscheck el año 1996, el cual valida las tipologías de edificios del país.

El procedimiento que se expone a continuación lo detallan los anexos del manual “*Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*”(OPS, 1996).

El método establece lo siguiente:

- Si  $I_s \geq I_{s0}$  se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento sísmico seguro frente a un evento sísmico.
- Si  $I_s < I_{s0}$  se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento incierto frente a un evento sísmico, y por lo tanto se considera inseguro.



### 2.2.1.1 Cálculo del Índice $I_s$

El índice se calcula según la *ecuación (2.30)*.

$$I_s = E_0 * S_D * T \quad (2.30)$$

Donde:

$E_0$  : Índice sísmico básico de comportamiento estructural.

$S_D$  : Índice de configuración estructural.

$T$  : Índice de deterioro de la edificación.

### Cálculo del Índice Sísmico Básico de Comportamiento Estructural $E_0$

Este índice establece el comportamiento del edificio frente a un terremoto, su cálculo deriva de la suma producto de las áreas de las secciones transversales de muros, columnas, albañilería confinada y muros de relleno de albañilería por su resistencia al corte, dando como resultado la resistencia última al corte de cada piso.

Según lo anterior el índice  $E_0$  se calcula según la *ecuación (2.31)*

$$E_0 = E_0 * \alpha * C * F \quad (2.31)$$

Donde:

$E_0$  : Índice sísmico básico de comportamiento estructural.

$\alpha$  : Factor de reducción.

$C$  : Coeficiente de resistencia.

$F$  : Índice de ductilidad.

Los autores, consideran a todos los elementos verticales de la estructura que aportan resistencia sísmica y los clasifican según el siguiente criterio:

1. Columnas cortas de hormigón armado: Son todas las Columnas en las que la relación  $\frac{h_0}{D}$  es menor o igual que 2.
2. Columnas de hormigón armado: Son todas las Columnas en las que la relación  $\frac{h_0}{D}$  es mayor que 2.
3. Muros de hormigón armado: son elementos de hormigón armado con una sección transversal en que la relación entre el lado mayor y el lado menor de la sección transversal es mayor que 3.
4. Muros de relleno de albañilería: Son muros de albañilería, normalmente con escaso o ningún refuerzo, ubicados en el interior de los vanos de la subestructura resistente (pórticos) sin aislarlos de ella.
5. Muros de albañilería armada o muros de albañilería confinada con elementos esbeltos de hormigón armado, pilares y cadenas.

Se considera a  $h_0$  como la altura libre de la columna y a  $D$  como la sección transversal.

Para realizar la clasificación de los elementos sismo resistentes verticales se tomaron las siguientes consideraciones:

1. El área del muro se considerará en la dirección de su lado mayor y su cálculo queda definido como:

$$A = L * t$$

Donde:

- $L$  : Longitud total del muro (m)  
 $t$  : Espesor del alma del muro (m)

2. Criterio para clasificar elementos de hormigón:
  - Si el lado mayor del elemento es 3 veces mayor al lado menor, se considera muro de hormigón armado.
  - Si el lado menor del elemento es 3 veces menor o igual al lado mayor, se considera columna de hormigón armado.

Según lo anterior el índice  $E_0$  se calcula según la ecuación:

$$E_p = \frac{n_p + 1}{n_p + i} * (\alpha_1 * (C_{mar} + C_{sc} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c) * F$$

Donde:

- $\alpha_i$  : Factor de reducción de la capacidad resistente según tabla 1.
- $n_p$  : Número de pisos del edificio.
- $i$  : Nivel que se evalúa.
- $C_{mar}$  : Índice de resistencia de los muros de relleno de albañilería.
- $C_{sc}$  : Índice de resistencia de las columnas cortas de hormigón armado.
- $C_a$  : Índice de resistencia de los muros de albañilería no reforzada o parcial confinada.
- $C_{ma}$  : Índice de resistencia de los muros de albañilería confinada.
- $C_w$  : Índice de resistencia de los muros de hormigón armado.
- $C_c$  : Índice de resistencia de las columnas cortas de hormigón armado.
- $F$  : Índice de ductilidad.  $F = 1$  si  $C_{mar}$ ,  $C_a$  y  $C_{sc}$  son ceros, sino  $F = 0,8$ .

La Tabla 2.1 presenta los valores de los coeficientes  $\alpha_i$ :

**Tabla 2.1.** Valores de los coeficientes  $\alpha_i$ .

Tipo	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	Modo de falla
A	1,0	0,7	0,5	Muros de rellenos de albañilería o columnas cortas o muros de albañilería no reforzada o parcial confinada o muros de albañilería confinada controlan la falla.
B	0,0	1,0	0,7	Muros de hormigón armado controlan la falla.
C	0,0	0,0	1,0	Columnas de hormigón armado controlan la falla.

Cabe destacar que la relación  $(n + 1)/(n + i)$  considera la relación entre el coeficiente de corte basal y el coeficiente de corte del piso  $i$  (Organización Panamericana de la Salud, 1996).

Las calibraciones para los índices de resistencia propuestos por Boroscheck (1996), se han determinado considerando las características de los refuerzos de los muros de hormigón armado construidos en Chile. Para el cálculo de estos índices se consideran las siguientes ecuaciones:

$$C_{mar} = \frac{0,6 * 0,85 * \tau_0 * \sum A_{mar}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j} \quad (2.32)$$

$$C_{sc} = \left( \frac{f'_c}{200} \right) * \left( \frac{15 * \sum A_{sc}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j} \right) \quad (2.33)$$

$$C_{ma} = \frac{0,6 * (0,45 * \tau_0 + 0,25 * \sigma_0) * \sum A_{ma}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j} \quad (2.34)$$

$$C_a = C_{ma} \quad (2.35)$$

$$C_w = \left( \frac{f'_c}{200} \right) * \left( \frac{(30 * \sum A_{m1} + 20 * \sum A_{m2} + 12 * \sum A_{m3} + 10 * \sum A_{m4})}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j} \right) \quad (2.36)$$

$$C_c = \left( \frac{f'_c}{200} \right) * \left( \frac{(10 * \sum A_{c1} + 7 * \sum A_{c2})}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j} \right) \quad (2.37)$$

Donde:

- $f'_c$  : Resistencia cilíndrica a la compresión. ( $kgf/cm^2$ )
- $\sum A_{mar}$  : Suma de las áreas de los muros de relleno de albañilería del piso en evaluación en la dirección analizada. ( $cm^2$ )
- $\sum A_{sc}$  : Suma de las áreas de las columnas cortas del piso en evaluación. ( $cm^2$ )
- $\sum A_{ma}$  : Suma de las áreas de los muros de albañilería confinada del piso en evaluación en la dirección analizada. ( $cm^2$ )
- $\sum A_{m1}$  : Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos, con cuantía de refuerzo horizontal igual o mayor que 1,2 % y una esbeltez (HIL) del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está controlada por la resistencia de aplastamiento de la diagonal comprimida debido a su alta cuantía de refuerzo horizontal. ( $cm^2$ )

- $\sum A_{m2}$  : Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos y cuantía de refuerzo horizontal mínima. En estos muros la resistencia al corte es proporcionada principalmente por la armadura horizontal. ( $cm^2$ )
- $\sum A_{m3}$  : Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos, una esbeltez del muro igual o menor que 2 y una cuantía de armadura mínima. En estos muros la resistencia al corte está definida por la carga de agrietamiento diagonal del hormigón debido a su reducida cuantía de armadura de refuerzo. ( $cm^2$ )
- $\sum A_{m4}$  : Suma de las áreas de los muros de hormigón armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos y una esbeltez del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está dada por las ecuaciones de la norma ACI-318. ( $cm^2$ )
- $\sum A_{c1}$  : Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6. ( $cm^2$ )
- $\sum A_{c2}$  : Suma de las áreas de las columnas de hormigón armado donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es mayor que 6. ( $cm^2$ )
- $W_j$  : Peso del piso j.
- $\tau_0$  : Resistencia básica de corte de la albañilería. ( $kgf/cm^2$ )
- $\sigma_0$  : Tensión normal debida al esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y las sobrecargas de uso. ( $kgf/cm^2$ )
- $L$  : Largo del muro.
- $H$  : Altura del piso si L es igual o mayor que 3 mts. o altura libre del muro si L es menor que 3 mts.

### Cálculo del índice de configuración estructural $S_D$

Este índice establece el comportamiento de los elementos estructurales tanto en planta como en elevación frente a la acción sísmica. Cabe destacar que para el cálculo de este índice no corresponde un análisis normativo, sino que se necesita la configuración estructural del edificio.

Hirosawa propone el cálculo del índice según la siguiente ecuación:

$$S_D = \prod_{i=1}^{1=8} q_i \quad (2.38)$$

Donde:

$$q_i = \{1,0 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 1, 2, 3, 4, 5, 7 \text{ y } 8$$

$$q_i = \{1,2 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 6$$

Los valores de  $G_i$  y  $R_i$  se indican en la Tabla 2.2.

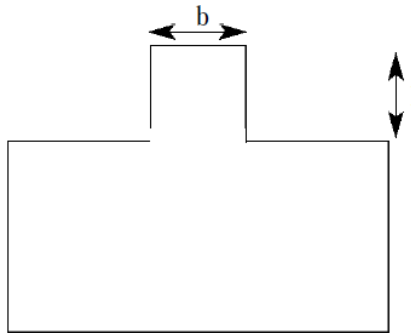
**Tabla 2.2.** Valores de  $G_i$  y  $R_i$

ITEMS ( $q_i$ )	$G_i$			$R_i$
	1,0	0,9	0,8	
Regularidad	Regular ( $a_1$ )	Mediano ( $a_2$ )	Irregular ( $a_3$ )	1,0
Relación largo -ancho	$B \leq 5$	$5 < B \leq 8$	$B > 8$	0,5
Contratación de planta	$0,8 \leq c$	$0,5 \leq c \leq 0,8$	$c < 0,5$	0,5
Atrio o patio interior	$R_{ap} = 0,1$	$0,1 < R_{ap} \leq 0,3$	$0,3 < R_{ap}$	0,5
Excentricidad de atrio o patio interior	$f_1 = 0,4$	$f_1 \leq 0,4$	$0,4 < f_1$	0,25
	$f_2 = 0,1$	$0,1 < f_2 \leq 0,3$	$0,3 < f_2$	
Subterráneo	$1,0 \leq R_{as}$	$0,5 \leq R_{as} < 1,0$	$R_{as} < 0,5$	1,0
Junta de dilatación	$0,01 \leq s$	$0,005 \leq s$ $< 0,01$	$s < 0,005$	0,5
Uniformidad de altura de piso	$0,8 \leq R_h$	$0,7 \leq R_h < 0,8$	$R_h < 0,7$	0,5

A continuación, se describen cada uno de los ítems de la Tabla 2.2 expuestos en los anexos del manual anteriormente mencionados.

### 1. Regularidad $a_i$ :

$a_1$ : La planta es simétrica en cada dirección, y el área de salientes es menor o igual al 10% del área total de la planta. Estas salientes son consideradas en el caso que  $\frac{l}{b} \geq 0,5$ .



$a_2$ : La planta no es regular, y el área de salientes es igual o menor que el 30 % del área de la planta. Dentro de esta categoría se encuentran las plantas tipo L, T, U y otras.

$a_3$ : La planta es más irregular que el caso  $a_2$ , y el área de salientes es mayor que el 30% del área de la planta.

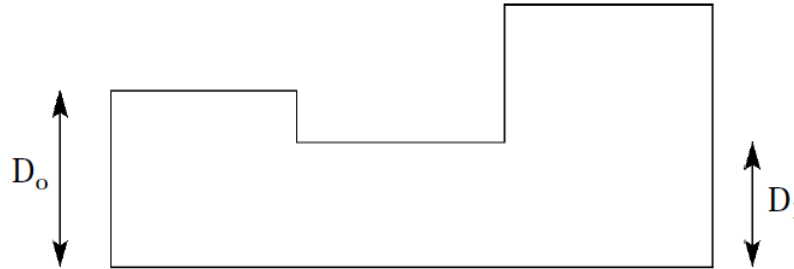
### 2. Relación largo - ancho $B$ :

Razón entre la dimensión mayor y menor de la planta. En las plantas tipo L, T, U u otras se considera el lado mayor como  $2 * l$ , para  $l$  indicado en la figura.



### 3. Contracción de planta, $c$ :

$$c = \frac{D_1}{D_0}$$



### 4. Atrio o patio interior, $R_{ap}$ :

Razón entre el área del atrio y el área total de la planta, incluida el área del atrio. Sin embargo, una caja de escaleras estructurada con muros de hormigón armado no se considera en este análisis.

### 5. Excentricidad de atrio o patio interior, $f$ :

$f_1$ : Razón entre la distancia del centro de la planta al centro del atrio, y la longitud menor de la planta.

$f_2$ : Razón entre la distancia del centro de la planta al centro del atrio, y la longitud mayor de la planta.

### 6. Subterráneo, $R_{as}$ :

Razón entre el área promedio de la planta de los subterráneos y el área promedio de la planta del edificio.

### 7. Junta de dilatación, $s$ :

Este criterio se aplica a edificios que tienen juntas de dilatación. Razón entre el espesor de la junta de dilatación sísmica y la altura del nivel sobre el suelo donde se encuentra.

### 8. Uniformidad de altura de piso, $R_h$ :

Razón entre la altura del piso inmediatamente superior al analizado y la altura de este. Para el caso del piso superior, el piso inmediatamente superior de esta ecuación es reemplazado por el piso inmediatamente inferior.



### Cálculo del índice de deterioro de la edificación $T$

Este índice según la OPS en 2004, considera el efecto de los defectos estructurales en el edificio. Estos defectos pueden ser grietas, el estado actual del edificio, deterioro por la acción del tiempo o bien producidos por eventos sísmicos pasados u cualquier otra acción que pueda ocasionar algún deterioro en la estructura.

Este índice se determina a partir de tablas que consideran distintos efectos en la estructura, considerando un valor único para el índice como el más desfavorable, es decir el valor menor obtenido en las tablas. A continuación, se presentan los valores de  $T$ , para diferentes causas y tipos de deterioro.

**Tabla 2.3.** Deformación permanente  $T_1$ .

<b>Característica</b>	<b><math>T_1</math></b>
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial	0,7
El edificio está construido sobre relleno artificial	0,9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente	0,9
Visible deformación en vigas o columnas	0,9
No presenta signos de deformación	1,0

**Tabla 2.4.** Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo  $T_2$ .

<b>Característica</b>	<b><math>T_2</math></b>
Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras	0,8
Grietas inclinadas visibles en columnas	0,9
Grietas visibles en muros	0,9
Presenta filtraciones, pero sin corrosión en armaduras	0,9
Nada de lo anterior	1,0

**Tabla 2.5.** Incendios  $T_3$ .

<b>Característica</b>	<b><math>T_3</math></b>
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado	0,7
Ha experimentado incendio y fue reparado	0,8
No ha experimentado incendio	0,9

**Tabla 2.6.** Uso del cuerpo o bloque  $T_4$ .

<b>Característica</b>	<b><math>T_4</math></b>
Almacena sustancias químicas	0,8
No contiene sustancias químicas	1,0

**Tabla 2.7.** Tipo de daño estructural  $T_5$ .

<b>Característica</b>	<b><math>T_5</math></b>
Daño estructural grave	0,8
Daño estructural fuerte	0,9
Daño estructural ligero o no estructural	1,0

Se considera  $T_5 = 1$  si no hay daño estructural. Además, la Tabla 2.8 presenta el criterio para clasificar el tipo de daño expuesto en la Tabla 2.7.

Tabla 2.8. Clasificación de daños causado por sismos (Iglesias, 1989)

<b>Tipo de daño</b>	<b>Descripción</b>
No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales
Estructural ligero	Grietas de menos de 0,5 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de menos de 3 mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural fuerte	Grietas de 0,5 a 1 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de 3 a 10 mm de espesor en muros de albañilería.

Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Aberturas en muros de albañilería. Aplastamiento del hormigón, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros de hormigón armado Agrietamiento de capiteles y consolas. Desplome de columnas. Desplome del edificio en más de 1% de su altura. Asentamiento de más de 20 cm.
-------------------	--

### 2.2.1.2 Cálculo del Índice $I_{so}$

Debido a que el método fue creado para medir la vulnerabilidad estructural de edificios hospitalarios, considera analizarlo para un nivel de servicio, es decir, en este estado el edificio al ser excitado por un evento sísmico no debe experimentar daño de ningún tipo en sus componentes estructurales y no estructurales. Para este estudio se considera que el edificio experimente algún tipo de daño.

Este indicado también se conoce como índice de juicio estructural, el cual caracteriza la zona de estudio mediante el peligro sísmico asociado al entorno. Este índice se calcula según la siguiente ecuación:

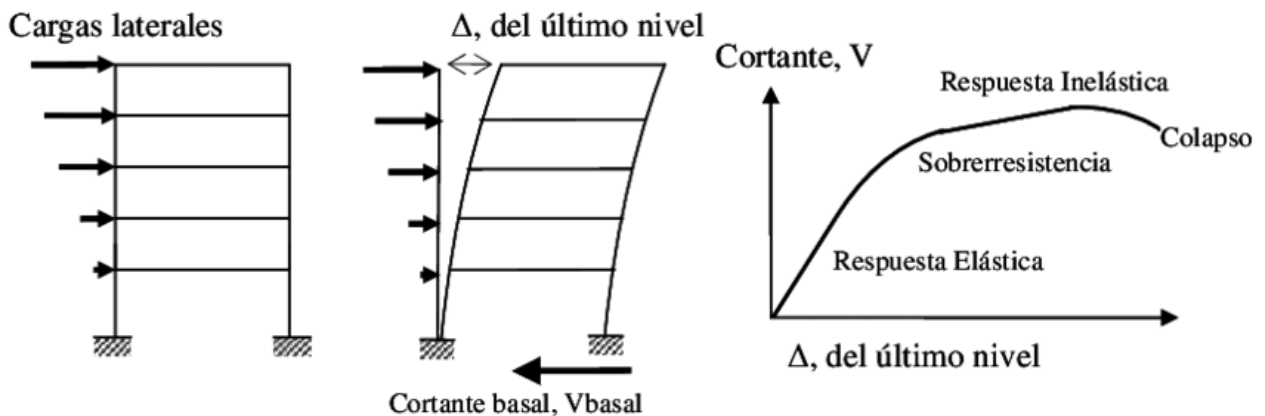
$$I_{so} = E_{s0} * Z * G * U \quad (2.39)$$

Donde:

- $E_{s0}$  : Resistencia sísmica básica requerida.
- $Z$  : Factor de zona sísmica.
- $G$  : Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas.
- $U$  : Factor de importancia del edificio por su uso.

### 2.3 Procedimiento Capacidad Demanda (Análisis Pushover).

El diseño por desempeño es una de las metodologías más confiables para obtener el desempeño sísmico de un edificio. En palabras simples, el desempeño sísmico se refiere al comportamiento estructural de un edificio frente a un evento sísmico, este comportamiento incursiona en la no linealidad de los materiales de cada elemento estructurante, en los cuales se generan rotulas plásticas capaces de disipar energía y esfuerzos a elementos con menor compromiso estructural.



**Figura 2.5.** Secuencia análisis no lineal tipo Pushover (Martinez, 2012).

Figura 2.5 muestra la representación secuencial de un análisis no lineal. Como se observa el análisis tipo Pushover o análisis estático no lineal permite obtener la curva de capacidad del edificio mediante un patrón de cargas laterales que se somete a la estructura hasta que el edificio alcance un desplazamiento objetivo generando así una capacidad máxima.

El comportamiento de un edificio frente a un terremoto lo determina el nivel de desempeño de la estructura. Este concepto se ve involucrado en la funcionalidad del edificio inmediatamente después del terremoto, producto de los daños a elementos estructurales y no estructurales, riesgo en las personas que estén presente en el edificio y si este cumple su función de operación (Martinez, 2012). Diversos autores proponen cuatro niveles de desempeño, además para cada nivel de desempeño se proponen desplazamientos objetivos representados por la relación entre el

desplazamiento lateral máximo del nivel superior y la altura del edificio, lo anterior se resume en la Tabla 2.9.

**Tabla 2.9.** Daño por nivel de desempeño según VISION 2000.

<b>Nivel de desempeño</b>	<b>Desempeño estructural</b>	<b>Desplazamiento objetivo <math>\delta/H</math></b>
1. Servicio	Ausencia de daños, desempeño en el rango elástico.	0.002
2. Operacional	La estructura no experimenta daño, o se producen daños mínimos, de modo que se garantice su normal operación.	0.005
3. Daño controlado	La estructura experimenta daños significativos, pero permanece una reserva de ductilidad que evita el colapso.	0.015
4. Ultimo	La estructura podrá experimentar importantes daños estructurales y no estructurales. La rigidez del edificio disminuye significativamente pero no alcanza el colapso.	0.025

Cabe destacar que, si se sobrepasa el desplazamiento objetivo para un nivel de desempeño último, es decir mayor a 0.025 la probabilidad de que colapse el edificio es inminente.

Por otra parte, VISION 2000 (Structural Engineers Association of California, 1995) propone niveles de demanda sísmica, los cuales fueron adecuados según la norma NCh433 Of96 modificada el 2009 por Lagos el año 2012. La tabla 2.10 presentan los niveles de demanda sísmica según probabilidad de ocurrencia y periodo de retorno.

**Tabla 2.10.** Niveles de demanda sísmica.

Movimiento sísmico de diseño	Periodo de retorno, en años	Probabilidad de excedencia, %	Nivel de demanda sísmica.
Frecuente	43	50 en 30 años	$S_a = \frac{f_{min}SA_0\alpha}{\frac{R^*}{T}}$
Ocasional	72	50 en 50 años	$S_a = 1.4 \frac{f_{min}SA_0\alpha}{\frac{R^*}{T}}$
Raro	475	10 en 50 años	$S_a = SA_0\alpha I$
Muy raro	970	10 en 100 años	$S_a = 1.4SA_0\alpha I$

Se considera  $f_{min}$  como al factor de reducción por corte mínimo según la normativa sísmica chilena, además la demanda sísmica frecuente coincide con la demanda de la NCh433 Of96 modificada el 2009.

Para realizar el análisis no lineal estático es necesario inducir un patrón de cargas a la estructura, - FEMA 356(FEMA, 2000) propone la utilización de 3 patrones de carga para la obtención de las curvas de capacidad de la estructura. Estos patrones de cargas se calculan según los siguientes criterios:

- Patrón modal: este patrón de cargas corresponde a un proporcional del producto del modo de vibrar del primer modo de vibrar en cada dirección del sismo, multiplicada por la masa sísmica de cada piso.
- Patrón de masas: este patrón de cargas es proporcional a la masa sísmica de cada piso.
- Patrón triangular invertido: corresponde a un patrón de cargas arbitrario con una distribución de fuerzas laterales incrementales linealmente con respecto a la base de la estructura.

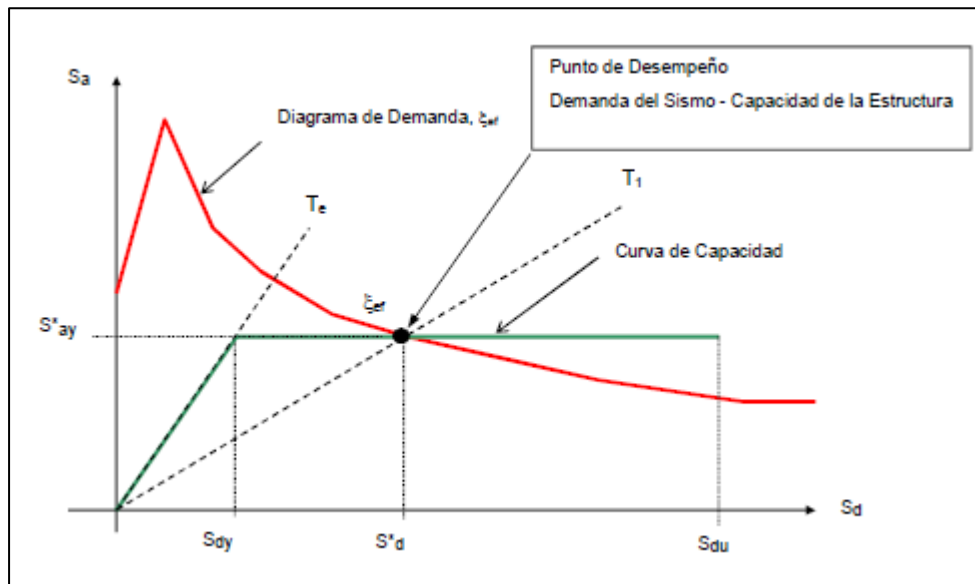
Por otro lado, se puede generar un patrón de cargas inducido por una aceleración la cual se incrementa hasta alcanzar el desplazamiento objetivo. Este patrón de cargas según la literatura

genera resultados más reales para el cálculo del punto de desempeño ya que se induce a la estructura a alcanzar su máxima capacidad.

Como se mencionó, el nivel de desempeño permite comprender el comportamiento de la estructura frente a eventos sísmicos de diferentes intensidades. Para encontrar este punto de desempeño es necesario obtener una curva que permita correlacionar la capacidad de la estructura con la demanda sísmica asociada a un tipo de sismo, es por esto que existe un método que permite encontrar este punto de desempeño de la estructura, denominado método del espectro de capacidad.

Este método fue propuesto por Freeman en el año 1975, en un principio para evaluar el riesgo sísmico de un edificio, para posteriormente ser utilizado en la correlación de inventos sísmicos con edificios construidos. Esta correlación permite encontrar el punto de desempeño de la estructura, mediante un procedimiento gráfico el cual compara la capacidad para resistir fuerzas laterales por la demanda sísmica (Martinez, 2012).

Lo anterior se ilustra de mejor manera en la Figura 2.6, en la cual se observa la intersección de demanda, capacidad y periodo secante ( $T_1$ ) dentro del gráfico aceleración vs desplazamiento espectral.



**Figura 2.6.** Diagrama de Capacidad vs Demanda.

## **2.4 Zona de Estudio**

A continuación, se presenta la zona de estudio en la cual se emplazan los edificios seleccionados para el análisis, considerando las características geográficas del territorio.

### **2.4.1 Contexto Urbano de Pitrufoquén**

La zona de estudio se encuentra ubicada en el sector urbano de la comuna de Pitrufoquén, comuna ubicada en la provincia de Cautín, Región de la Araucanía. Según el PLADECO 2014-2017 (Municipalidad de Pitrufoquén, 2014), Pitrufoquén presenta una superficie de 58283.8 hectáreas; geográficamente se encuentra ubicado en las coordenadas UTM 5.683.689 metros Norte y 5.6533.64 metros Sur, y 673.403 metros Oeste y 732.155 metros Este. A su vez presenta una altitud de 99 metros con respecto al nivel del mar. Administrativamente, limita con las comunas de Teodoro Schmidt, Freire, Villarrica, Loncoche, Gorbea y Toltén. La Figura A. 1 y Figura A. 2 del anexo A1, presentan los mapas de ubicación de la comuna de Pitrufoquén y accesos a esta.

### **2.4.2 Edificios Seleccionados**

Como zona de interés se selecciona el radio urbano de la comuna de Pitrufoquén, en el cual se presentan los edificios de baja altura de uso público. Para seleccionar los edificios a analizar se consideraron las siguientes limitantes.

- Materialidad de hormigón armado y/o mixto.
- Más de 1 piso de altura.
- Ubicados en el radio urbano.
- Construidos antes del terremoto del 2012.
- Uso público.

Cabe destacar que del total de 23 edificios catastrados se seleccionaron 10 para el análisis, esto se justifica debido a que los 13 restantes no presentaban planos tanto estructurales como arquitectónicos o no presentaban proyectos de regularización en el Departamento de Obras de la municipalidad de Pitrufoquén.



La figura 2.6 muestra la zona de estudio incluyendo los edificios seleccionados, además en la Tabla 2.11 se presenta el listado de edificios indicando algunas características.



**Figura 2.7.** Zona de estudio edificios seleccionados (Fuente: Google Earth).

**Tabla 2.11.** Edificios seleccionados.

N°	Edificio	Dirección	Año de construcción	N° de pisos
1	Municipalidad de Pitrufoquén, Bloque A.	Francisco Bilbao N°593	1974	2
2	Municipalidad de Pitrufoquén, Bloque B.	Francisco Bilbao N°593	1974	2
3	Liceo Bicentenario Politécnico (LPP).	Manuel Balmaceda N°980	2003	3
4	Colegio Madres Dominicanas, edificio 1 (CMD Edificio 1).	Manuel Balmaceda N°512	1993	3

<b>5</b>	Colegio Madres Dominicanas, edificio 2 (CMD Edificio 2).	Manuel Balmaceda N°512	1993	3
<b>6</b>	Banco Estado	Andrés Bello N°747	1992	2
<b>7</b>	Escuela Unión Latinoamericana, bloque A (ULA Edificio 1).	Gronow N°550	2006	2
<b>8</b>	Escuela Unión Latinoamericana, bloque B (ULA Edificio 2).	Gronow N°550	2006	2
<b>9</b>	Colegio Adventista.	Barros Aranas N°959	2001	2

En el anexo B, se presentarán las fichas correspondientes a los antecedentes generales de cada edificio.

# **CAPÍTULO 3**

## **METODOLOGÍA DE TRABAJO**

### **Capítulo 3. Metodología de trabajo**

En este capítulo se darán a conocer los pasos resumidos a seguir para realizar la investigación según las metodologías mencionadas en el capítulo anterior.

#### **3.1 Definición de la zona de estudio.**

Como se indicó, la zona de estudio está emplazada en el área urbana de la comuna de Pitrufoquén. Se seleccionaron para el catastro de edificios aquellos que tenían como predominio el uso habitual de su infraestructura para público. Además, como se mencionó en el capítulo 2.4.2 se establecieron ciertas condiciones para seleccionar los edificios, con respecto a la tipología y materialidad de construcción de los edificios se priorizó los edificios de hormigón armado, añadiendo edificios mixtos en base a pórticos, albañilería confinada y muros de relleno de albañilería.

#### **3.2 Recolección de antecedentes**

Luego de tener el catastro realizado según los criterios mencionados anteriormente, en conjunto con el Departamento de Obras de la Municipalidad de Pitrufoquén, se procedió a realizar el desarchivo de todos los edificios catastrados. Para lo anterior es que funcionarios del municipio pusieron a disposición su sistema de información para encontrar el número de carpeta perteneciente a cada edificio para así poder realizar los desarchivos de las carpetas seleccionadas. Producto de la antigüedad de la mayoría de los edificios es que de la totalidad del catastro solo se encontraron los antecedentes suficientes requeridos por las metodologías expuestas para realizar los análisis, estos edificios fueron presentados en la Tabla 2.11 del capítulo anterior.

### **3.3 Planos estructurales, mecánicas de suelos y otros.**

Dentro de las carpetas desarchivadas, lo esperado a encontrar para poder realizar de forma eficiente y precisa los análisis para cada metodología son planos estructurales, mecánicas de suelos, especificaciones técnicas y cualquier otro antecedente que proporcione información relevante para el estudio.

Con respecto a los planos estructurales de los 9 edificios seleccionados; el Banco del Estado y Colegio Madres Domínicas edificios 1 y 2no presentaban planos estructurales, por lo cual para no ser descartados en el análisis ya que son edificios con gran carga ocupacional y de gran importancia para el municipio, es que se procedió a realizar in situ la medición y verificación de todos los elementos estructurales. Por otra parte, estos edificios que no contaban con mecánicas de suelos por sugerencia del académico y mecánico de suelos de la Universidad De la Frontera el Señor Mauricio Hermosilla recomendó asignarle un suelo tipo E, según la normativa sísmica vigente, recomendación que se seleccionó como uno de los supuestos para realizar esta investigación.

Con el fin de entender la configuración de cada edificio en estudio es que, en el Anexo C se presentan las figuras con las plantas de cada piso.

### **3.4 Cálculos indicadores del Perfil Bio-Sísmico**

Mediante la modelación en software ETABS (2016), se procedió a realizar los modelos estructurales de cada edificio seleccionado según los criterios normativos de la NCh433 Of96 modificada el 2009(INN, 1996) para diseño sísmico y la NCh1537 Of2009(INN, 2009) para la asignación de cargas.

Con la modelación finalizada se procedió a calcular todos los indicadores de la metodología cuyos resultados serán expuestos en el capítulo 4 del presente informe.

### **3.5 Cálculo Vulnerabilidad Sísmica de Hirosawa (Calibrada por Boroscheck)**

Como se mencionó anteriormente, esta metodología es propuesta para edificaciones de baja altura coincidiendo con la tipología de edificios seleccionados para este estudio.

Para poder implementar en otras zonas la metodología propuesta por Hirosawa, el señor Rubén Boroscheck calibro esta metodología para la tipología estructural de los edificios chilenos en el año 1996. este año es cercano a la construcción de varios edificios seleccionados, es por esto que estas calibraciones se incluyen en el análisis de cada edificio.

La metodología propone el cálculo de dos índices de juicio estructural, uno referente a la estructura y el otro a la zona geográfica donde se emplazan estos edificios. Por otro lado, el índice referente al edificio se calcula para cada piso de este, seleccionando como representativo del edificio el más desfavorable de todos los pisos. Para el cálculo de estos índices no es necesario una modelación en software ni un análisis normativo, sino que es necesario solo la disposición estructural la cual están presente en los planos estructurales.

### **3.6 Análisis no lineal**

Para este análisis se usó el modelo ETABS ya finalizado para la metodología del Perfil Bio-Sísmico, ajustando algunos parámetros de los materiales en sus propiedades no lineales y agregando estados de carga tipo no lineal estáticos, además de rotulas plásticas automáticas del software.

Según el manual de ETABS (2016) para un análisis no lineal estático de tipo Pushover, se requiere incorporar la armadura de los elementos estructurales tanto para vigas, pilares y muros. Con respecto al diseño de los muros se considera cuantías mínimas para armaduras, ya que en los años de construcción de los edificios seleccionados el diseño estructural para muros de hormigón armado en edificios de baja altura consideraba armaduras mínimas de refuerzo y confinamiento, estos refuerzos se incorporan mediante elementos multicapas. Con respecto al diseño de vigas y pilares se considera el diseño propio de cuantías generadas por el programa de modelación estructural.

Como se presentó en la metodología del procedimiento de capacidad demanda es necesario inducir una carga lateral a la estructura para alcanzar el desplazamiento objetivo. El patrón de carga utilizado para los casos de estudio es mediante una aceleración para ambas direcciones sísmicas, la cual se incrementa según sea alcanzado el desplazamiento objetivo.

Asignadas y diseñadas las armaduras, se proceden a asignar las rotulas plásticas para pilares, vigas y muros. Las rotulas plásticas se crean según las propiedades por defecto del programa, por otra parte, se crean los estados de cargas no lineales para las solicitaciones de gravedad y Pushover. Finalmente se procesa el modelo y se obtienen las curvas de capacidad y desempeño de cada edificio, en conjunto con ilustraciones graficas de las rotulas plásticas creadas por las solicitaciones en cada uno de ellos.

Según se indica en el capítulo 2.3 para generar la curva de desempeño del edificio es necesario comparar la curva de capacidad con una demanda sísmica, para el caso de este estudio es que se utilizara la demanda correspondiente a un sismo muy raro con un periodo de retorno de 970 años. Los espectros de demanda para este sismo se presentan en las figuras del Anexo D.

**CAPÍTULO 4**  
**RESULTADOS Y ANALISIS**

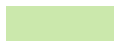




## Capítulo 4. Resultados y Análisis

En el presente capítulo se darán a conocer los resultados obtenidos para cada edificio analizado según las metodologías del Perfil Bio-Sísmico, Vulnerabilidad sísmica según metodología de Hirose y análisis capacidad demanda de tipo no lineal estático según análisis tipo “Pushover”.

### 4.1 Resultados Perfil Bio-Sísmico

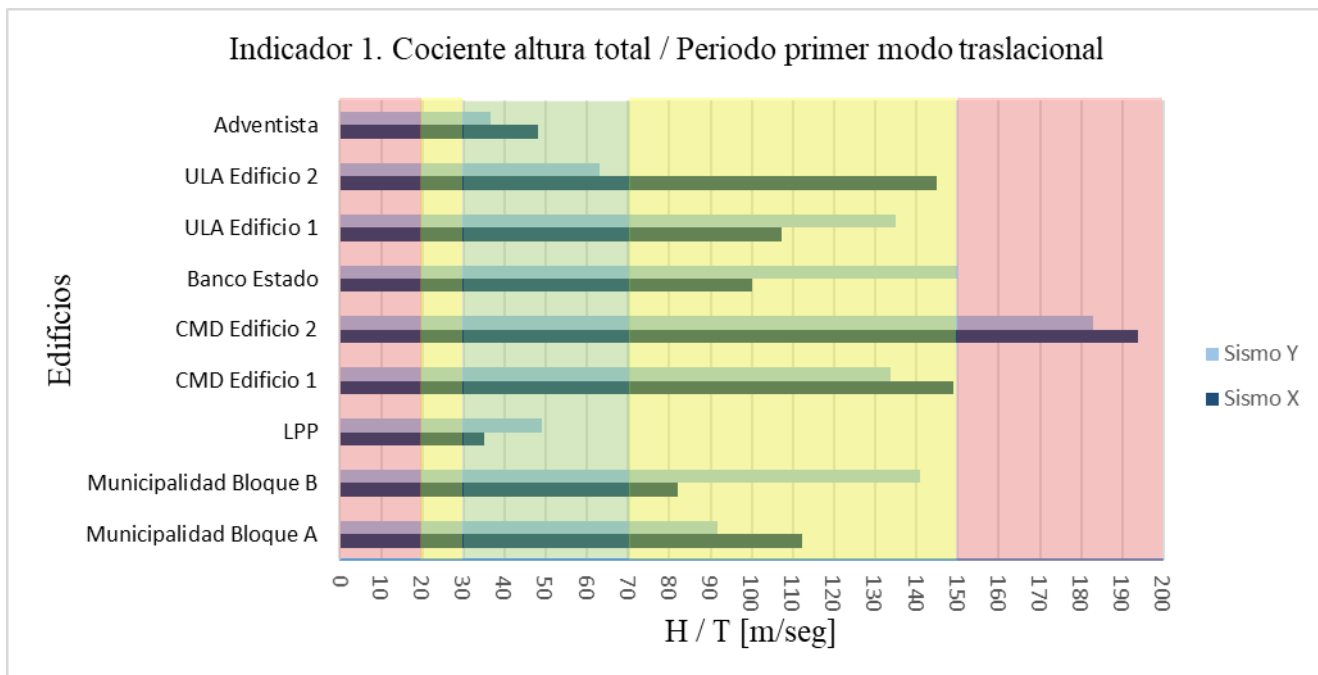
Los resultados obtenidos según los indicadores del Perfil Bio-Sísmico presentados en el capítulo 2.1 para los edificios analizados son expuestos a continuación. Los rangos de valores de conformidad para los indicadores se presentan según el siguiente criterio:

-  Valores dentro de rangos normales.
-  Valores aceptables ligeramente apartados de los rangos normales.
-  Valores fuera de rango

Cabe destacar que en las tablas del Anexo E se detallan de forma más exhaustiva los resultados de los indicadores para cada edificio analizado.

A continuación, se presentarán las gráficas con los resultados para cada edificio según los 13 indicadores del Perfil Bio-Sísmico, para los resultados en el sismo en X se resaltarán las gráficas con el color azul oscuro y para el sismo en Y azul claro.

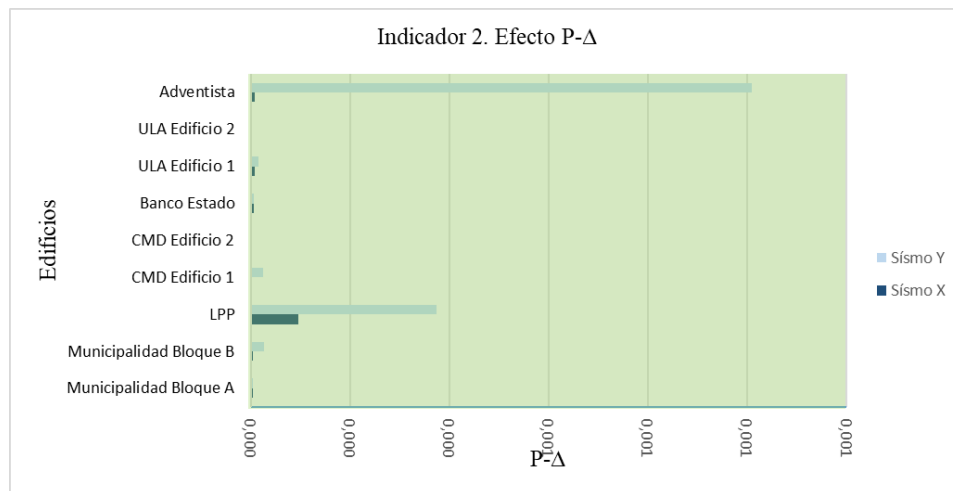
#### 4.1.1 Indicador Cociente Altura Total / Período Primer Modo Traslacional



**Figura 4.1.** Resultado indicador1 para sismo en X e Y.

Como se mencionó en el capítulo 2.1, este indicador mide el grado de flexibilidad del edificio por lo cual según los resultados obtenidos para este indicador y debido a que la totalidad de los edificios son de baja altura, poseen periodos muy pequeños lo que permite indicar que estos edificios son en su mayoría rígidos. Se puede observar en la Figura 4.1 que la mayoría está dentro de los rangos normales o parcialmente apartados del rango normal con excepción del Edificio 2 del Colegio Madres Domínicas el cual posee un valor del indicador para el sismo en X de  $193,3 \left[ \frac{m}{s} \right]$  y para el sismo en Y de  $182,86 \left[ \frac{m}{s} \right]$ , lo que indica una excesiva rigidez lateral. Además, el edificio del Banco estado para el sismo en X posee un valor del indicador de  $150 \left[ \frac{m}{s^2} \right]$ , estando cerca de los valores fuera de rango. Los únicos edificios que se encuentran dentro de los rangos normales para este indicador son el colegio adventista y Liceo Politécnico Pitrufrquén, en el cual su tipología en base a pórticos genera una rigidez lateral normal a flexible.

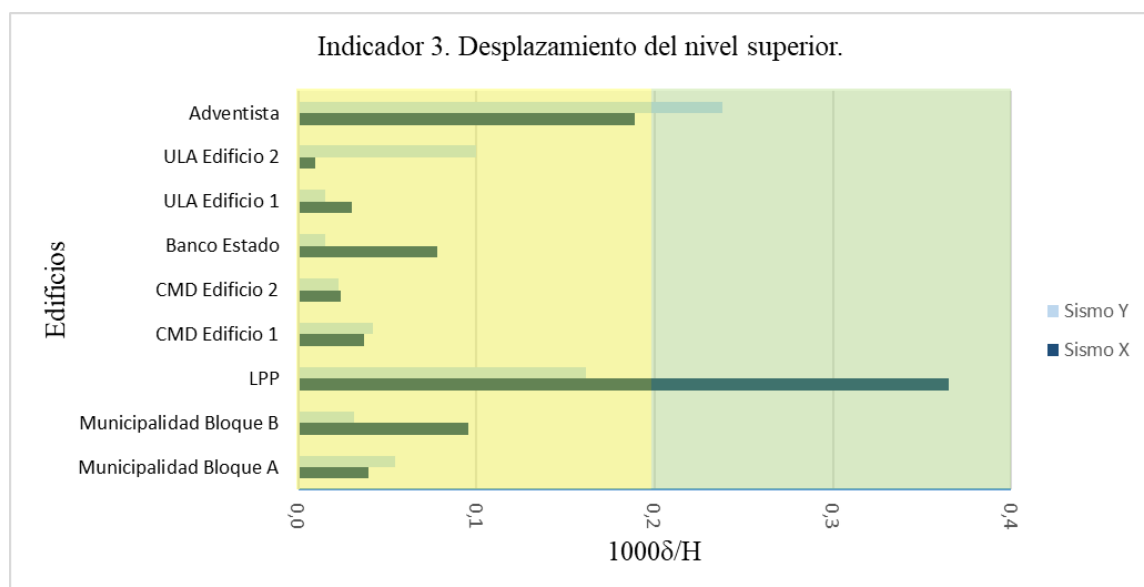
#### 4.1.2 Indicador Efecto P- $\Delta$



**Figura 4.2.** Resultado indicador 2 para sismo en X e Y.

Figura 4.2 se puede observar que para todos los edificios el efecto P- $\Delta$  es prácticamente nulo, por lo cual como se indicó en el capítulo 2.1 para valores entre 0 y 0.05 este efecto puede ser ignorado, lo cual es esperado para edificios de baja altura con rigideces elevadas.

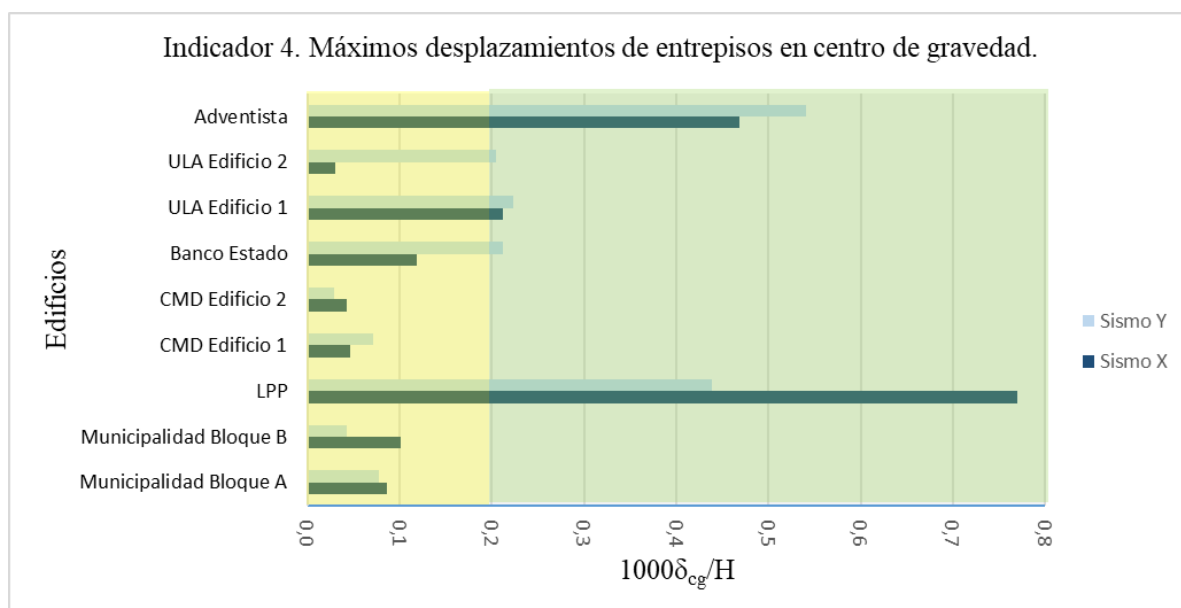
#### 4.1.3 Indicador Desplazamiento del Nivel Superior



**Figura 4.3.** resultado indicador 3 para sismo en X e Y.

Como se observa en la Figura 4.3 la mayoría de los edificios califican dentro del rango de rigidez excesiva, solo en el caso del colegio Adventista para el sismo en Y y para el Liceo Politécnico Pitrufrquén en el sismo en X califican en rangos normales, debido a la leve flexibilidad de su estructura.

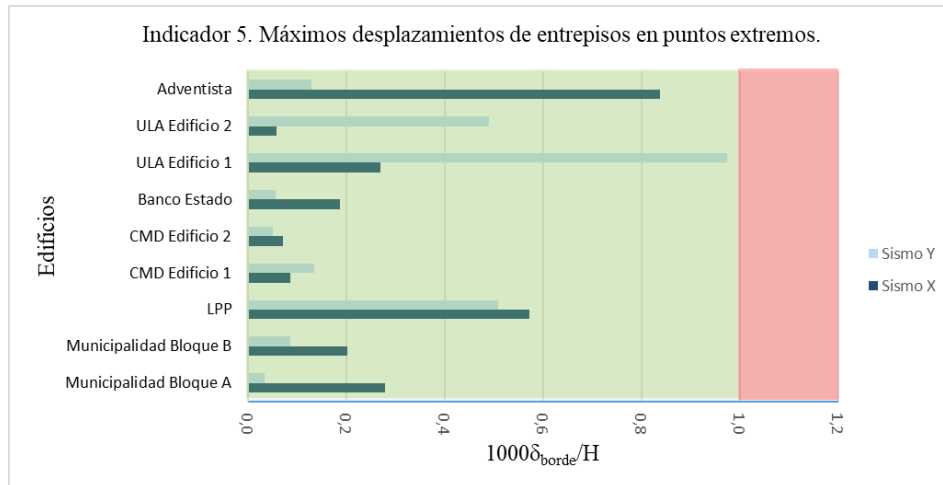
#### 4.1.4 Indicador Máximos Desplazamientos de Entrepiso Medido en el Centro de Masa.



**Figura 4.4.** Resultado indicador 4 para sismo en X e Y.

Se puede observar en la Figura 4.4 la totalidad de los edificios cumple con el desplazamiento normativo y al igual que el anterior indica una rigidez elevada en cada uno de ellos a excepción del Liceo Politécnico, Colegio Adventista, Edificio 1 ULA en ambas direcciones; Banco Estado y Edificio 2 ULA para la dirección sismo en Y.

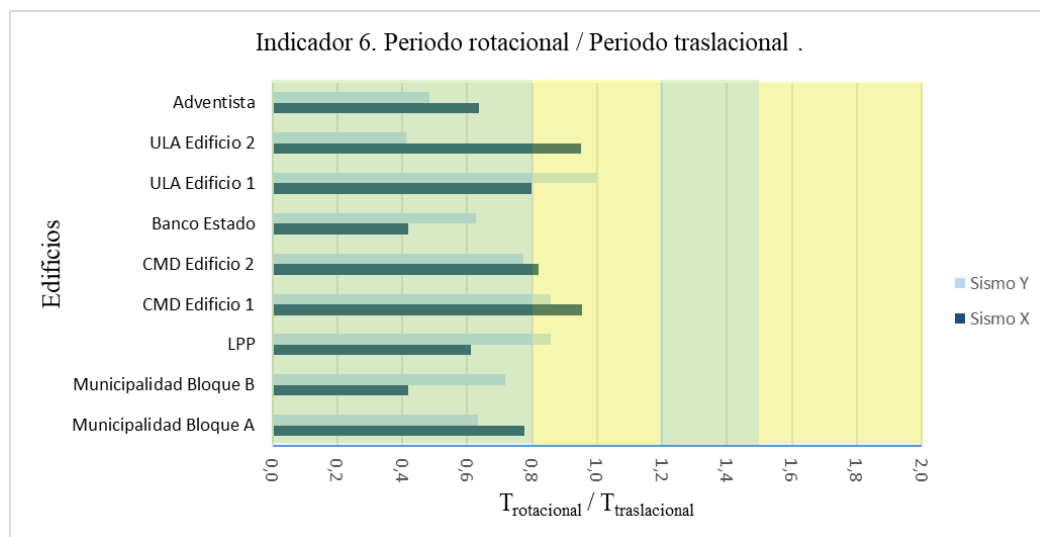
#### 4.1.5 Indicador Máximo Desplazamiento de Entrepisos en Puntos Extremos.



**Figura 4.5.** Resultado indicador 5 para sismo en X e Y.

Este indicador al igual que los dos anteriores, deriva de la norma NCh433 Of96 modificada el 2009 para las restricciones de desplazamiento, y según se observa en la Figura 4.5 las deformaciones relativas en puntos extremos de cada edificio satisfacen los requerimientos tanto normativos como de la metodología.

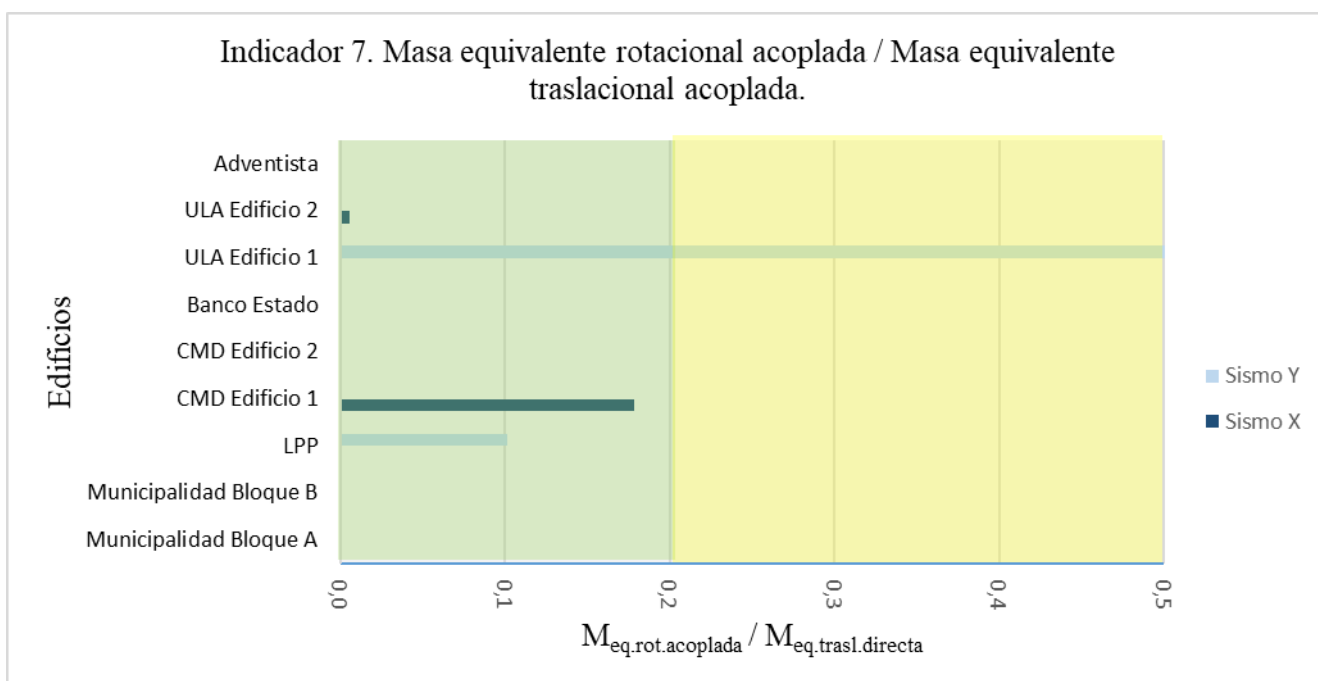
#### 4.1.6 Indicador Período Rotacional / Período Traslacional.



**Figura 4.6.** Resultado indicador 6 para sismo en X e Y.

Se puede apreciar en la Figura 4.6 que la mayoría de los edificios cumplen con el rango normal del indicador, salvo el Edificio 1 del Colegio Madres Domínicas para ambas direcciones de análisis y el Liceo Politécnico Pitrufrquén para la dirección sísmica Y, Edificio 1 ULA dirección Y, Edificio 2 ULA dirección X, presentan un leve acoplamiento rotación – traslación.

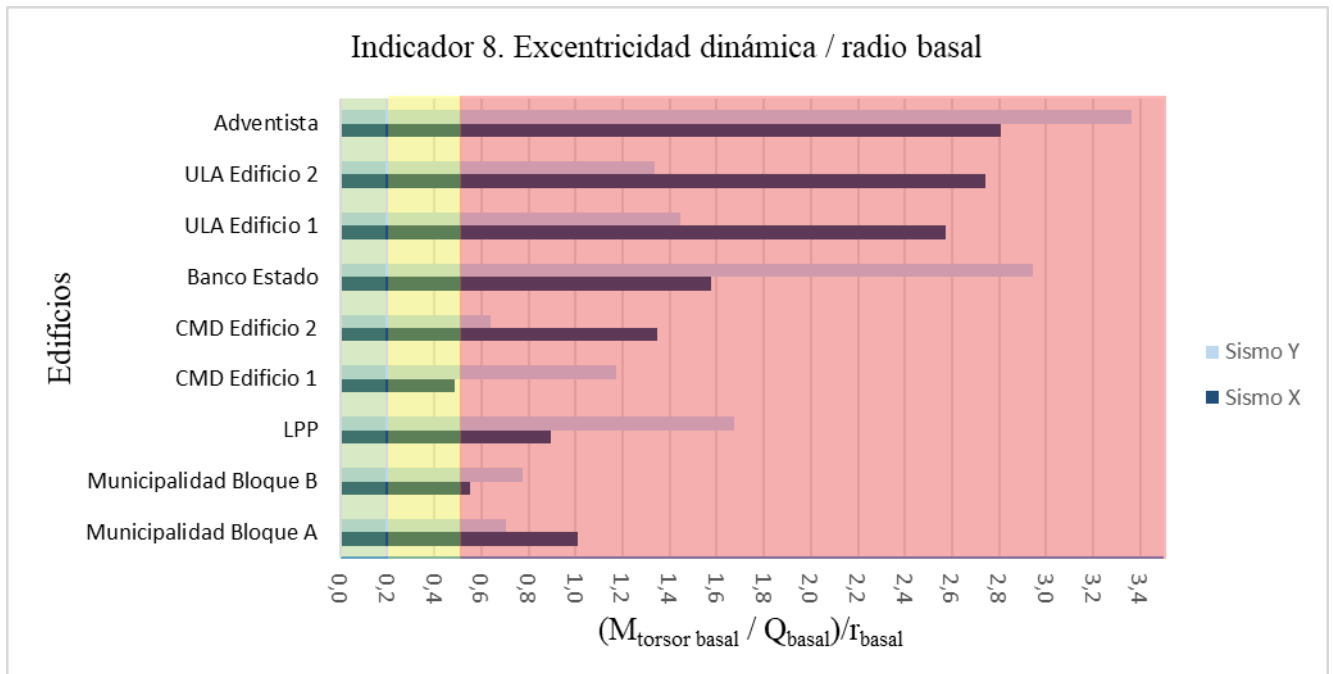
#### 4.1.7 Indicador Masa Equivalente Rotacional Acoplada / Masa Equivalente Traslacional Directa.



**Figura 4.7.** Resultado indicador 7 para sismo en X e Y.

Según lo ilustrado por la Figura 4.7 la mayoría de los edificios cumplen con el rango normal para este indicador, esto se debe a que el periodo rotacional comparado con los traslacionales no genera acoplamiento. Solo el Edificio 1 ULA, presenta acoplamiento rotacional en la dirección sismo en Y, pero dentro de rangos normales.

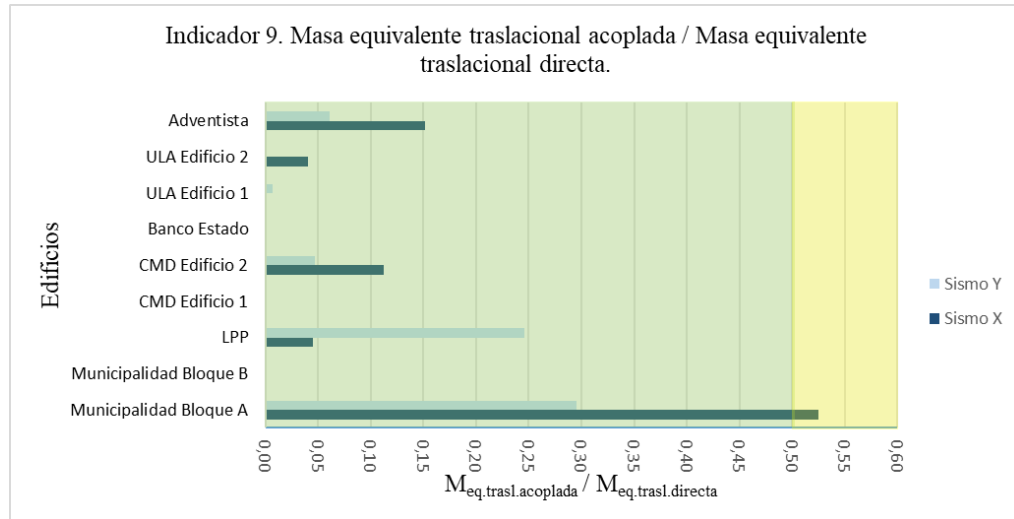
#### 4.1.8 Indicador Excentricidad Dinámica / Radio de Giro Basal.



**Figura 4.8.** Resultado indicador 8 para sismo en X e Y.

Este indicador mide el grado de acoplamiento rotacional. Según se observa en la Figura 4.8 la totalidad de los edificios sobre pasa los límites normales quedando fuera del rango aceptable para este parámetro. Según lo anterior, precisa un fuerte acoplamiento rotacional producto de un elevado valor en los momentos torsores de cada edificio. El único edificio que cumple o está ligeramente apartado de los rangos normales es el Colegio Madres Dominicadas edificio 1 para la dirección sísmica en X. Lo anterior se debe a que en su mayoría los edificios son regulares en planta, pero la distribución de sus elementos verticales es irregular, generando una excentricidad entre los centros de masas y rigideces aumentando los momentos torsores.

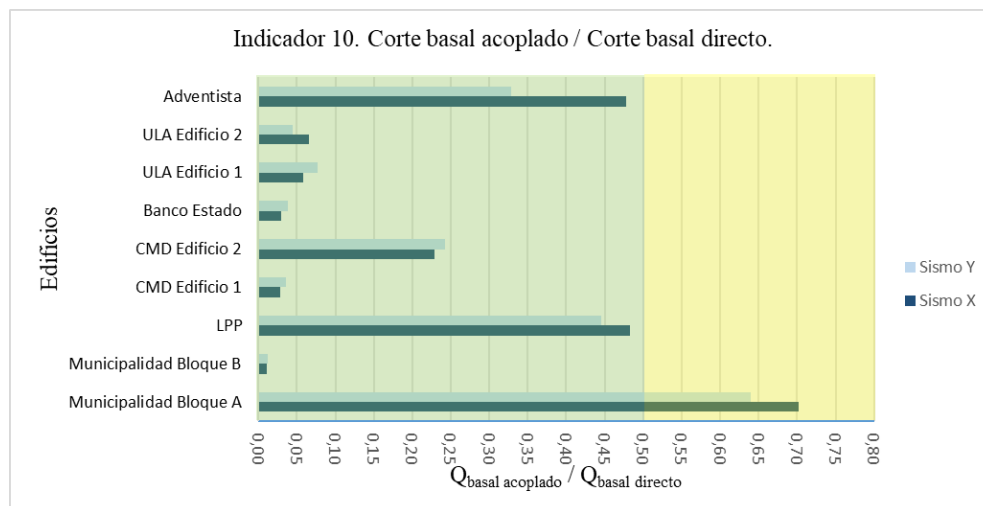
#### 4.1.9 Masa Equivalente Traslacional Acoplada / Masa Equivalente Traslacional Directa.



**Figura 4.9.** Resultado indicador 9 para sismo en X e Y.

Como ilustra la Figura 4.9 la mayoría de los edificios presenta valores normales a excepción de la Municipalidad Bloque A que sobre pasa levemente los límites normales.

#### 4.1.10 Indicador Corte Basal Acoplado / Corte Basal Directo.

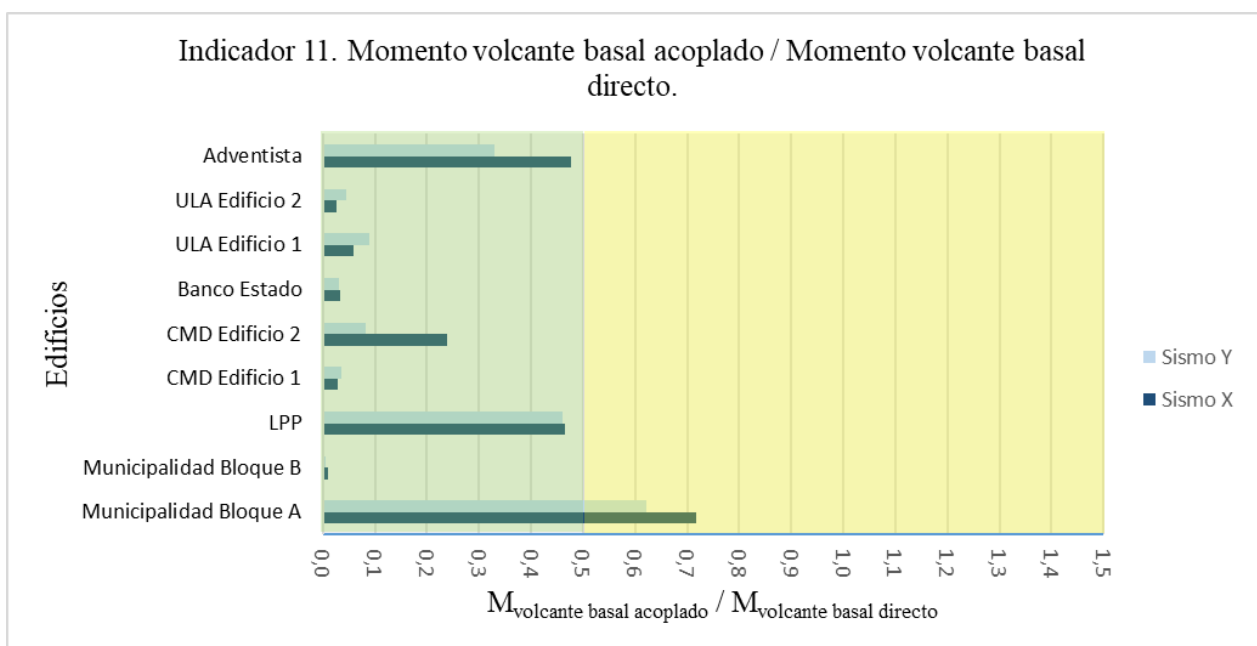


**Figura 4.10.** Resultado indicador 10 para sismo en X e Y.



Se observa en la Figura 4.10 que la mayoría de los edificios se encuentra en los rangos normales para este indicador a excepción de la Municipalidad bloque A, la cual está apartada ligeramente de los rangos normales. Según lo anterior los edificios en estudio no poseen acoplamiento a nivel de esfuerzos directos e indirectos lo que impide que se produzcan esfuerzos ortogonales de grandes magnitudes.

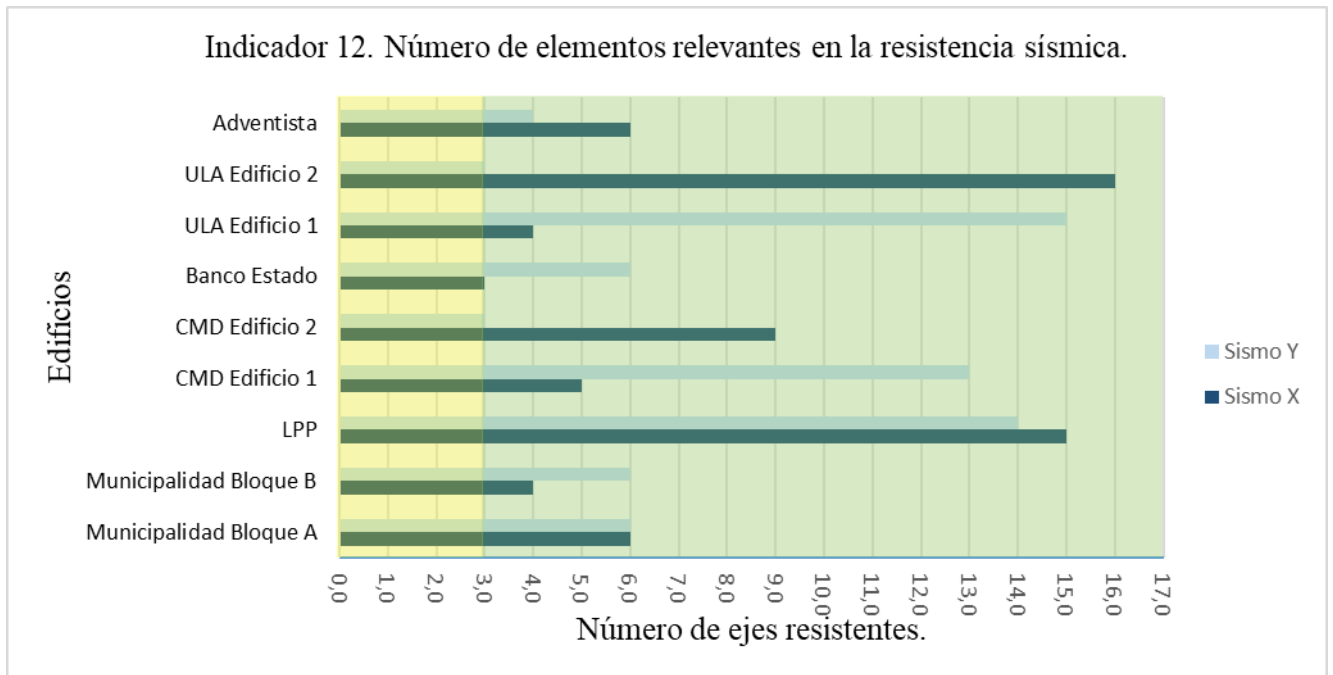
#### 4.1.11 Indicador Momento Basal Acoplado / Momento Basal Directo.



**Figura 4.11.** Resultado indicador 11 para sismo en X e Y.

Al igual que el anterior presentan valores dentro de los rangos normales a excepción de la Municipalidad bloque A.

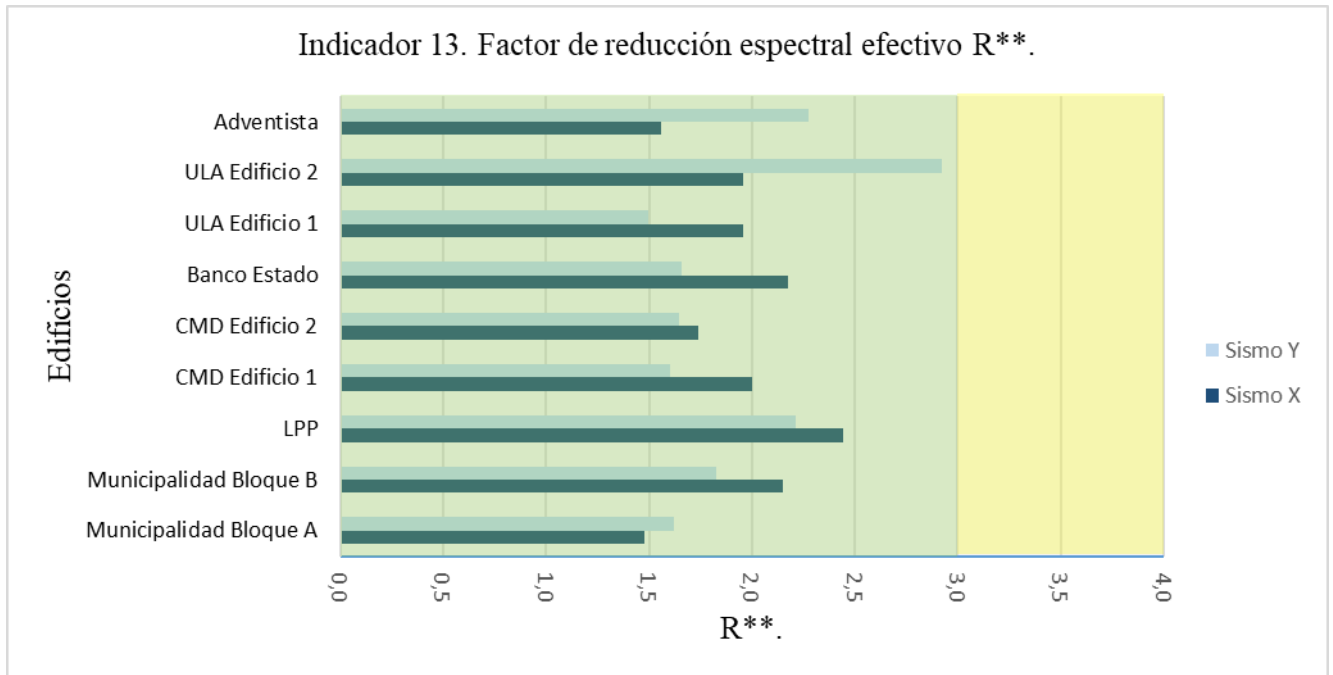
#### 4.1.12 Indicador Número de Elementos Relevantes en la Resistencia Sísmica.



**Figura 4.12.** Resultado indicador 12 para sismo en X e Y.

Según lo indicado por la Figura 4.12 todos los edificios cumplen con los rangos normales para este indicador, lo que quiere decir que la capacidad de cada edificio para redistribuir los esfuerzos de las acciones sísmicas es buena, por lo cual se puede inferir un buen comportamiento al momento de realizar un análisis no lineal.

#### 4.1.13 Indicador Factor de Reducción Espectral Efectivo $R^{**}$ .



**Figura 4.13.** Resultado indicador 13 para sismo en X e Y.

Se puede observar en la Figura 4.13 que la totalidad de los edificios cumple con los rangos normales para este indicador, lo cual permite concluir que los edificios conservan una gran reserva de ductilidad, lo que implica una buena resistencia en el rango elástico. Según lo anterior es que por los resultados obtenidos para este indicador se infiere un buen comportamiento de los edificios al ser analizado mediante un análisis tipo Pushover.

## 4.2 Resultados Vulnerabilidad Sísmica por Hirosawa.

Los resultados obtenidos para la metodología de vulnerabilidad sísmica propuesta por Hirosawa y calibrada por Boroscheck se presentan a continuación. Cabe destacar que el análisis completo de esta metodología para cada edificio se presenta en el Anexo F del presente informe.

### 4.2.1 Cálculo del índice de juicio estructural

En el capítulo 2.2 del presente informe se indica la ecuación para calcular el índice de juicio estructural  $I_{so}$ , el cual depende de 4 factores. El primero corresponde al factor de zona sísmica que depende del peligro sísmico del lugar en donde se encuentren ubicados los edificios, el segundo corresponde al factor de influencia de las condiciones topográficas y geotectónicas el cual se considera 1.0 para condiciones topográficas con pendiente nula y 1.1 para zonas con pendientes. El tercero, el factor de importancia del edificio por uso, el cual se considera 1.0 ya que el último factor incorpora las condiciones de demanda por uso del edificio. Por último, el índice de resistencia sísmica básica requerida, el cual se recomienda establecer a partir de los requerimientos de resistencia elástica establecidos en las normativas sísmicas para la zona con mayor peligro sísmico, este índice no está definido en la normativa de diseño sísmico chileno por lo cual se utilizó el índice definido por Hirosawa para Japón, pero multiplicado por un factor que se adapta a las condiciones chilenas (Cucho Salinas y Nuñez Cusma, 2018).

Según Hirosawa, para el primer nivel de evaluación con las condiciones de zona de Japón, se tiene:

$E_{so}$	0,8
Aceleración espectral ( $S_a$ )	1*g (Para un sismo severo)
Factor de zona sísmica (Z)	1,0
Factor de importancia del edificio (U)	1,0
Factor de influencia topográfica (G)	1,0
$I_{so}(Japón)$	0,8

Ahora considerando la zona sísmica II, suelo tipo E y categorías de edificio III y IV, correspondiente a la clasificación más desfavorable de todos los edificios se tiene lo siguiente:

Aceleración efectiva ( $A_0$ )	0,3*g
Coefficiente de importancia ( $I$ )	1,2
S	1,3
$T_0$	1,2
Periodo fundamental ( $T_x$ )	0,08
Periodo fundamental ( $T_y$ )	0,08
R	7

Cabe destacar que el periodo fundamental para ambas direcciones sísmicas se consideró como el promedio de los periodos de los edificios. Con lo anterior la aceleración espectral queda definida según las ecuaciones de la norma NCh433 Of96 y modificada el 2009.

$$R^* = 1,63 \text{ (Para ambas direcciones)}$$

$$\alpha = 1,3$$

$$S_a(\text{Chile}) = 0,373 * g$$

Ahora según Cucho y Núñez proponen comparar los factores para Japón y Chile según el siguiente criterio:

$$\frac{I_{so}(\text{Chile})}{I_{so}(\text{Japón})} = \frac{S_a(\text{Chile})}{S_a(\text{Japón})}$$

Según la relación anterior y con los valores presentados anteriormente, se tiene:

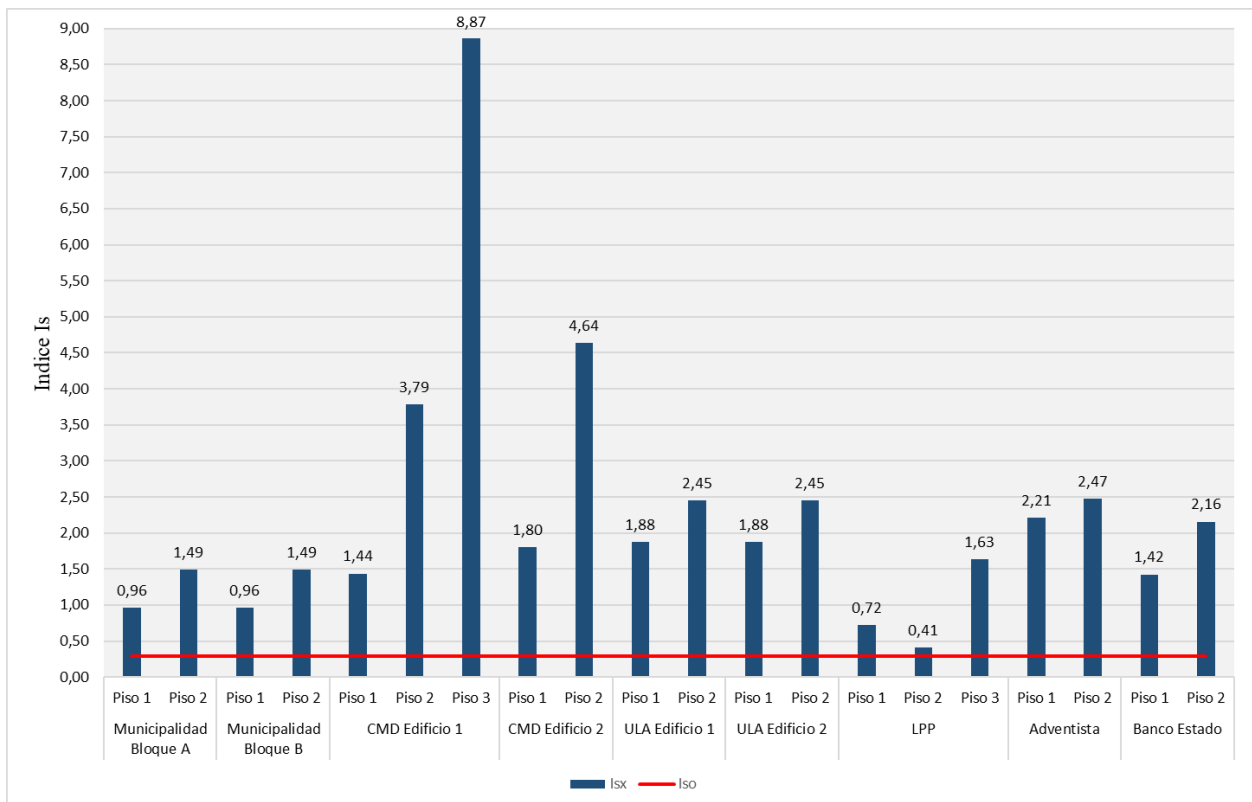
$$\frac{I_{so}(\text{Chile})}{0,8} = \frac{0,373 * g}{1 * g}$$

Por lo tanto, el valor del juicio estructural  $I_{so}$  para zona de estudio es:

$$I_{so} = 0,2984$$

#### 4.2.2 Resultados para la Dirección Sismo en X.

La Figura 4.14 muestra los resultados por piso para cada edificio analizado en la dirección sísmica X, además se presenta el índice de juicio estructural representado por la línea roja la cual indica que bajo este el edificio se considera inseguro y por el contrario seguro.

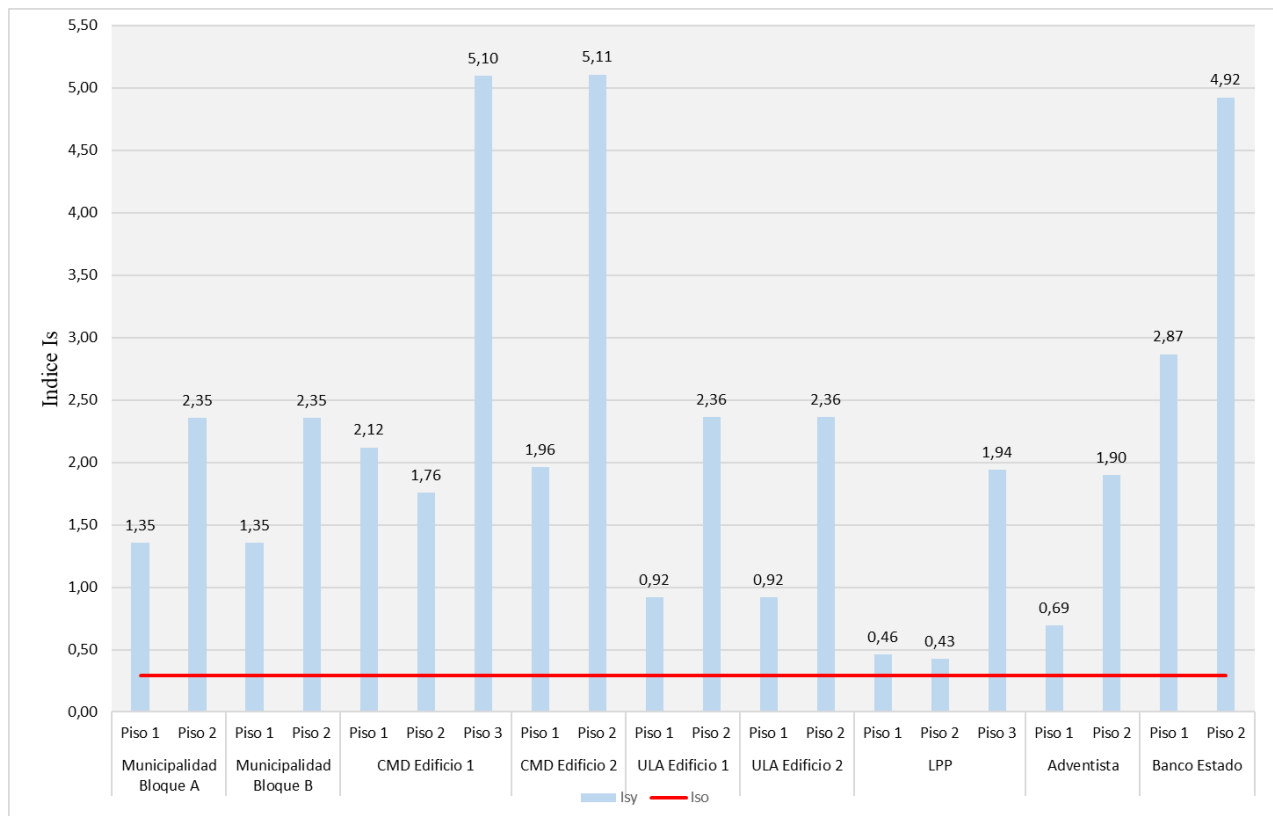


**Figura 4.14.** Resultados Vulnerabilidad propuesta por Hirosawa por piso para cada edificio en dirección sismo en X.

Según se observa en la Figura 4.14 que todos los edificios están por sobre la línea de juicio estructural, por lo cual se consideran en su totalidad seguros frente a un evento sísmico de gran magnitud.

### 4.2.3 Resultados para la Dirección Sismo en Y.

Al igual que el anterior, la Figura 4.15 muestra los resultados de la metodología para cada piso en dirección sísmica Y.

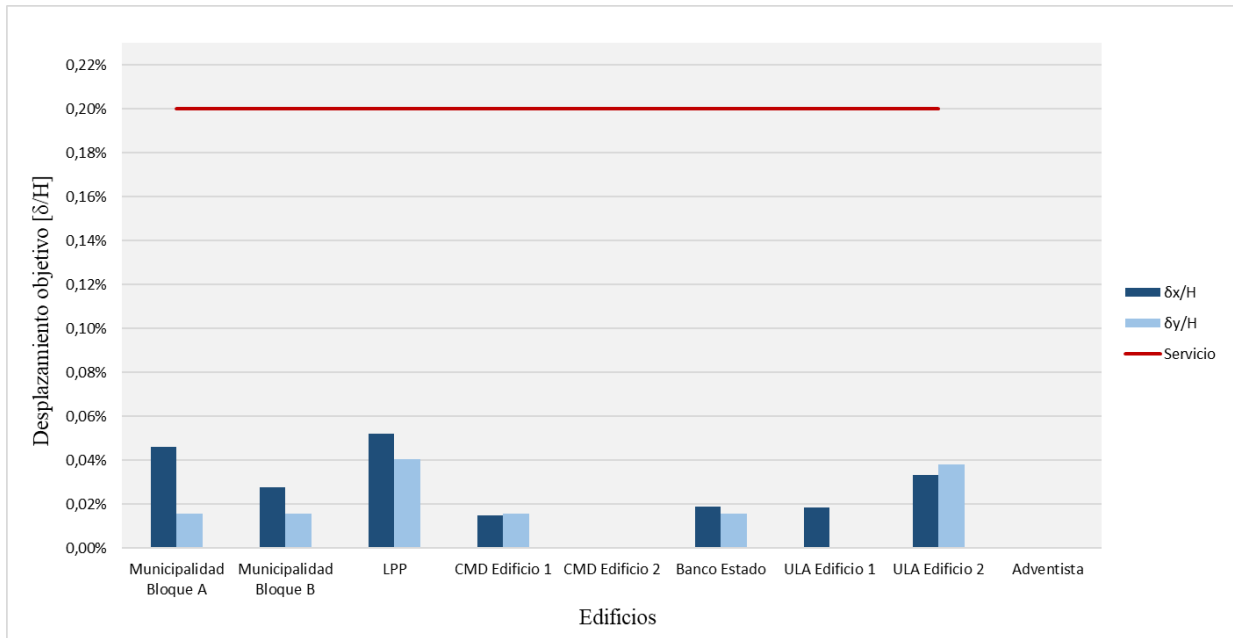


**Figura 4.15.** Resultados Vulnerabilidad propuesta por Hirosawa por piso para cada edificio para dirección sismo en Y.

Según lo ilustrado se puede observar un símil al análisis en la dirección x, en donde la mayoría de los edificios sobrepasan el índice de juicio estructural considerándose estructuras seguras frente a sismos de gran magnitud.

### 4.3 Resultados Análisis No Lineal.

A continuación, se presenta el resumen del análisis tipo “Pushover” para los edificios seleccionados.



**Figura 4.16.** Puntos de desempeños edificios seleccionados, en ambas direcciones de análisis.

Como se observa en la Figura 4.16 los puntos de desempeño no superan el nivel de servicio (0,2%), por lo cual, para una demanda sísmica correspondiente a un sismo muy raro hay ausencia de daños y los edificios se comportan en el rango elástico por lo que los edificios se mantienen operacionales ante sismos de gran intensidad. Además, el Colegio Madres Domínicas Edificio 2 y el Colegio Adventista no poseen un punto de desempeño ya que con la demanda sísmica para un sismo muy raro no se encontró un punto de inflexión en la curva de capacidad, esto se debe a que la demanda es muy baja en comparación a la capacidad del edificio y el periodo secante no logra una intersección entre ambas curvas. Las curvas de capacidad y puntos de desempeño de los edificios que tuvieron intersección se muestran en el Anexo G.



#### 4.4 Análisis Edificios Fuera de Rango.

A continuación, se presenta una tabla resumen con aquellos edificios con parámetros fuera de rango.

	Perfil Bio-Sísmico														Vulnerabilidad		Análisis no lineal								
	Rigidez					Acoplamiento						Redundancia					Punto de desempeño								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	Hirosawa		Servicio		Operacional		Daño controlado		Ultimo			
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	Isx	Isy	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	
Bloque A, Municipalidad																									
Bloque B, Municipalidad																									
LPP																									
CMD, Edificio 1																									
CMD, Edificio 2																									
Banco Estado																									
ULA, Edificio 1																									
ULA, Edificio 2																									
Colegio Adventista																									

Tabla 4.1. Resumen edificios con indicadores fuera de rango.

Tabla 4.1, se observa que la mayoría de los edificios se encuentra en rangos normales para las tres metodologías. Solo se observa una elevada rigidez, la cual el Edificio 2 del Colegio Madres Domínicas sobre pasa los rangos normales, lo cual es un factor concluyente en el cálculo del punto de desempeño de la estructura, ya que al ser demasiado rígido la capacidad del edificio es muy alta en comparación con la demanda sísmica lo cual ocasiono el no encontrar un punto de desempeño de la estructura.

Con respecto a los resultados mediante la metodología de vulnerabilidad sísmica propuesta por Hirosawa se consideran en su totalidad seguros frente a un sismo de gran magnitud, para ambas direcciones de análisis.

Como se mencionó anteriormente, la excentricidad dinámica de todos los edificios provoco que todos estuvieran fuera de rango en el indicador 8 del “Perfil”.

En general, en su totalidad los edificios cumplen con las exigencias normativas para el análisis sísmico, considerando que en la época de construcción no se consideró el diseño sísmico actual.

# **CAPÍTULO 5**

## **CONCLUSIONES**

## Capítulo 5. Conclusiones

- Con respecto a los objetivos planteados en el capítulo 1.2 del presente informe, se concluye que se cumplieron de manera satisfactoria los objetivos específicos y objetivo general.
- Los resultados obtenidos mediante la metodología del Perfil Bio-sísmico arrojaron resultados normales para la mayoría de los indicadores a excepción del indicador Excentricidad Dinámica / Radio de Giro Basal, en el cual todos los edificios se encontraron fuera de rango, esto se debe a como se mencionó anteriormente la mayoría de los edificios poseen una irregularidad en la distribución de sus elementos estructurales verticales generando una excentricidad elevada entre centros de rigidez y de masa. Por otra parte, según los indicadores 1, 2, 3 y 4 en su totalidad arrojan resultados que concluyen una elevada rigidez traslacional de los edificios, la cual se ve relacionado directamente por: la baja altura de los edificios, la distribución tanto de muros como pilares en planta y elevación, además del porcentaje de estos presentes en cada planta del edificio. Los indicadores de redundancia estructural y demanda de ductilidad son buenos parámetros para tener una aproximación al comportamiento no lineal de los edificios, se observó que todos los edificios cumplen los rangos normales para estos indicadores lo que concluye un comportamiento más bien elástico.
- Para la metodología de Vulnerabilidad sísmica propuesta por Hirosawa y calibrada para las tipologías de edificios chilenos, califico en su totalidad seguros frente a un sismo de gran magnitud. Si bien, el cálculo del índice de juicio estructural  $I_{So}$  se realiza mediante un factor de reducción o amplificación del índice calculado para Japón, es un valor aproximado a las condiciones de zona donde están emplazados los edificios a analizar.
- El análisis no lineal tipo Pushover, y según el nivel de desempeño de cada edificio los califico en un nivel de servicio según lo propuesto por VISIÓN2000, en el cual los posiciona en un comportamiento óptimo frente a un evento sísmico de gran magnitud. Todos los resultados de desplazamiento máximo de techo resultantes en el punto de desempeño están por debajo del 0.02% lo que indica que frente a un terremoto de gran

magnitud habría daños mínimos o nulos en sus elementos estructurales quedando los edificios operacionales post terremoto.

- Comparando las tres metodologías, se concluye que, aunque la calibración del Perfil Bio-Sísmico incluye en su gran parte edificios de gran altura es un buen indicador para calificar el “estado de salud” en edificios de baja altura, esto ya que según el análisis tanto para Hirosawa como el análisis no lineal califican a los edificios como seguros ante un sismo de alta intensidad. Por otro lado, si bien el análisis no lineal realizado en ETABS posee varias limitantes, es un buen mecanismo para calcular la capacidad de un edificio.

Con respecto al estudio en general de los edificios de baja altura de uso público seleccionados para el análisis, se puede concluir lo siguiente:

- La mayoría de los edificios posee una rigidez elevada a excesiva, lo cual limita los desplazamientos normativos y no sobrepasa los límites que establece la normativa, debido a que la mayoría de las estructuras se basan en muros de hormigón armado y albañilería confinada lo cual según los requerimientos de las metodologías utilizadas en este estudio son la base principal para generar resultados óptimos ante eventuales sismos de grandes magnitudes.
- Finalizando, todos los edificios cumplen las exigencias mínimas para un diseño eficiente, esto se debe a las buenas prácticas de diseño en los años de construcción de los edificios. Dentro de los posibles problemas que pudieran tener estos edificios de baja altura es que en la parte superior, en su mayoría no presentan diafragma rígido, por lo cual, si las conexiones del nivel superior no fueron diseñadas y construidas de forma adecuada pueden generar problemas de flexibilidad en el piso superior, además producto de la excesiva rigidez las posibles fallas serían producto de esfuerzos cortantes, y fallas de tipo frágil. Otro problema visualizado tanto en planos como en visitas in situ a los edificios es que en su mayoría presenta distribuciones irregulares en sus plantas, es decir, muros de pisos superiores que no tienen continuidad hacia el sello de fundación lo cual no son un aporte en la resistencia sísmica, pero sí en la rigidez del edificio.

- Según la experiencia de la totalidad de los edificios analizados para el terremoto de Cobquecura en el 2010, tuvieron un óptimo comportamiento a nivel estructural lo que coincide con los resultados obtenidos en este estudio. Se recomienda que un buen diseño no solo está relacionado con el cumplimiento normativo, sino que también visualizando los posibles mecanismos de falla del edificio, evaluando las debilidades en la estructuración de los elementos y fiscalizando la construcción acorde a lo diseñado.

## Capítulo 6. Bibliografía

Beck, S., Barrientos, S., Kausel, E., Reyes, M. (1998). "Source characteristics of historic earthquakes along the central Chile subduction zone". *J. South Am. Earth Sci.* **11**(2): Pp. 115-129.

Cucho Salinas, H. M., Nuñez Cusma, K. M. (2018). "Evaluación de la vulnerabilidad estructural aplicando el método Hirosawa para determinar la seguridad sísmica del Hospital Regional de Lambayeque". Trabajo para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de San Martín de Porres.

ETABS (N° de versión 16.2.1). (2016). Windows. Computers and Structures, INC.

Federal Emergency Management Agency. (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356)". Washington, D.C.

Guendelman, T., Guendelman, M., Lindenberg, J. (1997). "PERFIL BÍO-SÍSMICO DE EDIFICIOS". En: VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica y Primer Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica. Vol. 96, La Serena, Chile.

Guendelman, T., Guendelman, M., Lindenberg, J. (2010). "Perfil bio-sísmico de edificios". **17** Pp. 44-51.

Horacio Ríos. (2006). "Perfil Bio-Sísmico de Edificios respresentativos de la Construcción en altura de la ciudad de Antofagasta". Trabajo para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Católica del Norte.

Iglesias, J. (1989). "The Mexico Earthquake of September 19, 1985". *Seism. Zo. Mex. City after 1985 Earthq.* **Vol 5**(N°1): Pp. 257-271.

Instituto Nacional de Normalización. (1996). "Diseño Sísmico de Edificios, NCh 433 Of.96".

Instituto Nacional de Normalización. (2009). "Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso". NCh3171.Of2009.

Martinez, J. (2012). "Caracterización de la Vulnerabilidad Sísmica utilizando Curvas de Fragilidad y Matrices de Probabilidad de Daño para Algunas Tipologías Estructurales de Hormigón Armado. Aplicación a la Ciudad de Valdivia, Región de Los Ríos". Trabajo para optar al título de Ingeniero

en Obras Civiles. Universidad Austral de Chile.

Mella, M., Polanco, M. M. (2012). "Efectos sociales del terremoto en Chile y gestión política de la reconstrucción durante el gobierno de Sebastián Piñera (2010-2011)". X Pp. 19-46.

MINVU. (2011). "Decreto Supremo 61 Diseño Sísmico de Edificios". Santiago, Chile.

Municipalidad de Pitrufquén. (2014). "Plan de desarrollo comunal Pitrufquén 2014-2017". Temuco.

Organización Panamericana de la Salud. (1996). "Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud". P. 129.

Prado, D. F. T. (2011). "ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA APLICADO A EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO". Trabajo para optar al título de Ingeniero en Obras Civiles. Universidad Austral de Chile.

Scholz, christopher H. (2002). "The Mechanics of Earthquakes and Faulting". Cambridge Ed., Cambridge.

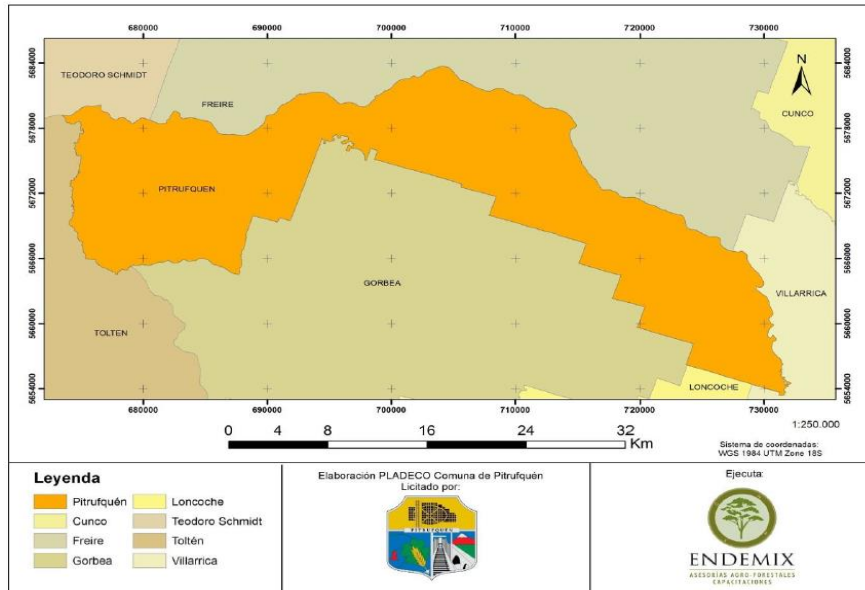
Structural Engineers Association of California. (1995). "Performance Based Seismic Engineering of Buildings - VISION2000".

Torres, C. (2019). "Calibración de un índice de vulnerabilidad sísmica para edificios de hormigón armado en un cuadrante de la ciudad de Temuco". Trabajo para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad De La Frontera.

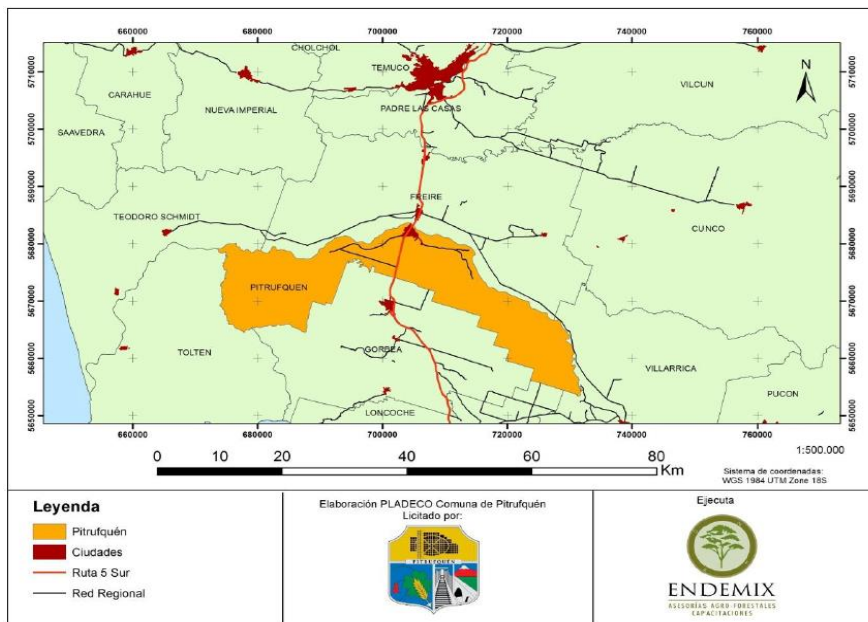


**ANEXO A**  
**MAPAS UBICACIÓN PITRUFQUÉN**

**Anexo A. Mapas ubicación de Pitrufquén.**



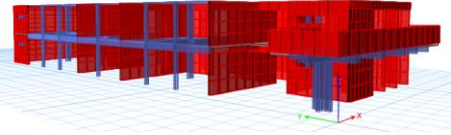
**Figura A. 1** Ubicación Territorial de la comuna de Pitrufquén (Fuente: PLADECO 2014 – 2017).



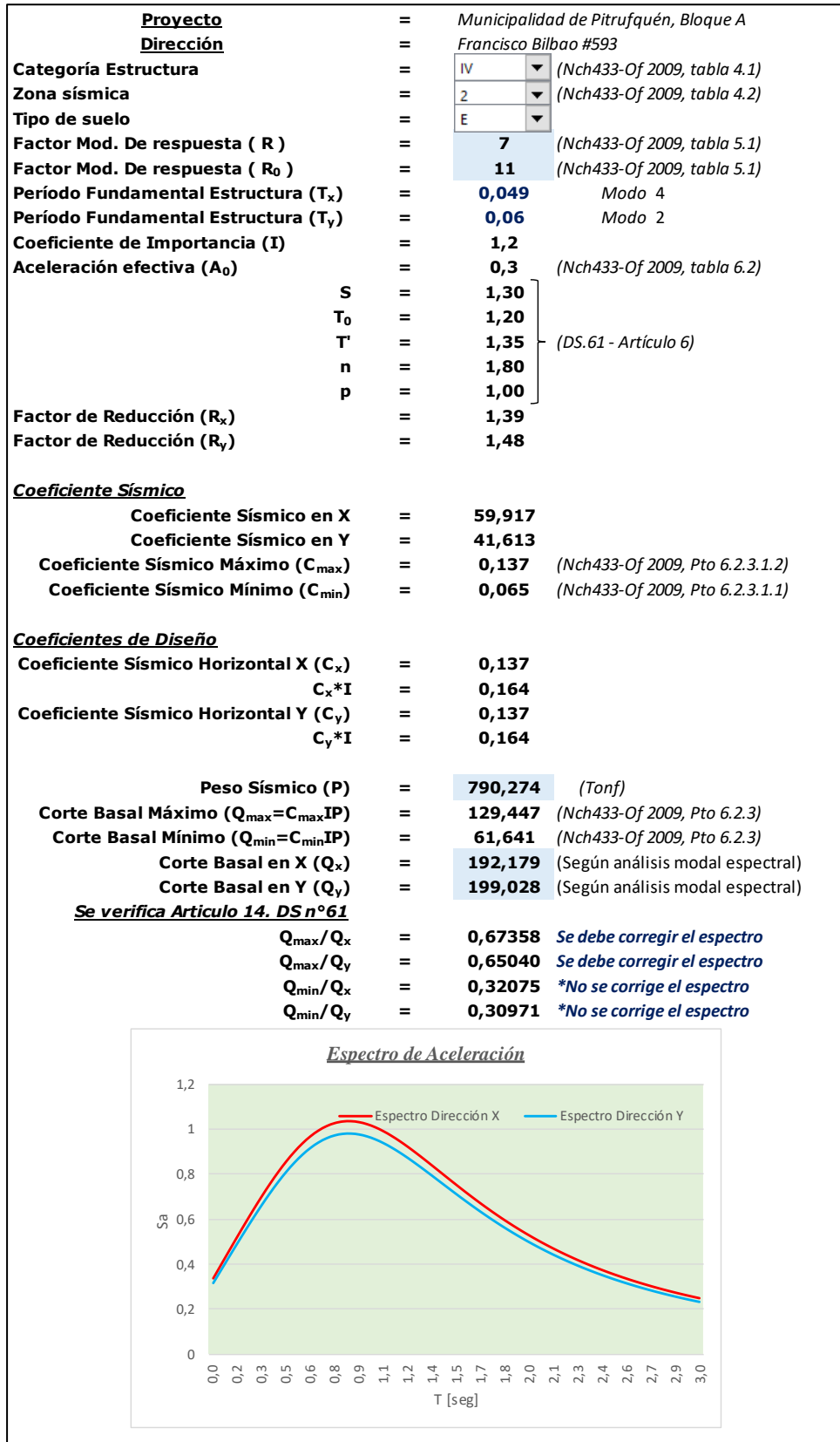
**Figura A. 2** Ubicación y accesos a la comuna de Pitrufquén (Fuente: PLADECO 2014 – 2017)

**ANEXO B**  
**ANTECEDENTES EDIFICIOS**  
**SELECCIONADOS**

## Anexo B. Antecedentes generales edificios seleccionados.

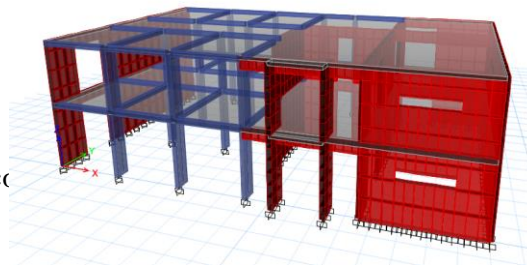
<b>1. Antecedentes Generales</b>			
1.1 Obra	:	Municipalidad de Pitrufrquén, Bloque A	
1.2 Dirección	:	Francisco Bilbao #593	
1.3 Rol	:	126-3	
1.4 Año recepción	:	1974	
1.5 N° de pisos	:	2	
1.6 N° de subterráneos	:	0	
1.7 Tipología estructural	:	Muros y pilares	
1.8 Destino	:	Edif. Administración públicc	
1.9 Cálculo estructural	:	Si	
<b>2. Antecedentes Sísmicos</b>			
2.1 Zona sísmica	:	2	Obs: Según Nch433-Of 2009, tabla 4.2.
2.2 Tipo de suelo	:	E	Obs: Según criterio del investigador.
2.3 Mecánica de suelos	:	No	Obs: No presenta estudio de mecánica de suelos.
<b>3. Antecedentes estructurales</b>			
3.1 Materialidad	:	Hormigón Armado	
3.2 Hormigón			
	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	180	(Resistencia a la compresión del hormigón)
	$Eh$ (kg/cm <sup>2</sup> )	199404	(Módulo de elasticidad del hormigón)
3.3 Acero de refuerzo			$Eh: 4700 * \sqrt{f'c}$ (Mpa)
	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2800	(Límite de fluencia del acero)
	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4400	(Resistencia a la tracción del acero)
3.4 Altura Total H (m)	:	5,5	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.5 Altura sobre S.F (m)	:	5,5	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.6 Peso Sísmico (Ton)	:	790,3	Obs: Según análisis sísmico mediante ETABS.
3.7 Superficie total (m <sup>2</sup> )	:	1130	Obs: Según especificaciones técnicas.
<b>4. Antecedentes estructurales primer piso</b>			
4.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	565	4.6 Espesor muros (cm): 20
4.2 Altura (m)	:	2,9	4.7 Viga típica : 20/46
4.3 Longitud Planta (m)	:	10	4.8 Columnas : 10/20 - 20/20
4.4 Ancho Planta (m)	:	34	20/40 - 20/50
4.5 Espesor losa (cm)	:	23	
<b>5. Antecedentes estructurales segundo piso</b>			
5.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	565	5.6 Espesor muros (cm): 20
5.2 Altura (m)	:	2,6	5.7 Viga típica : 20/46
5.3 Longitud Planta (m)	:	10	5.8 Columnas : 10/20 - 20/20
5.4 Ancho Planta (m)	:	34	20/40 - 20/50
5.5 Espesor losa (cm)	:	14	

**Figura A. 3.** Antecedentes generales Municipalidad de Pitrufrquén, Bloque A.



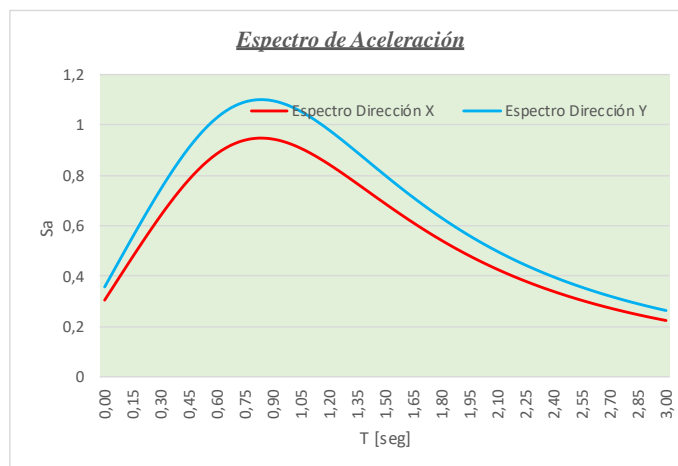
**Figura A. 4.** Espectro de diseño Municipalidad de Pitrufrquén, Bloque A.

<b>1. Antecedentes generales</b>			
1.1 Obra	:	Municipalidad de Pitrufrquén, Bloque B	
1.2 Dirección	:	Francisco Bilbao #593	
1.3 Rol	:	126-3	
1.4 Año recepción	:	1974	
1.5 N° de pisos	:	2	
1.6 N° de subterráneos	:	0	
1.7 Tipología estructural	:	Muros y pilares	
1.8 Destino	:	Edif. Administración pública	
1.9 Calculo estructural	:	Si	
<b>2. Antecedentes sísmicos</b>			
2.1 Zona sísmica	:	2	Obs: Según Nch433-Of 2009, tabla 4.2.
2.2 Tipo de suelo	:	E	Obs: Según criterio del investigador.
2.3 Mecánica de suelos	:	No	Obs: No presenta estudio de mecánica de suelos.
<b>3. Antecedentes estructurales</b>			
3.1 Materialidad	:	Hormigón Armado	
3.2 Hormigón			
	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	: 180	(Resistencia a la compresión del hormigón)
	$Eh$ (kg/cm <sup>2</sup> )	: 199404	(Módulo de elasticidad del hormigón)
3.3 Acero de refuerzo			
			$Eh: 4700 * \sqrt{f'c}$ (Mpa)
	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	: 2800	(Límite de fluencia del acero)
	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	: 4400	(Resistencia a la tracción del acero)
3.4 Altura Total H (m)	:	5,5	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.5 Altura sobre S.F (m)	:	5,5	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.6 Peso Sísmico (Ton)	:	409,2	Obs: Según análisis sísmico mediante ETABS.
3.7 Superficie total (m <sup>2</sup> )	:	1130	Obs: Según especificaciones técnicas.
<b>4. Antecedentes estructurales primer piso</b>			
4.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	565	4.6 Espesor muros (cm) : 20
4.2 Altura (m)	:	2,9	4.7 Viga típica : 20/46
4.3 Longitud Planta (m)	:	18	4.8 Columnas : 10/20 - 20/20
4.4 Ancho Planta (m)	:	11	20/40 - 20/50
4.5 Espesor losa (cm)	:	23	
<b>5. Antecedentes estructurales segundo piso</b>			
5.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	565	5.6 Espesor muros (cm) : 20
5.2 Altura (m)	:	2,6	5.7 Viga típica : 20/46
5.3 Longitud Planta (m)	:	18	5.8 Columnas : 10/20 - 20/20
5.4 Ancho Planta (m)	:	11	20/40 - 20/50
5.5 Espesor losa (cm)	:	14	

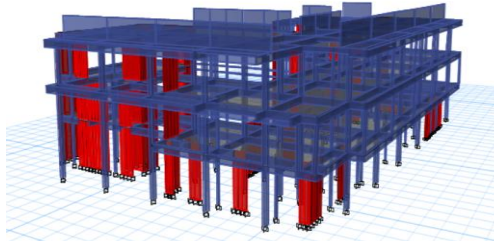


**Figura A. 5.** Antecedentes generales Municipalidad de Pitrufrquén, Bloque B.

<b>Proyecto</b>	=	Municipalidad de Pitrufrquén, Bloque B
<b>Dirección</b>	=	Francisco Bilbao #593
<b>Categoría Estructura</b>	=	IV (Nch433-Of 2009, tabla 4.1)
<b>Zona sísmica</b>	=	2 (Nch433-Of 2009, tabla 4.2)
<b>Tipo de suelo</b>	=	E
<b>Factor Mod. De respuesta ( R )</b>	=	7 (Nch433-Of 2009, tabla 5.1)
<b>Factor Mod. De respuesta ( R<sub>0</sub> )</b>	=	11 (Nch433-Of 2009, tabla 5.1)
<b>Período Fundamental Estructura (T<sub>x</sub>)</b>	=	0,067 Modo 1
<b>Período Fundamental Estructura (T<sub>y</sub>)</b>	=	0,039 Modo 2
<b>Coefficiente de Importancia (I)</b>	=	1,2
<b>Aceleración efectiva (A<sub>0</sub>)</b>	=	0,3 (Nch433-Of 2009, tabla 6.2)
	S	1,30
	T <sub>0</sub>	1,20
	T'	1,35 (DS.61 - Artículo 6)
	n	1,80
	p	1,00
<b>Factor de Reducción (R<sub>x</sub>)</b>	=	1,53
<b>Factor de Reducción (R<sub>y</sub>)</b>	=	1,32
<b><u>Coefficiente Sísmico</u></b>		
<b>Coefficiente Sísmico en X</b>	=	34,117
<b>Coefficiente Sísmico en Y</b>	=	90,362
<b>Coefficiente Sísmico Máximo (C<sub>max</sub>)</b>	=	0,137 (Nch433-Of 2009, Pto 6.2.3.1.2)
<b>Coefficiente Sísmico Mínimo (C<sub>min</sub>)</b>	=	0,065 (Nch433-Of 2009, Pto 6.2.3.1.1)
<b><u>Coefficientes de Diseño</u></b>		
<b>Coefficiente Sísmico Horizontal X (C<sub>x</sub>)</b>	=	0,137
<b>C<sub>x</sub>*I</b>	=	0,164
<b>Coefficiente Sísmico Horizontal Y (C<sub>y</sub>)</b>	=	0,137
<b>C<sub>y</sub>*I</b>	=	0,164
<b>Peso Sísmico (P)</b>	=	409,180 (Tonf)
<b>Corte Basal Máximo (Q<sub>max</sub>=C<sub>max</sub>IP)</b>	=	67,024 (Nch433-Of 2009, Pto 6.2.3)
<b>Corte Basal Mínimo (Q<sub>min</sub>=C<sub>min</sub>IP)</b>	=	31,916 (Nch433-Of 2009, Pto 6.2.3)
<b>Corte Basal en X (Q<sub>x</sub>)</b>	=	131,650 (Según análisis modal espectral)
<b>Corte Basal en Y (Q<sub>y</sub>)</b>	=	130,288 (Según análisis modal espectral)
<b><u>Se verifica Artículo 14. DS n°61</u></b>		
<b>Q<sub>max</sub>/Q<sub>x</sub></b>	=	0,509106 <i>Se debe corregir el espectro</i>
<b>Q<sub>max</sub>/Q<sub>y</sub></b>	=	0,514426 <i>Se debe corregir el espectro</i>
<b>Q<sub>min</sub>/Q<sub>x</sub></b>	=	0,242431 <i>*No se corrige el espectro</i>
<b>Q<sub>min</sub>/Q<sub>y</sub></b>	=	0,244965 <i>*No se corrige el espectro</i>

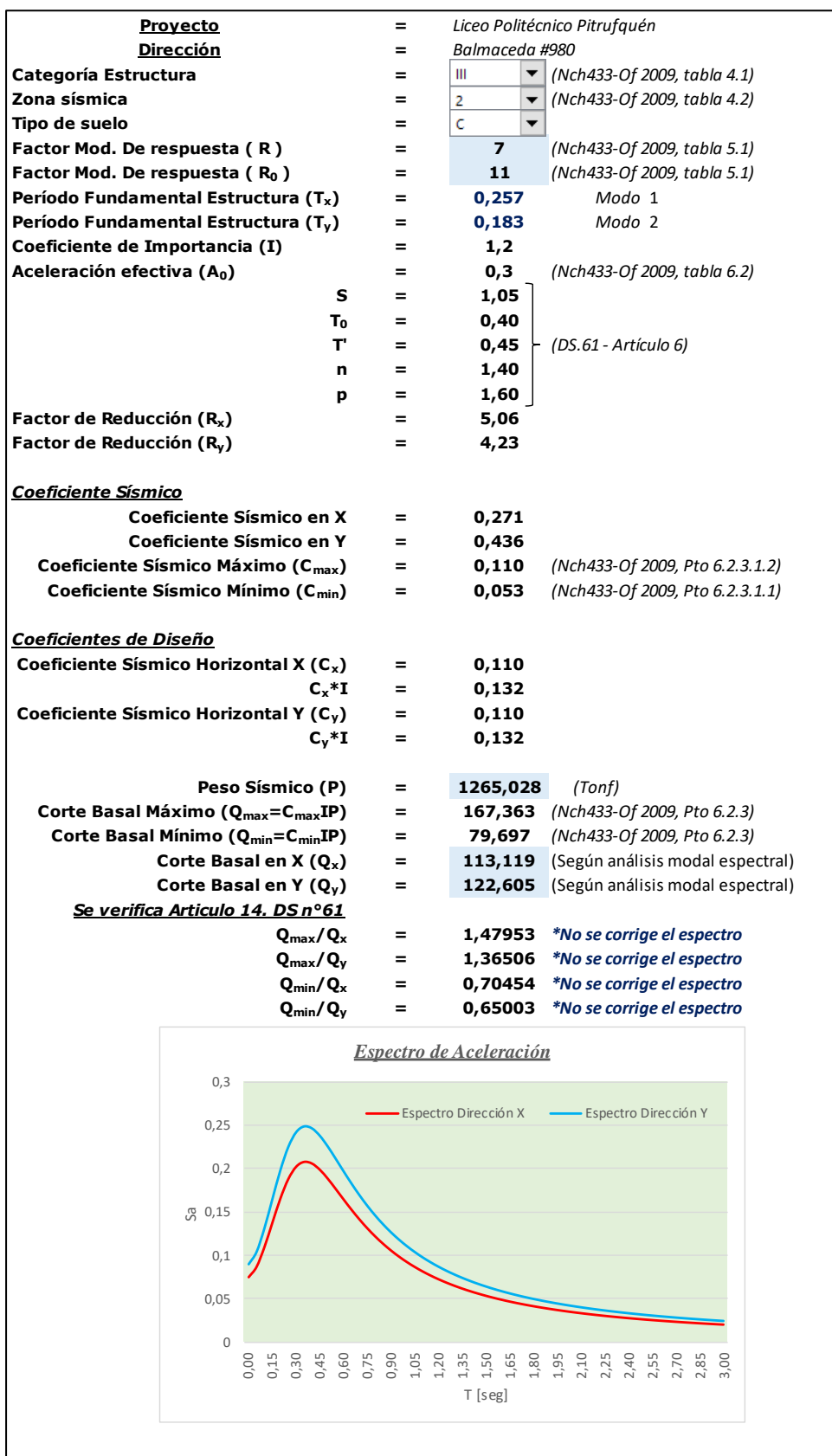


**Figura A. 6.** Espectro de diseño Municipalidad de Pitrufrquén, Bloque B.

<b>1. Antecedentes Generales</b>			
1.1 Obra	:	Liceo Politécnico Pitrufquén	
1.2 Dirección	:	Balmaceda #980	
1.3 Rol	:	91-9	
1.4 Año recepción	:	2003	
1.5 N° de pisos	:	3	
1.6 N° de subterráneos	:	0	
1.7 Tipología estructural	:	Marcos y muros	
1.8 Destino	:	Educacional	
1.9 Cálculo estructural	:	Si	
			
<b>2. Antecedentes Sísmicos</b>			
2.1 Zona sísmica	:	2	Obs: Según Nch433-Of 2009, tabla 4.2.
2.2 Tipo de suelo	:	C	Obs: Según memoria de cálculo.
2.3 Mecánica de suelos	:	Si	Obs: Según memoria de cálculo.
<b>3. Antecedentes estructurales</b>			
3.1 Materialidad	:	Hormigón Armado	
3.2 Hormigón			
$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	250	(Resistencia a la compresión del hormigón)
$E_h$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	235000	(Módulo de elasticidad del hormigón)
3.3 Acero de refuerzo			
		$E_h: 4700 * \sqrt{f'_c}$ (Mpa)	
$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	2800	(Límite de fluencia del acero)
$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	4400	(Resistencia a la tracción del acero)
3.4 Altura Total H (m)	:	10,46	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.5 Altura sobre S.F (m)	:	10,46	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.6 Peso Sísmico (Ton)	:	1265,0	Obs: Según análisis sísmico mediante ETABS.
3.7 Superficie total (m <sup>2</sup> )	:	1670	Obs: Según especificaciones técnicas.
<b>4. Antecedentes estructurales primer piso</b>			
4.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	539	
4.2 Altura (m)	:	3,42	
4.3 Longitud Planta (m)	:	35	
4.4 Ancho Planta (m)	:	26	
4.5 Espesor losa (cm)	:	14	
4.6 Espesor muros (cm)	:	25	
4.7 Viga típica	:	15/45	
4.8 Columnas	:	30/30 - 15/15 - 15/40	
		15/45 - 15/55 - 75/55	
<b>5. Antecedentes estructurales segundo piso</b>			
5.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	518,78	
5.2 Altura (m)	:	2,97	
5.3 Longitud Planta (m)	:	36,15	
5.4 Ancho Planta (m)	:	26	
5.5 Espesor losa (cm)	:	14	
5.6 Espesor muros (cm)	:	25	
5.7 Viga típica	:	15/45	
5.8 Columnas	:	30/30 - 15/15 - 15/40	
		15/45 - 15/55 - 75/55	
<b>6. Antecedentes estructurales tercer piso</b>			
6.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	552	
6.2 Altura (m)	:	2,97	
6.3 Longitud Planta (m)	:	36,15	
6.4 Ancho Planta (m)	:	26	
6.5 Espesor losa (cm)	:	0	
6.6 Espesor muros (cm)	:	25	
6.7 Viga típica	:	15/45	
6.8 Columnas	:	30/30 - 15/15 - 15/40	
		15/45 - 15/55 - 75/55	

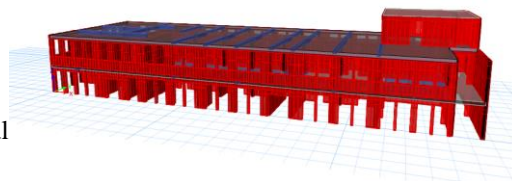
**Figura A. 7.** Antecedentes generales Liceo Politécnico Pitrufquén.





**Figura A. 8.** Espectro de diseño Liceo Politécnico Pitrufuén.

<b>1. Antecedentes Generales</b>			
1.1 Obra	:	Colegio Madres Domínicas, Edificio 1	
1.2 Dirección	:	Andrés Bello #651	
1.3 Rol	:	86-1	
1.4 Año recepción	:	1993	
1.5 N° de pisos	:	2	
1.6 N° de subterráneos	:	0	
1.7 Tipología estructural	:	Muros	
1.8 Destino	:	Edif. Educacional	
1.9 Cálculo estructural	:	No	
<b>2. Antecedentes Sísmicos</b>			
2.1 Zona sísmica	:	2	Obs: Según Nch433-Of 2009, tabla 4.2.
2.2 Tipo de suelo	:	E	Obs: Según criterio del investigador.
2.3 Mecánica de suelos	:	No	Obs: No presenta estudio de mecánica de suelos.
<b>3. Antecedentes estructurales</b>			
3.1 Materialidad	:	Hormigón Armado	
3.2 Hormigón			
	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	280	(Resistencia a la compresión del hormigón)
	$Eh$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	248701	(Módulo de elasticidad del hormigón)
3.3 Acero de refuerzo			$Eh: 4700 * \sqrt{f'c}$ (Mpa)
	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	2800	(Límite de fluencia del acero)
	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	4400	(Resistencia a la tracción del acero)
3.4 Altura Total H (m)	:	9,35	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.5 Altura sobre S.F (m)	:	9,35	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.6 Peso Sísmico (Ton)	:	2592,0	Obs: Según análisis sísmico mediante ETABS.
3.7 Superficie total (m <sup>2</sup> )	:	1518,33	Obs: Según especificaciones técnicas.
<b>4. Antecedentes estructurales primer piso</b>			
4.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	717,41	
4.2 Altura (m)	:	3,15	
4.3 Longitud Planta (m)	:	46,55	
4.4 Ancho Planta (m)	:	15,2	
4.5 Espesor losa (cm)	:	30	
4.6 Espesor muros (cm)	:	20 - 30	
4.7 Viga típica	:	30/40	
4.8 Columnas	:	30/30	
<b>5. Antecedentes estructurales segundo piso</b>			
5.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	717,41	
5.2 Altura (m)	:	3,4	
5.3 Longitud Planta (m)	:	46,55	
5.4 Ancho Planta (m)	:	15,2	
5.5 Espesor losa (cm)	:	30	
5.6 Espesor muros (cm)	:	20 - 30	
5.7 Viga típica	:	30/40	
5.8 Columnas	:	30/30	
<b>6. Antecedentes estructurales segundo piso</b>			
6.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	83,51	
6.2 Altura (m)	:	2,8	
6.3 Longitud Planta (m)	:	8,78	
6.4 Ancho Planta (m)	:	8,93	
6.5 Espesor losa (cm)	:	0	
6.6 Espesor muros (cm)	:	20 - 30	
6.7 Viga típica	:	30/40	
6.8 Columnas	:	30/30	



**Figura A. 9.** Antecedentes generales Colegio Madres Domínicas, Edificio 1.

<b>Proyecto</b>	=	Colegio Madres Dominicanas, Edificio 1
<b>Dirección</b>	=	Andres Bello #651
<b>Categoría Estructura</b>	=	III (Nch433-Of 2009, tabla 4.1)
<b>Zona sísmica</b>	=	2 (Nch433-Of 2009, tabla 4.2)
<b>Tipo de suelo</b>	=	E
<b>Factor Mod. De respuesta ( R )</b>	=	7 (Nch433-Of 2009, tabla 5.1)
<b>Factor Mod. De respuesta ( R<sub>0</sub> )</b>	=	11 (Nch433-Of 2009, tabla 5.1)
<b>Periodo Fundamental Estructura ( T<sub>x</sub> )</b>	=	0,044 Modo 3 92%
<b>Periodo Fundamental Estructura ( T<sub>y</sub> )</b>	=	0,049 Modo 2 67%
<b>Coefficiente de Importancia ( I )</b>	=	1,2
<b>Aceleración efectiva ( A<sub>0</sub> )</b>	=	0,3 (Nch433-Of 2009, tabla 6.2)
	<b>S</b>	= 1,30
	<b>T<sub>0</sub></b>	= 1,20
	<b>T'</b>	= 1,35
	<b>n</b>	= 1,80
	<b>p</b>	= 1,00
		(DS.61 - Artículo 6)
<b>Factor de Reducción ( R<sub>x</sub> )</b>	=	1,35
<b>Factor de Reducción ( R<sub>y</sub> )</b>	=	1,39
<b><u>Coefficiente Sísmico</u></b>		
<b>Coefficiente Sísmico en X</b>	=	72,725
<b>Coefficiente Sísmico en Y</b>	=	59,917
<b>Coefficiente Sísmico Máximo ( C<sub>max</sub> )</b>	=	0,137 (Nch433-Of 2009, Pto 6.2.3.1.2)
<b>Coefficiente Sísmico Mínimo ( C<sub>min</sub> )</b>	=	0,065 (Nch433-Of 2009, Pto 6.2.3.1.1)
<b><u>Coefficientes de Diseño</u></b>		
<b>Coefficiente Sísmico Horizontal X ( C<sub>x</sub> )</b>	=	0,137
<b>C<sub>x</sub>*I</b>	=	0,164
<b>Coefficiente Sísmico Horizontal Y ( C<sub>y</sub> )</b>	=	0,137
<b>C<sub>y</sub>*I</b>	=	0,164
<b>Peso Sísmico ( P )</b>	=	2591,976 (Tonf)
<b>Corte Basal Máximo ( Q<sub>max</sub>=C<sub>max</sub>IP )</b>	=	424,566 (Nch433-Of 2009, Pto 6.2.3)
<b>Corte Basal Mínimo ( Q<sub>min</sub>=C<sub>min</sub>IP )</b>	=	202,174 (Nch433-Of 2009, Pto 6.2.3)
<b>Corte Basal en X ( Q<sub>x</sub> )</b>	=	878,256 (Según análisis modal espectral)
<b>Corte Basal en Y ( Q<sub>y</sub> )</b>	=	682,201 (Según análisis modal espectral)
<b><u>Se verifica Artículo 14. DS n°61</u></b>		
<b>Q<sub>max</sub>/Q<sub>x</sub></b>	=	0,483419 <i>Se debe corregir el espectro</i>
<b>Q<sub>max</sub>/Q<sub>y</sub></b>	=	0,622347 <i>Se debe corregir el espectro</i>
<b>Q<sub>min</sub>/Q<sub>x</sub></b>	=	0,230200 <i>*No se corrige el espectro</i>
<b>Q<sub>min</sub>/Q<sub>y</sub></b>	=	0,296356 <i>*No se corrige el espectro</i>

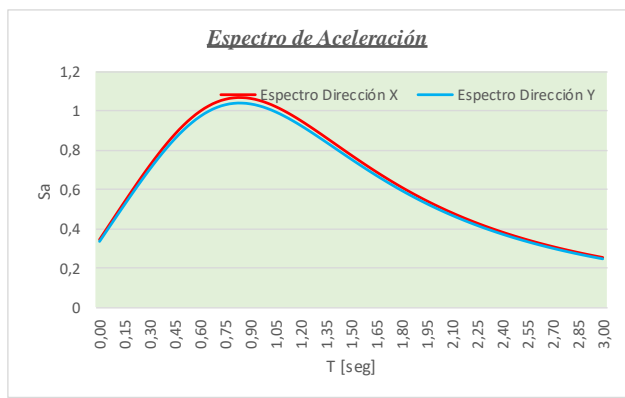
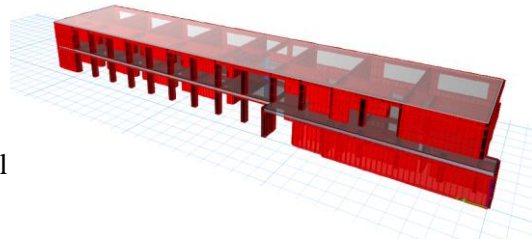
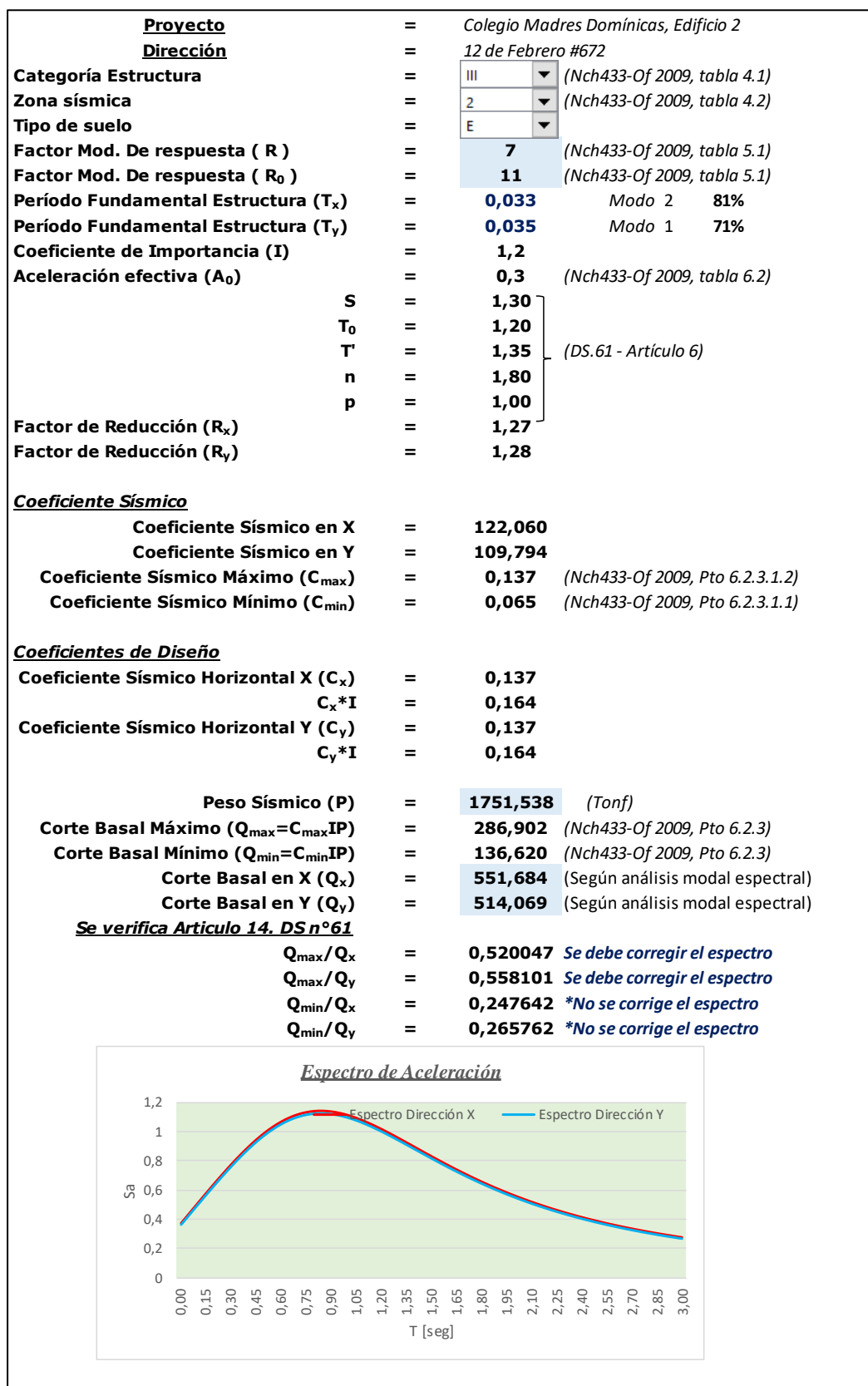


Figura A. 10. Espectro de diseño Colegio Madres Domínicas, Edificio 1.

<b>1. Antecedentes Generales</b>			
1.1	Obra	:	Colegio Madres Domínicas, Edificio 2
1.2	Dirección	:	12 de Febrero - 672
1.3	Rol	:	86-1
1.4	Año recepción	:	1993
1.5	N° de pisos	:	2
1.6	N° de subterráneos	:	0
1.7	Tipología estructural	:	Muros
1.8	Destino	:	Edif. Educacional
1.9	Cálculo estructural	:	No
<b>2. Antecedentes Sísmicos</b>			
2.1	Zona sísmica	:	2 Obs: Según Nch433-Of 2009, tabla 4.2.
2.2	Tipo de suelo	:	E Obs: Según criterio del investigador.
2.3	Mecánica de suelos	:	No Obs: No presenta estudio de mecánica de suelos.
<b>3. Antecedentes estructurales</b>			
3.1	Materialidad	:	Hormigón Armado
3.2	Hormigón		
	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	280 (Resistencia a la compresión del hormigón)
	$Eh$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	248701 (Módulo de elasticidad del hormigón)
3.3	Acero de refuerzo		$Eh: 4700 * \sqrt{f'c}$ (Mpa)
	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	2800 (Límite de fluencia del acero)
	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	4400 (Resistencia a la tracción del acero)
3.4	Altura Total H (m)	:	6,4 Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.5	Altura sobre S.F (m)	:	6,4 Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.6	Peso Sismico (Ton)	:	1474,7 Obs: Según analisis sismico mediante ETABS.
3.7	Superficie total (m <sup>2</sup> )	:	1233,49 Obs: Según especificaciones técnicas.
<b>4. Antecedentes estructurales primer piso</b>			
4.1	Superficie (m <sup>2</sup> )	:	616,75
4.2	Altura (m)	:	3,2
4.3	Longitud Planta (m)	:	57,28
4.4	Ancho Planta (m)	:	12,67
4.5	Espesor losa (cm)	:	15
4.6	Espesor muros (cm)	:	25 - 50
4.7	Viga típica	:	25/40
4.8	Columnas	:	50/90
<b>5. Antecedentes estructurales segundo piso</b>			
5.1	Superficie (m <sup>2</sup> )	:	616,75
5.2	Altura (m)	:	3,2
5.3	Longitud Planta (m)	:	56,02
5.4	Ancho Planta (m)	:	12,67
5.5	Espesor losa (cm)	:	0
5.6	Espesor muros (cm)	:	25 - 50
5.7	Viga típica	:	25/40
5.8	Columnas	:	50/90



**Figura A. 11.** Antecedentes generales Colegio Madres Domínicas, Edificio 2.

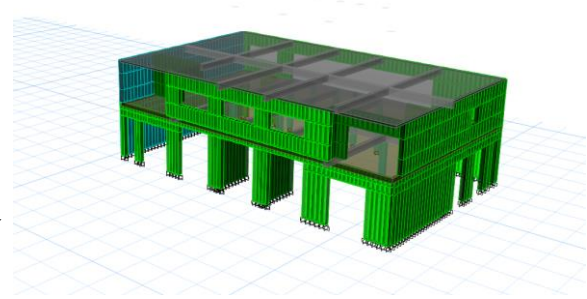


**Figura A. 12.** Espectro de diseño Colegio Madres Domínicas, Edificio 2.

## 1. Antecedentes Generales

1.1 Obra	:	
1.2 Dirección	:	
1.3 Rol	:	105-7
1.4 Año recepción	:	1992
1.5 N° de pisos	:	2
1.6 N° de subterráneos	:	0
1.7 Tipología estructural	:	Muros y pilares
1.8 Destino	:	Sucursal Bancaria
1.9 Cálculo estructural	:	Si

Banco Estado  
Andres Bello #747



## 2. Antecedentes Sísmicos

2.1 Zona sísmica	:	2	Obs: Según Nch433-Of 2009, tabla 4.2.
2.2 Tipo de suelo	:	E	Obs: Según criterio del investigador.
2.3 Mecánica de suelos	:	No	Obs: No presenta estudio de mecánica de suelos.

## 3. Antecedentes estructurales

3.1 Materialidad	:	Hormigón Armado	
3.2 Hormigón			
	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	300	(Resistencia a la compresión del hormigón)
	$Eh$ (kg/cm <sup>2</sup> )	257430	(Módulo de elasticidad del hormigón)
3.3 Acero de refuerzo			$Eh: 4700 * \sqrt{f'c}$ (Mpa)
	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2800	(Límite de fluencia del acero)
	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	4400	(Resistencia a la tracción del acero)
3.4 Altura Total H (m)	:	6	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.5 Altura sobre S.F (m)	:	6	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.6 Peso Sísmico (Ton)	:	790,3	Obs: Según análisis sísmico mediante ETABS.
3.7 Superficie total (m <sup>2</sup> )	:	487	Obs: Según especificaciones técnicas.

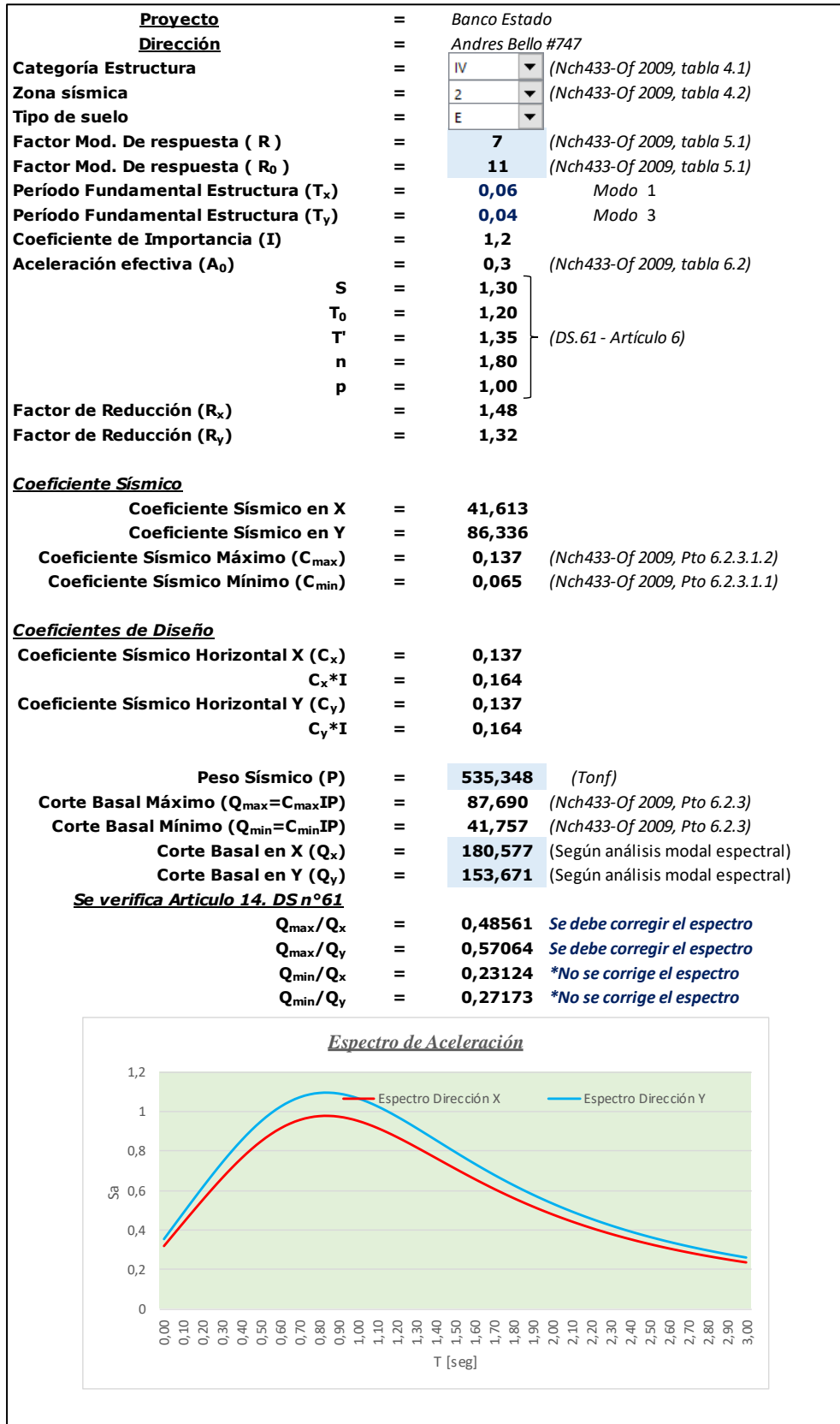
## 4. Antecedentes estructurales primer piso

4.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	245	4.6 Espesor muros (cm):	25 / 30 / 40
4.2 Altura (m)	:	3,4	4.7 Viga típica	: 20/40
4.3 Longitud Planta (m)	:	20	4.8 Columnas	: 30/30
4.4 Ancho Planta (m)	:	12,3		
4.5 Espesor losa (cm)	:	25		

## 5. Antecedentes estructurales segundo piso

5.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	242	5.6 Espesor muros (cm):	25 / 30 / 40
5.2 Altura (m)	:	2,6	5.7 Viga típica	: 20/40
5.3 Longitud Planta (m)	:	20	5.8 Columnas	: 30/30
5.4 Ancho Planta (m)	:	12,3		
5.5 Espesor losa (cm)	:	10		

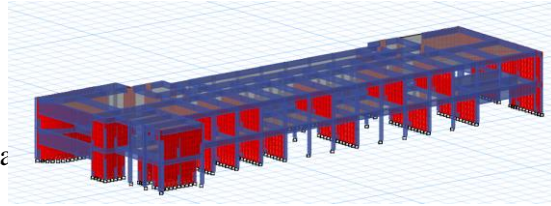
Figura A. 13. Antecedentes generales Banco Estado.



**Figura A. 14.** Espectro de diseño Banco Estado.

## 1. Antecedentes Generales

1.1 Obra	:	Escuela Unión Latinoamericana, Edificio 1
1.2 Dirección	:	Gronow #550
1.3 Rol	:	105-7
1.4 Año recepción	:	2006
1.5 N° de pisos	:	2
1.6 N° de subterráneos	:	0
1.7 Tipología estructural	:	Albañilería confinada
1.8 Destino	:	Educacional
1.9 Cálculo estructural	:	Si



## 2. Antecedentes Sísmicos

2.1 Zona sísmica	:	2	Obs: Según Nch433-Of 2009, tabla 4.2.
2.2 Tipo de suelo	:	B	Obs: Según criterio del investigador.
2.3 Mecánica de suelos	:	Si	Obs: No presenta estudio de mecánica de suelos.

## 3. Antecedentes estructurales

3.1 Materialidad	:	Hormigón Armado	
3.2 Hormigón			
$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	300	(Resistencia a la compresión del hormigón)
$Eh$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	257430	(Módulo de elasticidad del hormigón)
3.3 Acero de refuerzo			$Eh: 4700 * \sqrt{f'c}$ (Mpa)
$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	2800	(Límite de fluencia del acero)
$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	4400	(Resistencia a la tracción del acero)
3.4 Albañilería confinada			
$f'm$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	127	
3.5 Altura Total H (m)	:	5,8	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.6 Altura sobre S.F (m)	:	5,8	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.7 Peso Sísmico (Ton)	:	794,8	Obs: Según análisis sísmico mediante ETABS.
3.8 Superficie total (m <sup>2</sup> )	:	1223	Obs: Según especificaciones técnicas.

## 4. Antecedentes estructurales primer piso

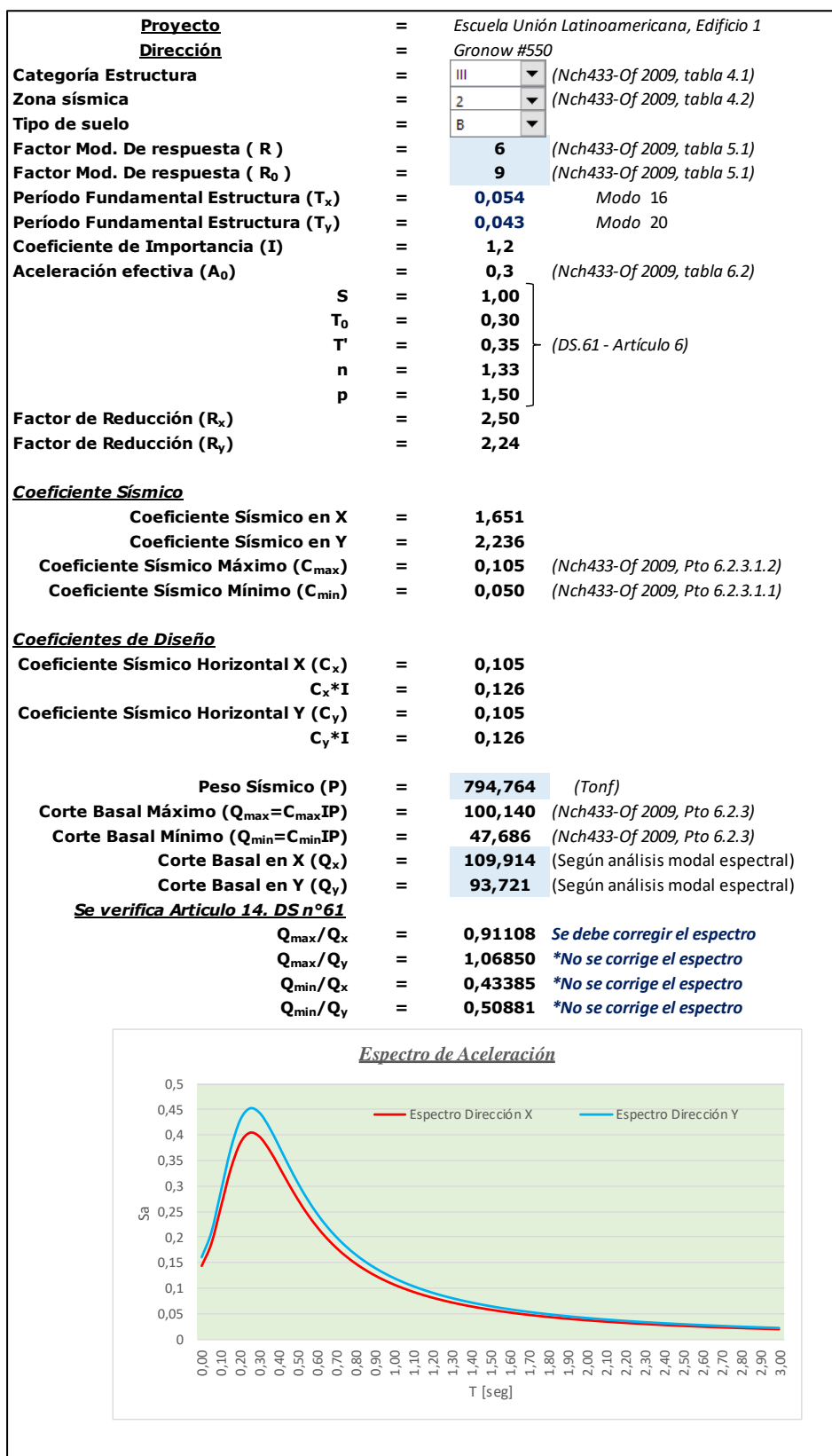
4.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	611	4.6 Espesor muros (cm)	:	15
4.2 Altura (m)	:	2,9	4.7 Viga típica	:	15/50
4.3 Longitud Planta (m)	:	50	4.8 Columnas	:	15/15 - 15/30 - 15/40
4.4 Ancho Planta (m)	:	12,5			
4.5 Espesor losa (cm)	:	12			

## 5. Antecedentes estructurales segundo piso

5.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	611,3	5.6 Espesor muros (cm)	:	15
5.2 Altura (m)	:	2,9	5.7 Viga típica	:	15/50
5.3 Longitud Planta (m)	:	50	5.8 Columnas	:	15/15 - 15/30 - 15/40
5.4 Ancho Planta (m)	:	12,5			
5.5 Espesor losa (cm)	:	0			

**Figura A. 15.** Antecedentes generales Escuela Unión Latinoamericana, Edificio 1.

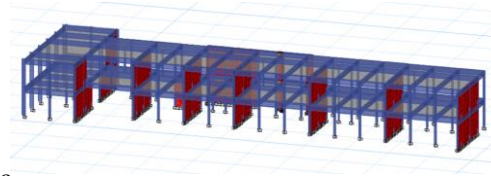




**Figura A. 16.** Espectro de diseño Escuela Unión Latinoamericana, Edificio 1.

## 1. Antecedentes Generales

1.1 Obra	:	Escuela Unión Latinoamericana, Edificio 2
1.2 Dirección	:	Gronow #550
1.3 Rol	:	105-7
1.4 Año recepción	:	2006
1.5 N° de pisos	:	2
1.6 N° de subterráneos	:	0
1.7 Tipología estructural	:	Albañilería confinada
1.8 Destino	:	Educacional
1.9 Cálculo estructural	:	Si



## 2. Antecedentes Sísmicos

2.1 Zona sísmica	:	2	Obs: Según Nch433-Of 2009, tabla 4.2.
2.2 Tipo de suelo	:	B	Obs: Según criterio del investigador.
2.3 Mecánica de suelos	:	Si	Obs: No presenta estudio de mecánica de suelos.

## 3. Antecedentes estructurales

3.1 Materialidad	:	Hormigón Armado	
3.2 Hormigón			
$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	300	(Resistencia a la compresión del hormigón)
$Eh$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	257430	(Módulo de elasticidad del hormigón)
3.3 Acero de refuerzo			$Eh: 4700 * \sqrt{f'c}$ (Mpa)
$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	2800	(Límite de fluencia del acero)
$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	4400	(Resistencia a la tracción del acero)
3.4 Albañilería confinada			
$f'm$ (kg/cm <sup>2</sup> )	:	127	
3.5 Altura Total H (m)	:	5,8	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.6 Altura sobre S.F (m)	:	5,8	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.7 Peso Sísmico (Ton)	:	535,3	Obs: Según análisis sísmico mediante ETABS.
3.8 Superficie total (m <sup>2</sup> )	:	942	Obs: Según especificaciones técnicas.

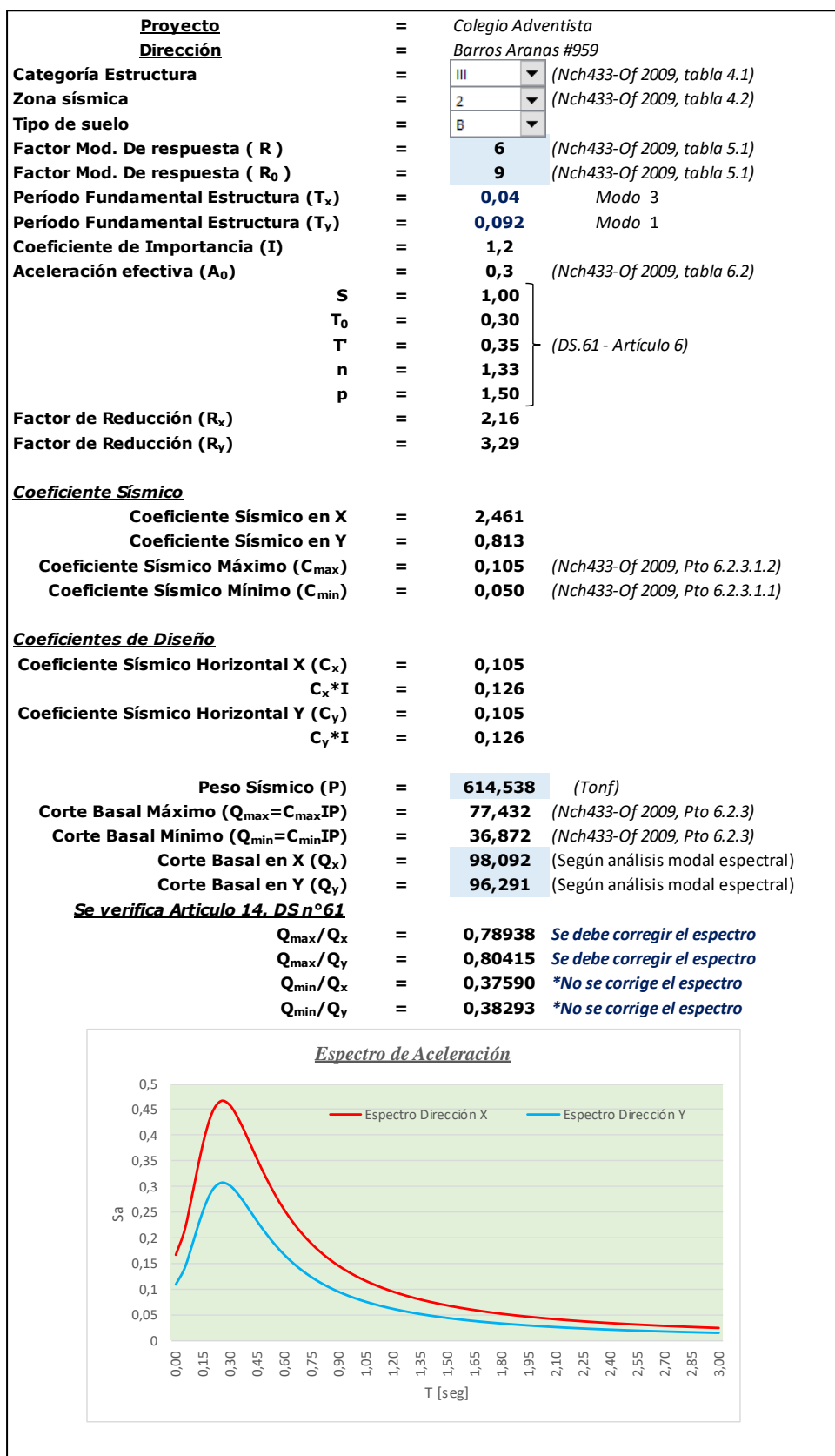
## 4. Antecedentes estructurales primer piso

4.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	471	4.6 Espesor muros (cm)	:	15
4.2 Altura (m)	:	2,9	4.7 Viga típica	:	15/50
4.3 Longitud Planta (m)	:	51	4.8 Columnas	:	15/15 - 15/30 - 15/40
4.4 Ancho Planta (m)	:	8,5			
4.5 Espesor losa (cm)	:	12			

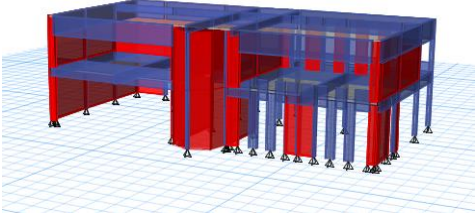
## 5. Antecedentes estructurales segundo piso

5.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	471	5.6 Espesor muros (cm)	:	15
5.2 Altura (m)	:	2,9	5.7 Viga típica	:	15/50
5.3 Longitud Planta (m)	:	51	5.8 Columnas	:	15/15 - 15/30 - 15/40
5.4 Ancho Planta (m)	:	8,5			
5.5 Espesor losa (cm)	:	0			

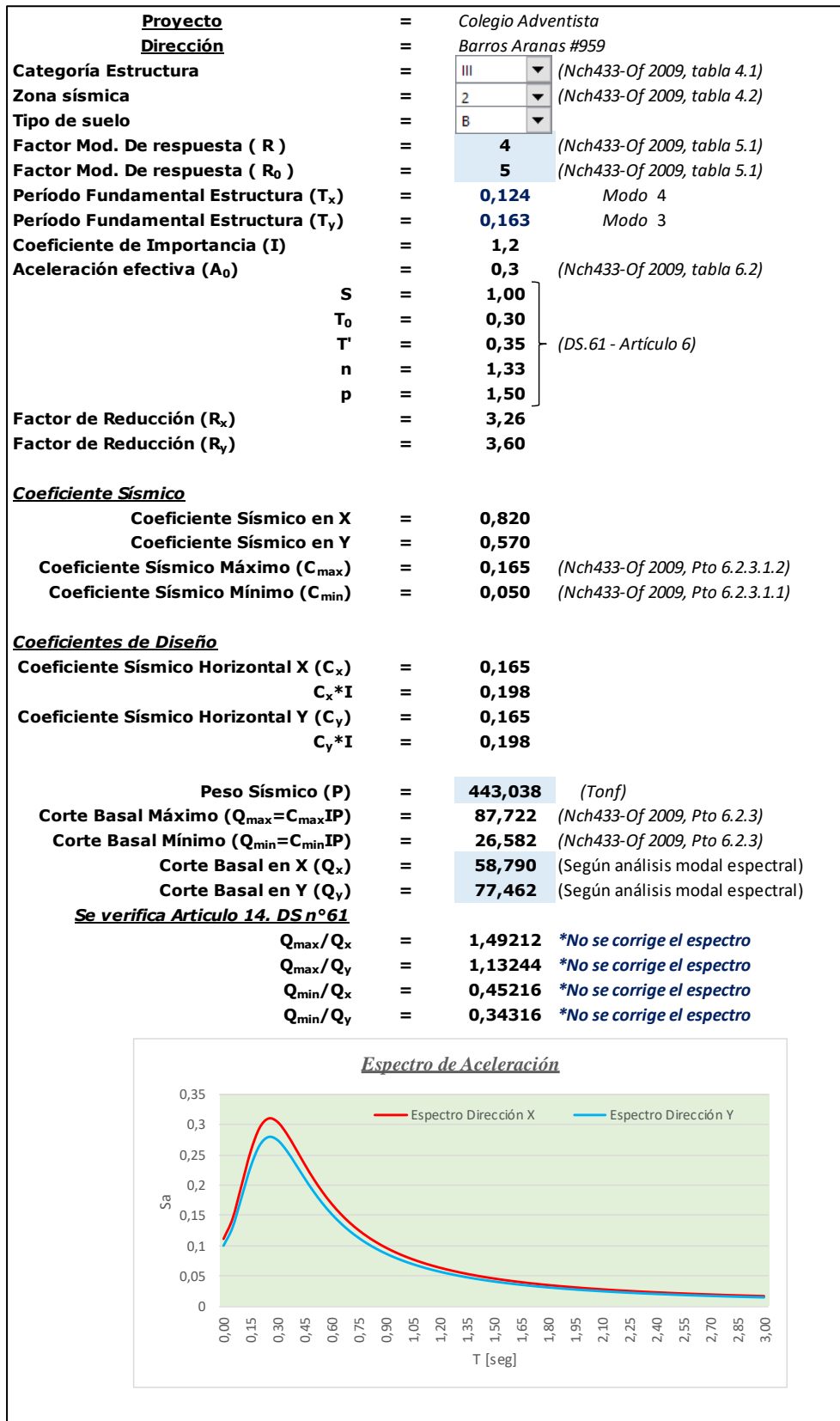
**Figura A. 17.** Antecedentes generales Escuela Unión Latinoamericana, Edificio 2.



**Figura A. 18.** Espectro de diseño Escuela Unión Latinoamericana, Edificio 2.

<b>1. Antecedentes Generales</b>			
1.1 Obra	:		Colegio Adventista
1.2 Dirección	:		Barros Aranas #959
1.3 Rol	:	171-2	
1.4 Año recepción	:	2001	
1.5 N° de pisos	:	2	
1.6 N° de subterráneos	:	0	
1.7 Tipología estructural	:	Porticos y albañilería	
1.8 Destino	:	Edif. Educacional	
1.9 Cálculo estructural	:	Si	
			
<b>2. Antecedentes Sísmicos</b>			
2.1 Zona sísmica	:	2	Obs: Según Nch433-Of 2009, tabla 4.2.
2.2 Tipo de suelo	:	B	Obs: Según memoria de cálculo
2.3 Mecánica de suelos	:	No	Obs: No presenta estudio de mecánica de suelos.
<b>3. Antecedentes estructurales</b>			
3.1 Materialidad	:	Hormigón Armado y albañilería	
3.2 Hormigón			
	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	250	Pilares, muros y vigas
		300	Losa
	$Eh$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	235000	(Módulo de elasticidad del hormigón)
		257430	$Eh: 4700 * \sqrt{f'c} (Mpa)$
3.3 Albañilería	:		
	$f'm$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	60	
3.4 Acero de refuerzo			
	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	4200	(Límite de fluencia del acero)
	$f_u$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	6300	(Resistencia a la tracción del acero)
3.5 Altura Total H (m)	:	5,95	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.6 Altura sobre S.F (m)	:	5,95	Obs: Según planos estructurales y/o arquitectónicos.
3.7 Peso Sísmico (Ton)	:	443,0	Obs: Según análisis sísmico mediante ETABS.
3.8 Superficie total (m <sup>2</sup> )	:	413,2	Obs: Según especificaciones técnicas.
<b>4. Antecedentes estructurales primer piso</b>			
4.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	206,58	
4.2 Altura (m)	:	3,05	
4.3 Longitud Planta (m)	:	20	
4.4 Ancho Planta (m)	:	9,65	
4.5 Espesor losa (cm)	:	15	
4.6 Espesor muros (cm)	:	20	
4.7 Viga típica	:	20/58	
4.8 Columnas	:	15/15 - 20/20 - 20/45	
<b>4. Antecedentes estructurales segundo piso</b>			
4.1 Superficie (m <sup>2</sup> )	:	206,58	
4.2 Altura (m)	:	2,9	
4.3 Longitud Planta (m)	:	20	
4.4 Ancho Planta (m)	:	9,65	
4.5 Espesor losa (cm)	:	0	
4.6 Espesor muros (cm)	:	20	
4.7 Viga típica	:	20/58	
4.8 Columnas	:	15/15 - 20/20 - 20/45	

**Figura A. 19.** Antecedentes generales Colegio Adventista.

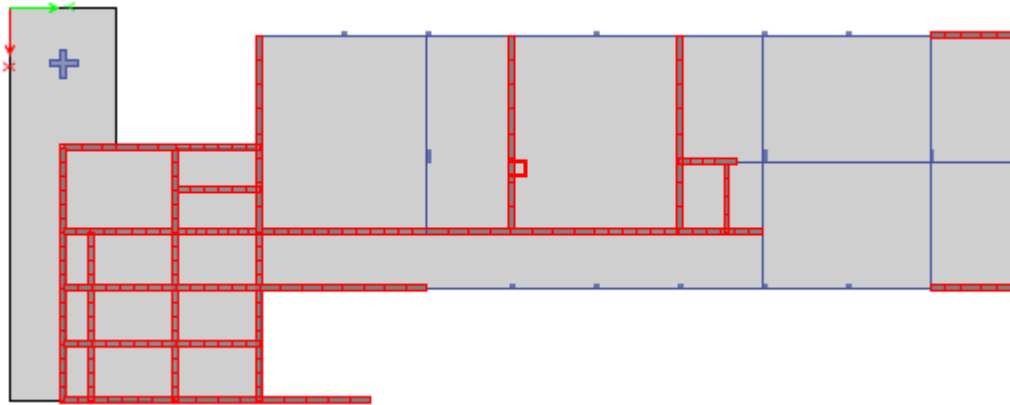


**Figura A. 20.** Espectro de diseño Colegio Adventista.

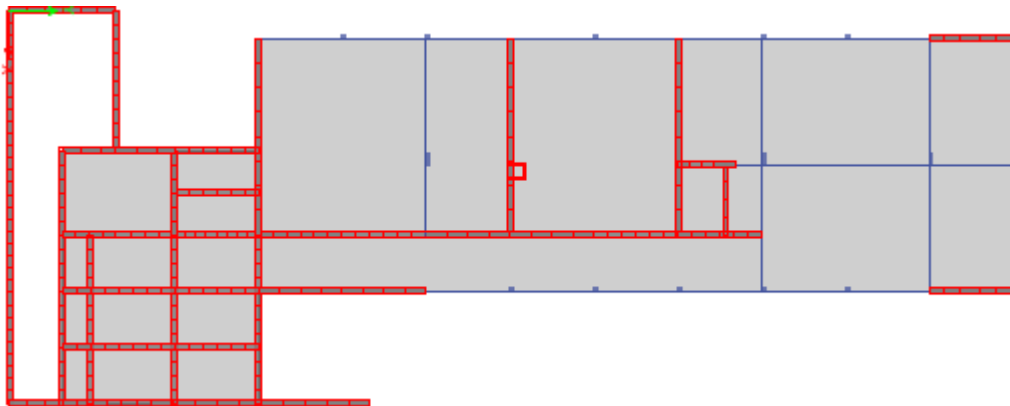
**ANEXO C**  
**PLANTAS ESTRUCTURALES DE CADA**  
**EDIFICIO.**

**Anexo C. Plantas estructurales de cada edificio según modelación en ETABS.**

**Municipalidad de Pitrufquén, Bloque A.**



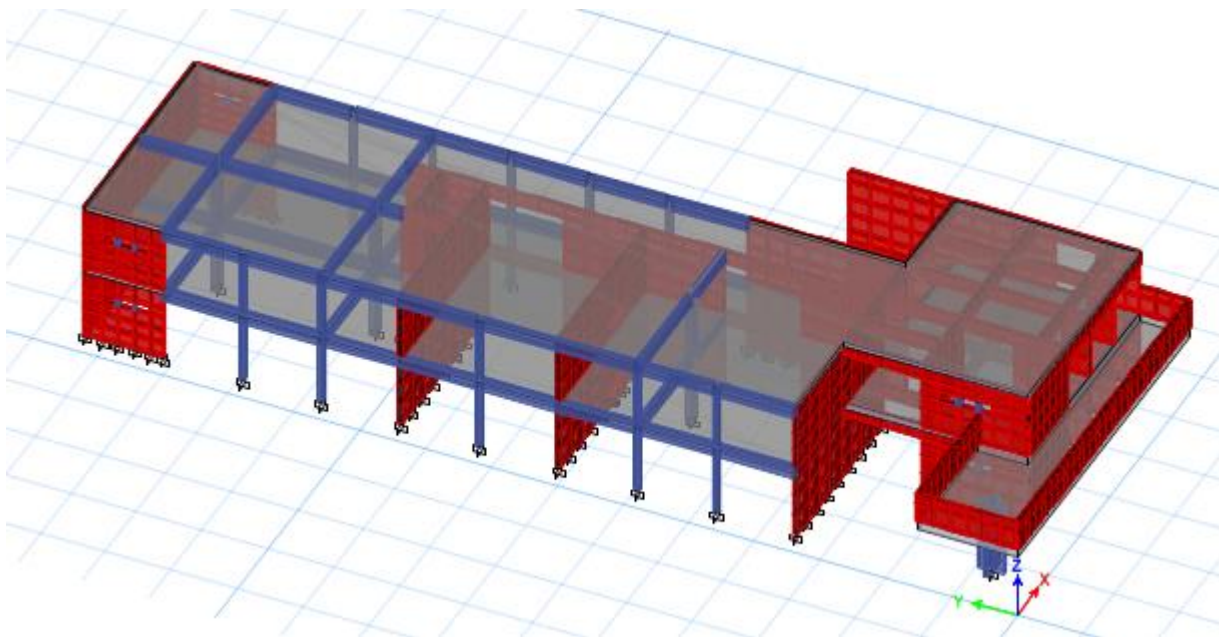
**Figura A. 21.** Planta primer piso, Bloque A Municipalidad.



**Figura A. 22.** Planta Segundo piso, Bloque A Municipalidad.

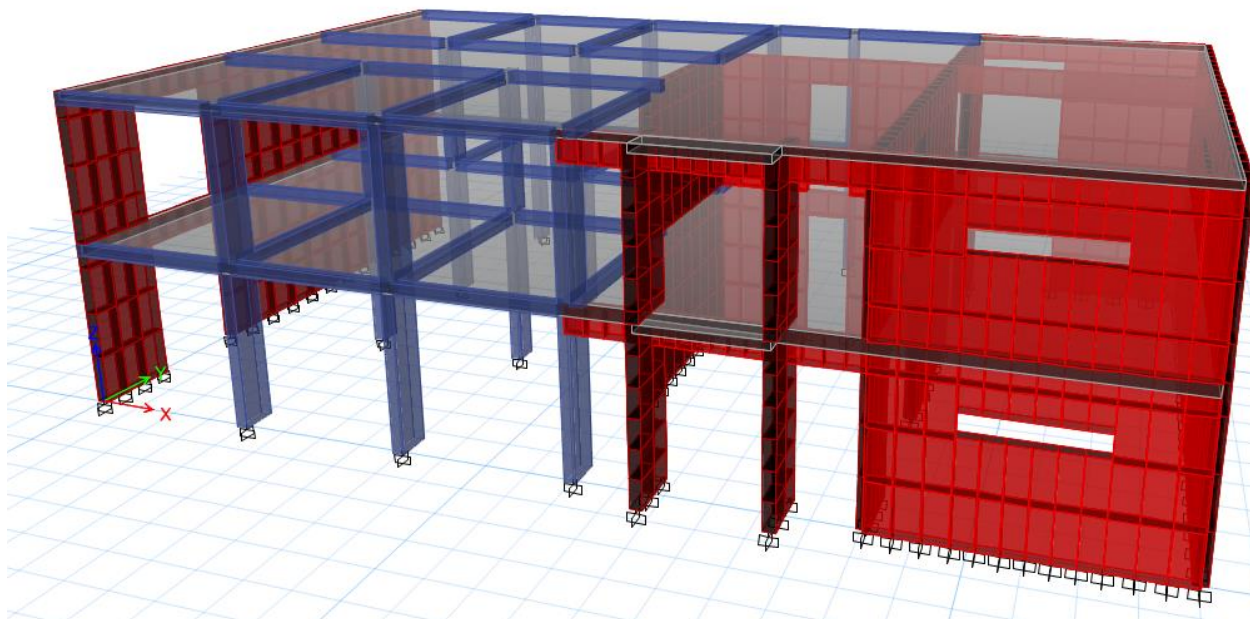
**Tabla A. 1.** Espesores elementos estructurales en cm, Bloque A Municipalidad

Piso	Muros	Vigas perimetrales	Vigas interiores	Pilares perimetrales	Pilares interiores
1	20	20/46	20/46	20/20	20/50
2	20	20/46	20/46	20/20	20/50



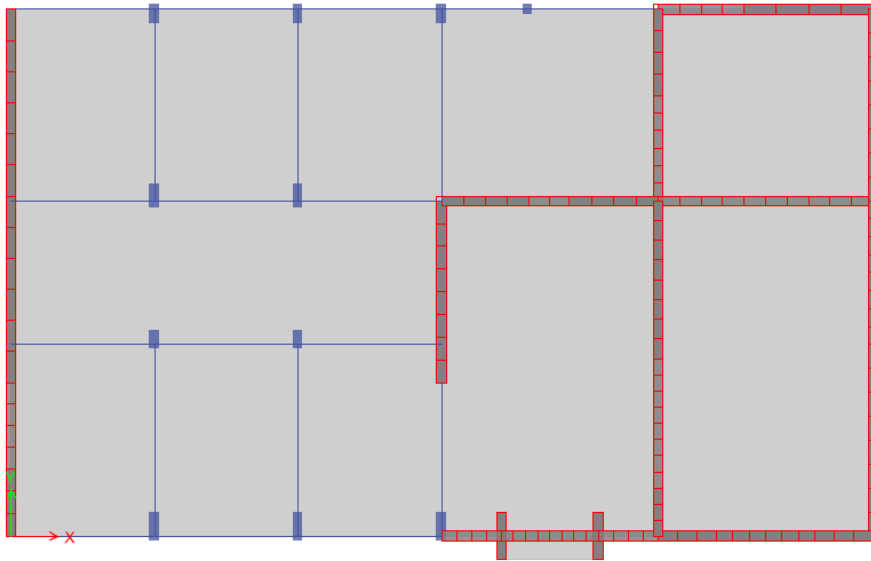
**Figura A. 23.** Vista 3D , Bloque A Municipalidad.

### **Municipalidad de Pitrufrquén, Bloque B**



**Figura A. 24.** Vista 3D, Bloque B Municipalidad.



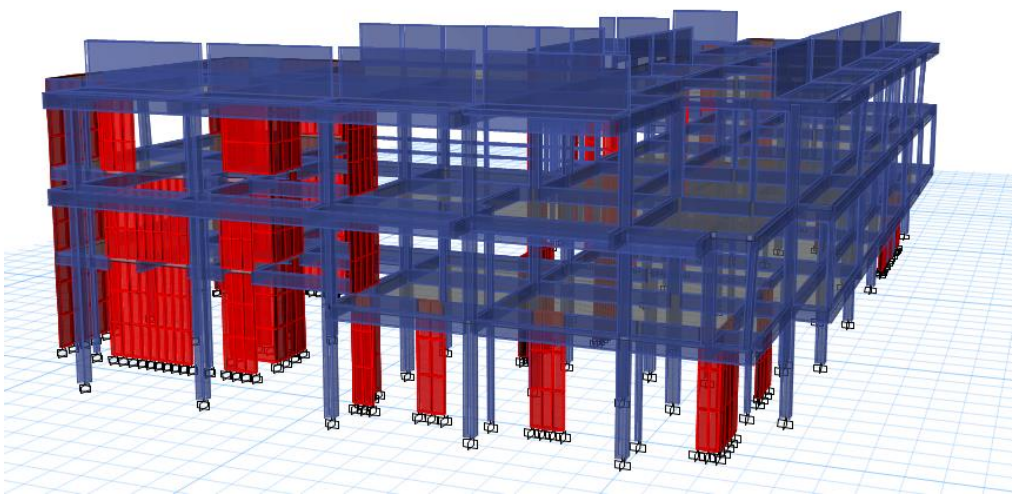


**Figura A. 25.** Planta primer y Segundo piso, Bloque B Municipalidad.

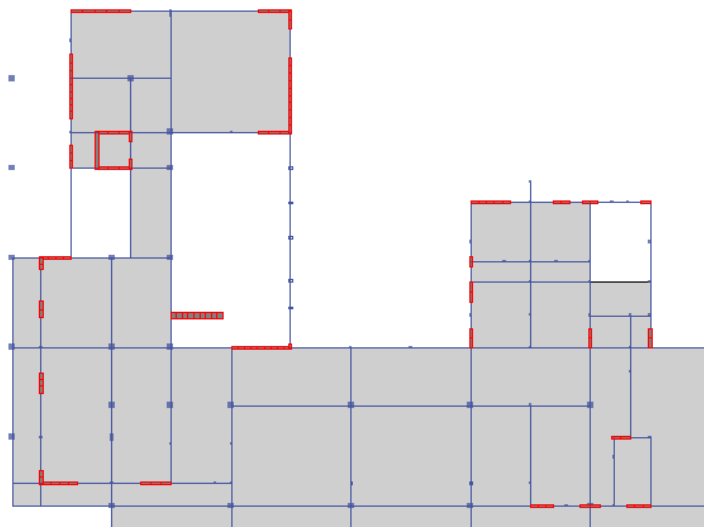
**Tabla A. 2.** Espesores elementos estructurales en cm, Bloque A Municipalidad

Piso	Muros	Vigas perimetrales	Vigas interiores	Pilares perimetrales	Pilares interiores
1	20	20/46	20/46	20/60 – 20/40	20/50 -20/40
2	20	20/46	20/46	20/60 – 20/40	20/50 -20/40

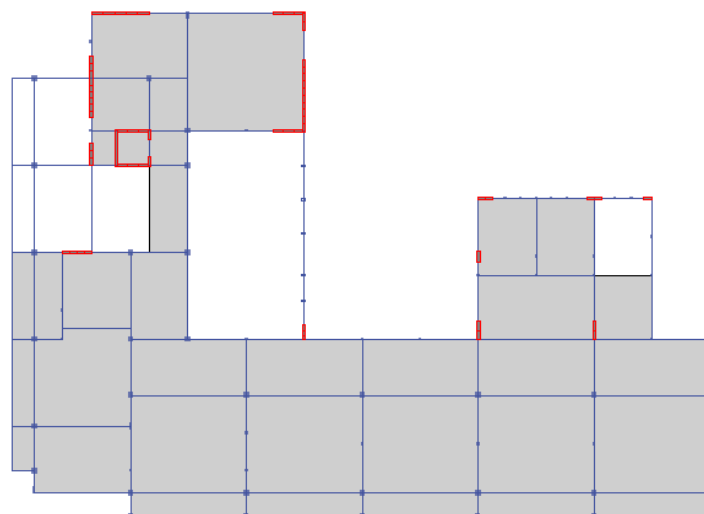
**Liceo Politécnico Pitrufuquén**



**Figura A. 26.** Vista 3D, Liceo Politécnico Pitrufuquén.



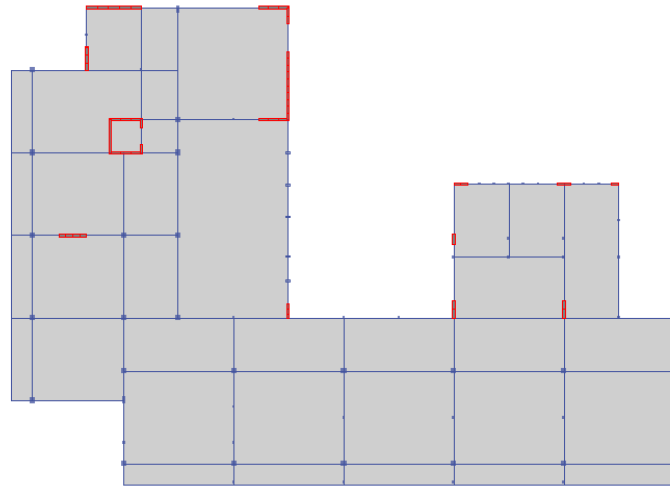
**Figura A. 27.** Planta primer piso, Liceo Politécnico Pitrufuén.



**Figura A. 28.** Planta segundo piso, Liceo Politécnico Pitrufuén.

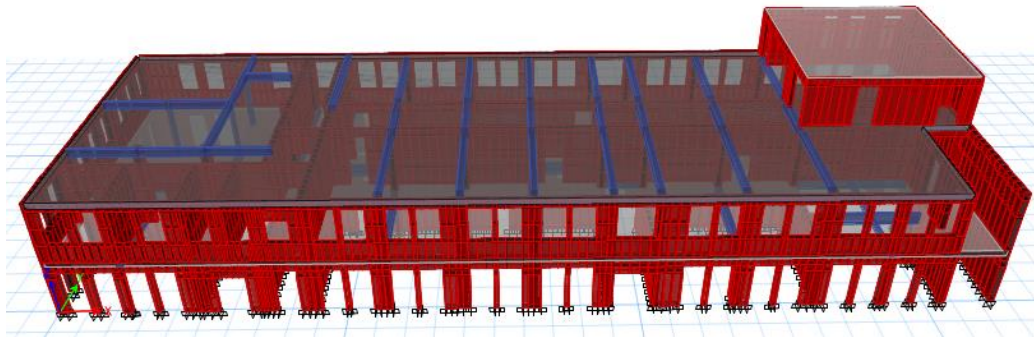
**Tabla A. 3.** Espesores elementos estructurales en cm, Bloque A Municipalidad

Piso	Muros	Vigas perimetrales	Vigas interiores	Pilares perimetrales	Pilares interiores
1	30 / 15	15/45	15/45	15/15 -30/30	15/40-15/25
2	30 / 15	15/45	15/45	15/15 -30/30	15/40-15/25
3	30 / 15	15/45	15/45	15/15 -30/30	15/40-15/25

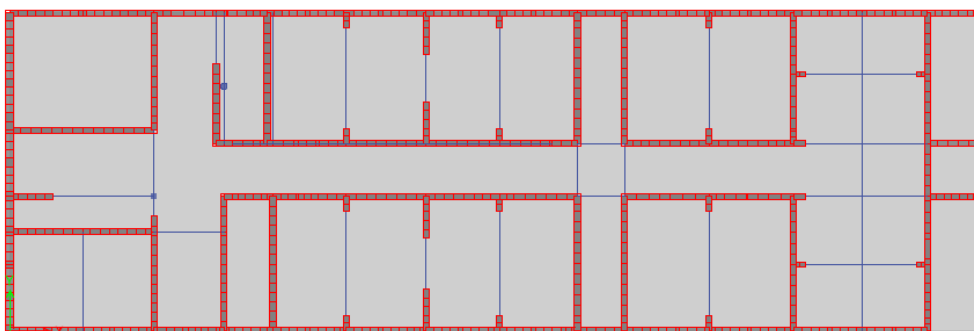


**Figura A. 29.** Planta tercer piso, Liceo Politécnico Pitrufuén.

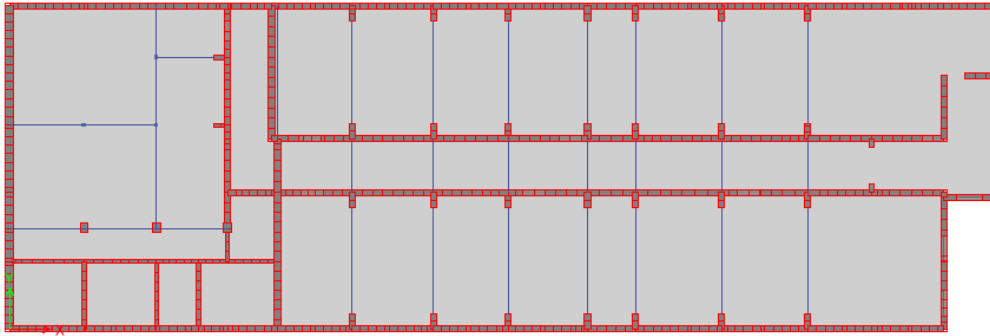
**Colegio Madres Domínicas, Edificio 1.**



**Figura A. 30.** Vista 3D, Colegio Madres Domínicas Edificio 1.



**Figura A. 31.** Planta primer piso, Colegio Madres Domínicas Edificio 1.

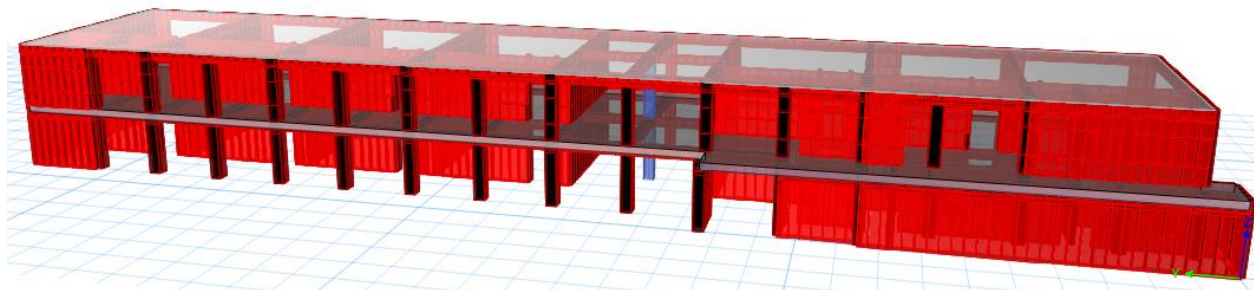


**Figura A. 32.** Planta segundo piso, Colegio Madres Domínicas Edificio 1.

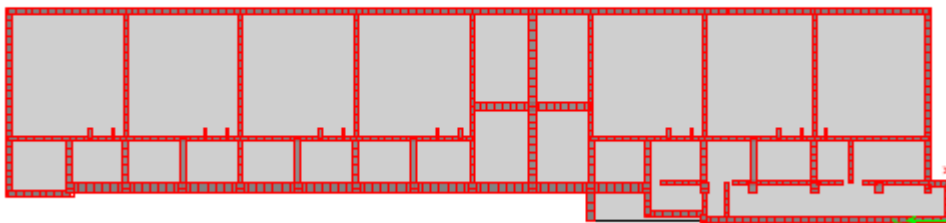
**Tabla A. 4.** Espesores elementos estructurales en cm, Bloque A Municipalidad

Piso	Muros	Vigas perimetrales	Vigas interiores	Pilares perimetrales	Pilares interiores
1	20 / 30 /35	30/60	30/35 – 30/50	20/20 -30/30	20/20 -30/30
2	20 / 30 /35	30/40	30/30 – 20/45	20/20 -30/30	20/20 -30/30
3	20	20/40	20/40	-	-

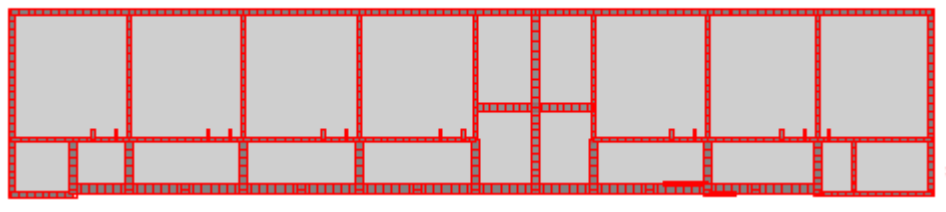
**Colegio Madres Domínicas, Edificio 2.**



**Figura A. 33.** Vista 3D, Colegio Madres Domínicas Edificio 2.



**Figura A. 34.** Planta primer piso, Colegio Madres Domínicas Edificio 2.

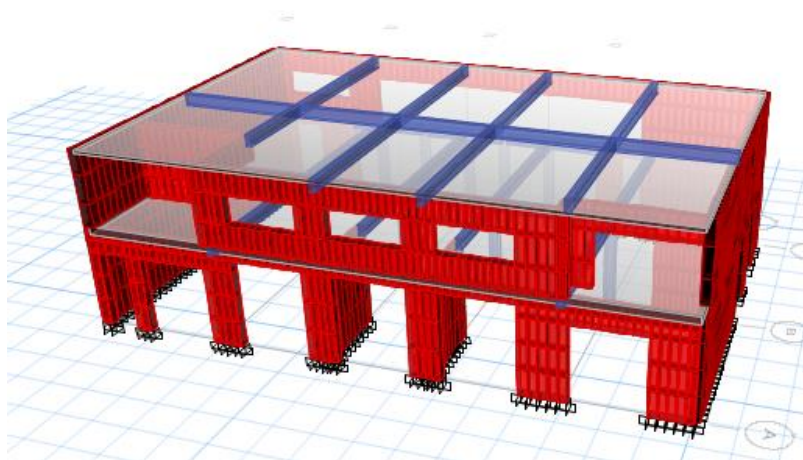


**Figura A. 35.** Planta segundo piso, Colegio Madres Domínicas Edificio 2.

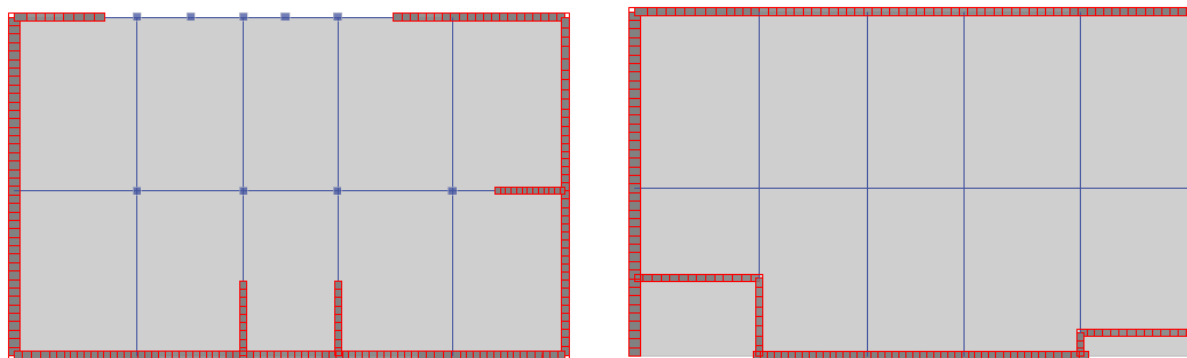
**Tabla A. 5.** Espesores elementos estructurales en cm, Bloque A Municipalidad

Piso	Muros	Vigas perimetrales	Vigas interiores	Pilares perimetrales	Pilares interiores
1	25 – 35-50	35/60	25/25	45/50	35/40
2	25 – 35-50	35/50	25/50	45/50	35/40

## Banco Estado



**Figura A. 36.** Vista 3D, Banco Estado.

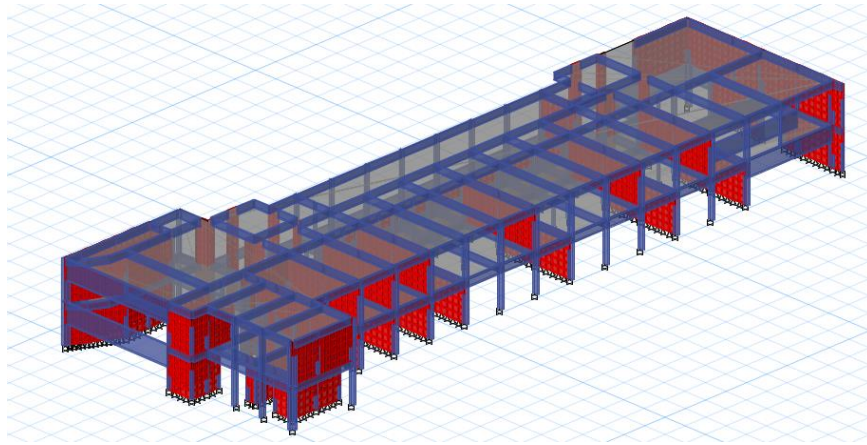


**Figura A. 37.** Planta primer y Segundo piso, Banco Estado.

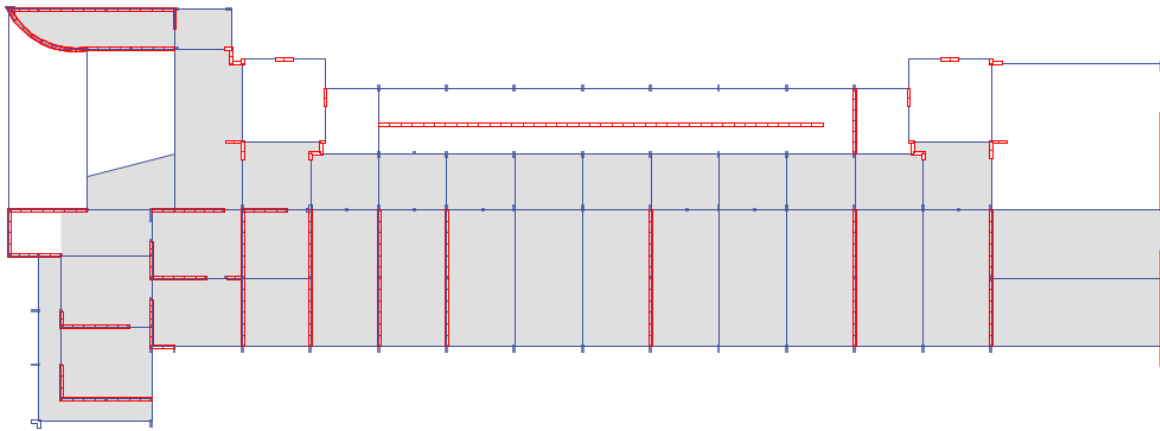
**Tabla A. 6.** Espesores elementos estructurales en cm, Banco Estado.

Piso	Muros	Vigas perimetrales	Vigas interiores	Pilares perimetrales	Pilares interiores
1	25 – 30-40	20/40	20/40	30/30	30/30
2	25 – 35-50	20/40	20/40	30/30	30/30

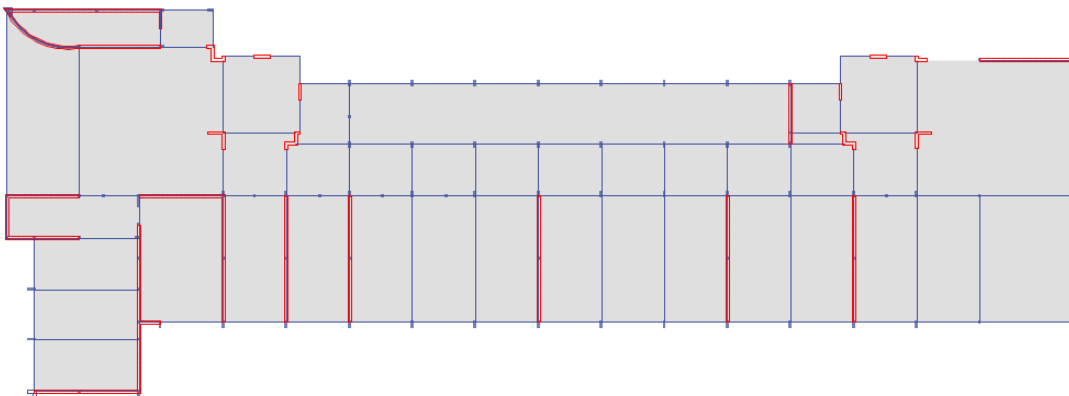
### Escuela Unión Latinoamericana, Edificio 1



**Figura A. 38.** Vista 3D, Escuela Unión Latinoamericana, edificio 1.



**Figura A. 39.** Planta primer piso, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 1.

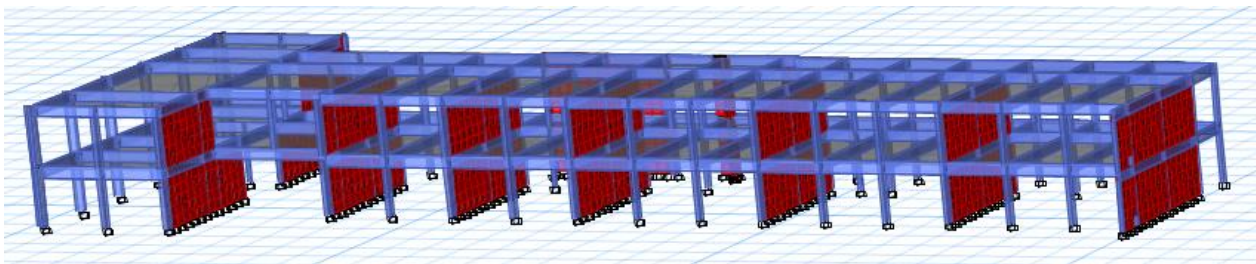


**Figura A. 40.** Planta segundo piso, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 1.

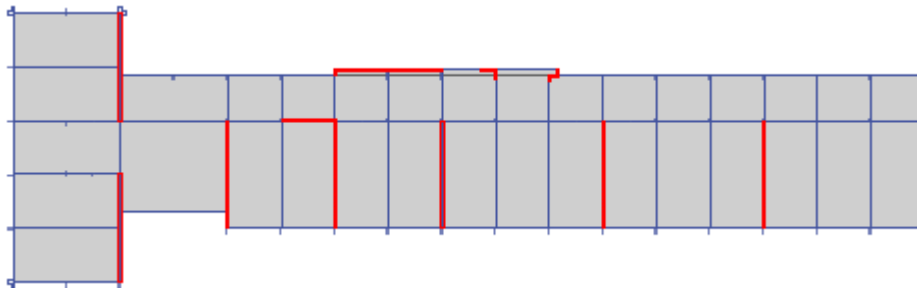
**Tabla A. 7.** Espesores elementos estructurales en cm, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 1.

Piso	Muros	Vigas perimetrales	Vigas interiores	Pilares perimetrales	Pilares interiores
1	15	15/60	15/50-15/60	15/40 – 15/30	15/30
2	15	15/50	15/50	15/40 – 15/30	15/30

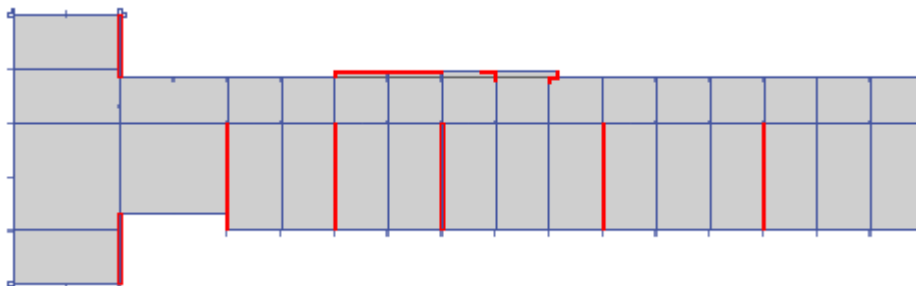
**Escuela Unión Latinoamericana, Edificio 2.**



**Figura A. 41.** Vista 3D, Escuela Unión Latinoamericana, edificio 2.



**Figura A. 42.** Planta primer piso, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 2.



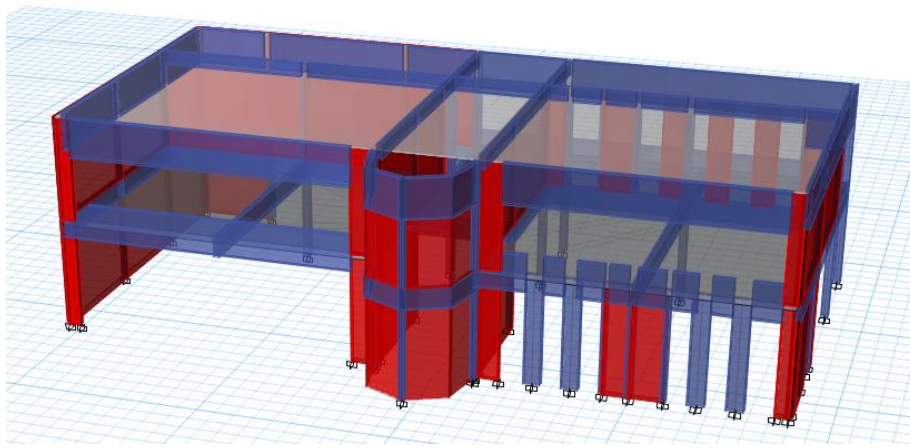
**Figura A. 43.** Planta segundo piso, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 2.



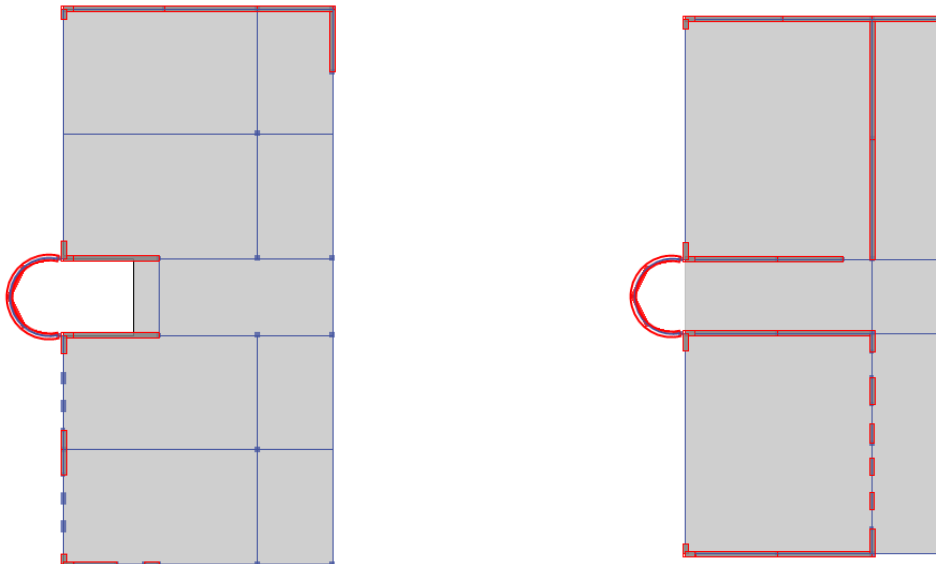
**Tabla A. 8.** Espesores elementos estructurales en cm, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 2.

Piso	Muros	Vigas perimetrales	Vigas interiores	Pilares perimetrales	Pilares interiores
1	15	15/60	15/50-15/60	15/40 – 15/30	15/30
2	15	15/50	15/50	15/40 – 15/30	15/30

**Colegio Adventista**



**Figura A. 44.** Vista 3D, Colegio Adventista



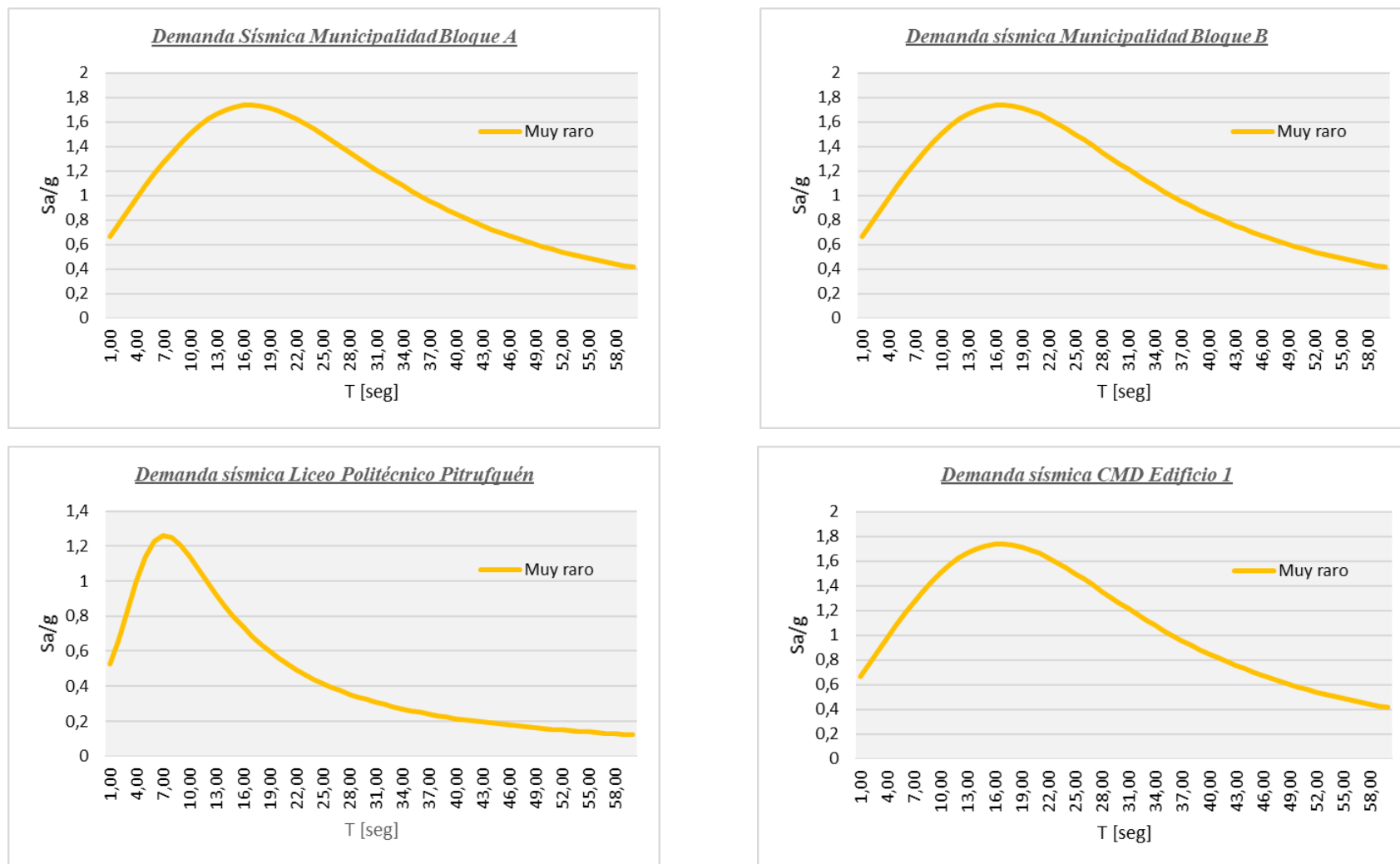
**Figura A. 45.** Plantas primer y segundo piso, Colegio Adventista.

**Tabla A. 9.** Espesores elementos estructurales en cm, Colegio Adventista.

Piso	Muros	Vigas perimetrales	Vigas interiores	Pilares perimetrales	Pilares interiores
1	15	15/100	15/60	20/20	20/20
2	15	15/100	15/40	20/20	20/20

**ANEXO D**  
**DEMANDAS SÍSMICAS SEGÚN VISIÓN 2000**

**Anexo D. Demandas sísmicas según VISION2000**



**Figura A. 46.** Demandas Sísmicas según VISIÓN 2000 para los edificios en análisis (1/3).

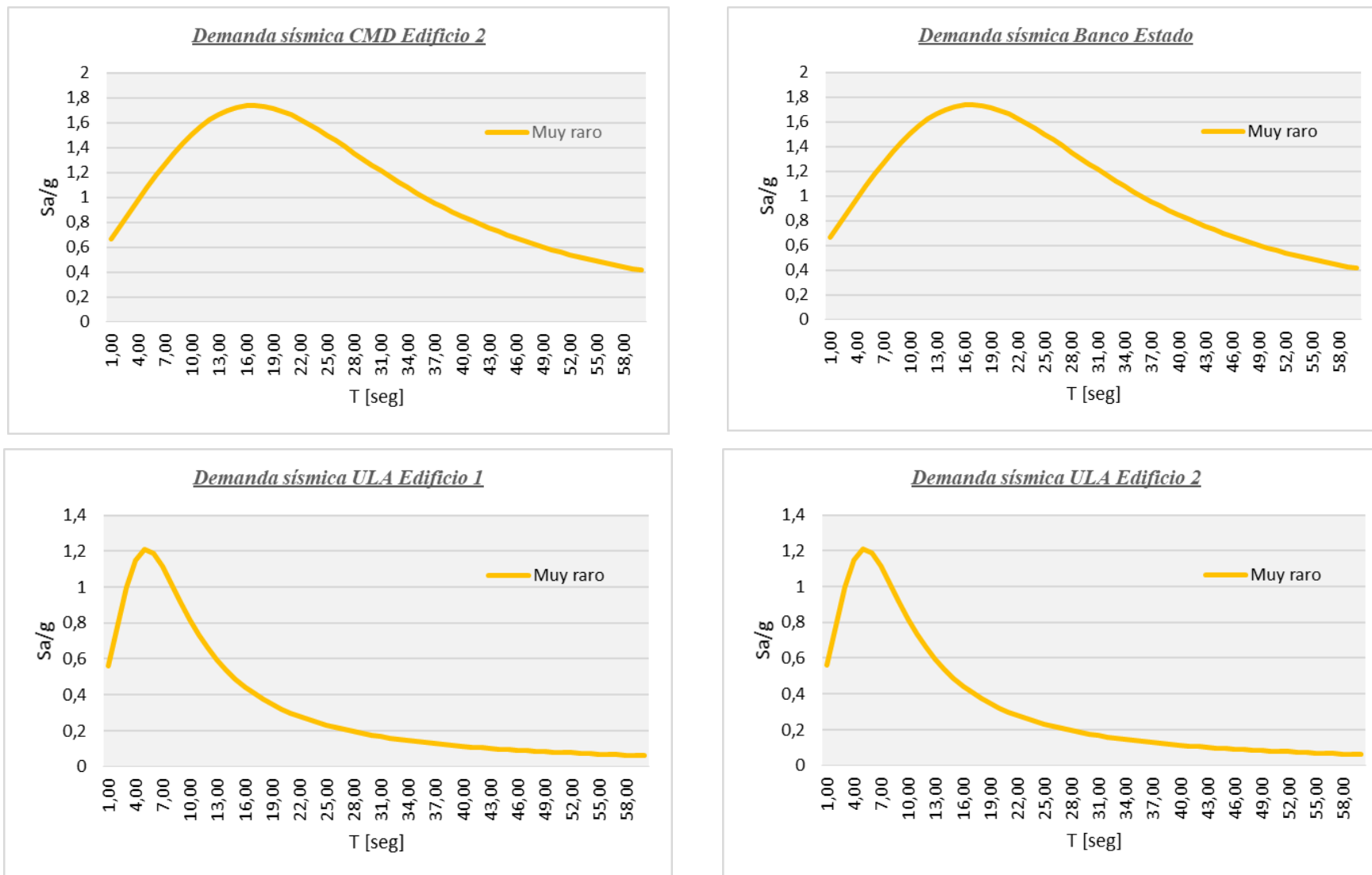
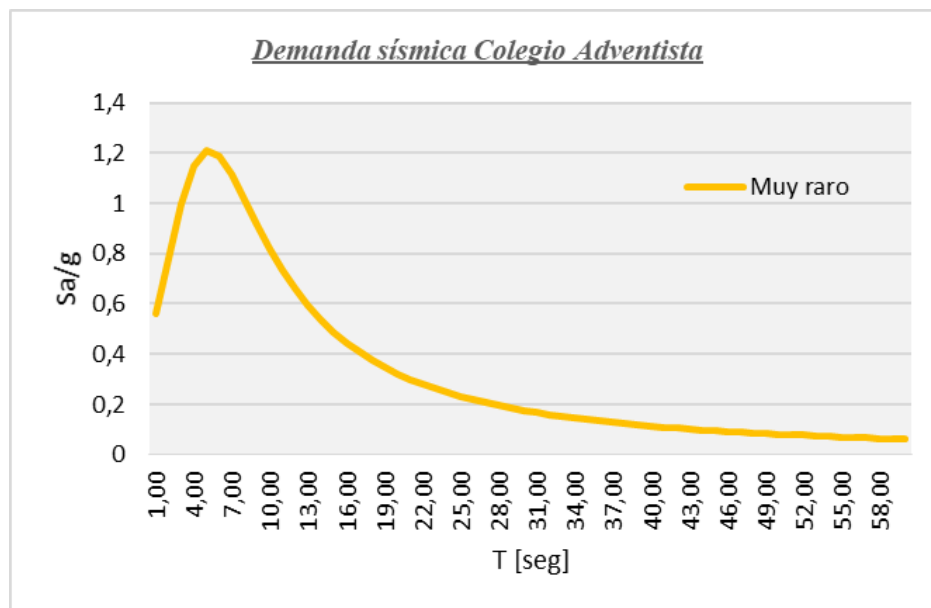


Figura A. 47. Demandas Sísmicas según VISIÓN 2000 para los edificios en análisis (2/3).



**Figura A. 48.** Demandas Sísmicas según VISIÓN 2000 para los edificios en análisis (3/3).

**ANEXO E**  
**TABLAS DE RESULTADOS PERFIL BIO-**  
**SÍSMICO**

## Anexo E. Tablas de resultado Perfil Bio-Sísmico.

Tabla A. 10. Resultados indicador Altura total / periodo primer modo traslacional.

Edificio	Altura $H$	$T_X$	$T_Y$	$H/T_X$	$H/T_Y$
Municipalidad, Bloque A	5,50	0,05	0,06	112,24	91,67
Municipalidad, Bloque B	5,50	0,07	0,04	82,09	141,03
Liceo Politécnico Pitrufrquén	8,99	0,26	0,18	34,98	49,13
C.M.D Edificio 1	6,55	0,04	0,05	148,86	133,67
C.M.D Edificio 2	6,40	0,03	0,04	193,94	182,86
Banco Estado	6,00	0,06	0,04	100,00	150,00
U.L.A Bloque A	5,80	0,05	0,04	107,41	134,88
U.L.A Bloque B	5,80	0,04	0,09	145,00	63,04
Colegio Adventista	5,95	0,12	0,16	47,98	36,50

Tabla A. 11. Resultados indicador efecto  $P\Delta$ 

Edificio	$M_{P\Delta x}$	$M_{P\Delta y}$	$M_{VBx}$	$M_{VBy}$	$\frac{M_{P\Delta x}}{M_{VBx}}$	$\frac{M_{P\Delta y}}{M_{VBy}}$
Municipalidad, Bloque A	0,0026	0,0023	537,9156	547,8063	0,0000	0,0000
Municipalidad, Bloque B	0,0012	0,0077	286,5412	287,0446	0,0000	0,0000
Liceo Politécnico Pitrufrquén	0,0735	0,2957	762,9479	788,3888	0,0001	0,0004
C.M.D Edificio 1	0,0019	0,0287	1172,4119	1187,2847	0,0000	0,0000
C.M.D Edificio 2	0,0011	0,0015	1172,4119	1187,2847	0,0000	0,0000
Banco Estado	0,0026	0,0023	386,0067	357,8515	0,0000	0,0000
U.L.A Bloque A	0,0034	0,0056	457,8698	350,6320	0,0000	0,0000
U.L.A Bloque B	0,0032	0,0048	305,0022	308,0471	0,0000	0,0000
Colegio Adventista	0,0020	0,2944	223,9762	291,9645	0,0000	0,0010

Tabla A. 12. Resultados indicador desplazamiento del nivel superior.



<b>Edificio</b>	$1000 * \frac{\delta_x}{H}$	$1000 * \frac{\delta_y}{H}$
Municipalidad, Bloque A	0,039	0,054
Municipalidad, Bloque B	0,096	0,032
Liceo Politécnico Pitrufrquén	0,365	0,161
C.M.D Edificio 1	0,037	0,042
C.M.D Edificio 2	0,024	0,023
Banco Estado	0,078	0,015
U.L.A Bloque A	0,030	0,015
U.L.A Bloque B	0,010	0,100
Colegio Adventista	0,189	0,238

**Tabla A. 13.** Resultados indicador máximos desplazamientos de entrepiso medido en el centro de masa

<b>Edificio</b>	$1000 * \frac{\delta_{C.Gx}}{h}$	$000 * \frac{\delta_{C.GY}}{h}$
Municipalidad, Bloque A	0,086	0,077
Municipalidad, Bloque B	0,101	0,042
Liceo Politécnico Pitrufrquén	0,770	0,439
C.M.D Edificio 1	0,046	0,071
C.M.D Edificio 2	0,042	0,029
Banco Estado	0,119	0,212
U.L.A Bloque A	0,212	0,223
U.L.A Bloque B	0,030	0,204
Colegio Adventista	0,468	0,540

**Tabla A. 14.** Resultados indicador máximos desplazamientos de entrepiso en puntos extremos.

Edificio	$1000 * \frac{\delta_{ptos\ ext.x}}{h}$	$1000 * \frac{\delta_{ptos\ ext.y}}{h}$
Municipalidad, Bloque A	0,279	0,035
Municipalidad, Bloque B	0,203	0,087
Liceo Politécnico Pitrufrquén	0,572	0,509
C.M.D Edificio 1	0,087	0,135
C.M.D Edificio 2	0,072	0,052
Banco Estado	0,188	0,056
U.L.A Bloque A	0,270	0,973
U.L.A Bloque B	0,058	0,490
Colegio Adventista	0,837	0,130

**Tabla A. 15.** Resultados indicador Periodo rotacional / Periodo traslacional.

Edificio	$T_X$	$T_Y$	$T_Z$	$\frac{T_Z}{T_X}$	$\frac{T_Z}{T_Y}$
Municipalidad, Bloque A	0,049	0,060	0,038	0,776	0,633
Municipalidad, Bloque B	0,067	0,039	0,028	0,418	0,718
Liceo Politécnico Pitrufrquén	0,257	0,183	0,157	0,611	0,858
C.M.D Edificio 1	0,044	0,049	0,042	0,955	0,857
C.M.D Edificio 2	0,033	0,035	0,027	0,818	0,771
Banco Estado	0,060	0,040	0,025	0,417	0,625
U.L.A Bloque A	0,054	0,043	0,043	0,796	1,000
U.L.A Bloque B	0,04	0,09	0,038	0,950	0,413
Colegio Adventista	0,124	0,163	0,079	0,637	0,485

**Tabla A. 16.** Resultados indicador Masa equivalente rotacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa.

Edificio	$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\frac{U_z}{U_x}$	$\frac{U_z}{U_y}$
Municipalidad, Bloque A	0,551	0,588	0,719	0,000	0,000
Municipalidad, Bloque B	0,918	0,840	0,846	0,000	0,000
Liceo Politécnico Pitrufrquén	0,440	0,547	0,422	0,000	0,101
C.M.D Edificio 1	0,924	0,672	0,671	0,179	0,000
C.M.D Edificio 2	0,806	0,710	0,719	0,000	0,000
Banco Estado	0,960	0,727	0,748	0,000	0,000
U.L.A Bloque A	0,733	0,516	0,338	0,000	1,086
U.L.A Bloque B	0,442	0,893	0,578	0,006	0,000
Colegio Adventista	0,666	0,868	0,684	0,000	0,000

**Tabla A. 17.** Resultados indicador Excentricidad dinámica / radio de giro basal.

Edificio	$M_{TBx}$	$M_{TBy}$	$Q_{Bx}$	$Q_{By}$	$r_B$	$\frac{M_{TBx}}{Q_{Bx}}$	$\frac{M_{TBy}}{y}$
						$r_B$	$r_B$
Municipalidad, Bloque A	1547,54	1084,54	129,45	129,45	11,87	1,01	0,71
Municipalidad, Bloque B	294,86	414,93	67,10	67,09	7,96	0,55	0,78
Liceo Politécnico Pitrufrquén	1418,31	2878,78	113,15	122,63	14,02	0,89	1,67
C.M.D Edificio 1	2973,85	7133,67	424,58	424,59	14,34	0,49	1,17
C.M.D Edificio 2	7360,45	3505,25	286,90	286,90	19,05	1,35	0,64
Banco Estado	1330,32	2486,27	87,69	87,68	9,63	1,57	2,94
U.L.A Bloque A	4839,52	2110,41	109,91	85,39	17,12	2,57	1,44
U.L.A Bloque B	3758,77	1831,36	77,42	77,46	17,72	2,74	1,33
Colegio Adventista	1348,00	2128,90	58,79	77,46	8,17	2,80	3,36

**Tabla A. 18.** Resultados indicador Masa equivalente traslacional acoplada / Masa equivalente traslacional directa.

Edificio	$U_{XX}$	$U_{YY}$	$U_{XY}$	$U_{YX}$	$\frac{U_{XY}}{U_{XX}}$	$\frac{U_{YX}}{U_{YY}}$
Municipalidad, Bloque A	0,551	0,588	0,289	0,174	0,525	0,295
Municipalidad, Bloque B	0,918	0,840	0,000	0,000	0,000	0,000
Liceo Politécnico Pitrufrquén	0,440	0,547	0,020	0,134	0,045	0,246
C.M.D Edificio 1	0,924	0,672	0,001	0,001	0,001	0,001
C.M.D Edificio 2	0,806	0,710	0,091	0,033	0,112	0,047
Banco Estado	0,960	0,727	0,000	0,001	0,000	0,001
U.L.A Bloque A	0,733	0,516	0,001	0,004	0,001	0,007
U.L.A Bloque B	0,442	0,893	0,018	0,000	0,040	0,000
Colegio Adventista	0,666	0,868	0,101	0,053	0,152	0,061

**Tabla A. 19.** Resultados indicador Corte basal acoplado / Corte basal directo.

Edificio	$Q_{Bxx}$	$Q_{Byy}$	$Q_{Bxy}$	$Q_{Byx}$	$\frac{Q_{Bxy}}{Q_{Bxx}}$	$\frac{Q_{Byx}}{Q_{Byy}}$
Municipalidad, Bloque A	129,45	129,45	90,90	82,75	0,70	0,64
Municipalidad, Bloque B	67,10	67,09	0,73	0,85	0,01	0,01
Liceo Politécnico Pitrufrquén	113,15	122,63	54,64	54,64	0,48	0,45
C.M.D Edificio 1	424,58	424,59	12,25	15,33	0,03	0,04
C.M.D Edificio 2	286,90	286,90	65,79	69,73	0,23	0,24
Banco Estado	87,69	87,68	2,55	3,35	0,03	0,04
U.L.A Bloque A	109,91	85,39	6,43	6,55	0,06	0,08
U.L.A Bloque B	77,42	77,46	5,11	3,42	0,07	0,04
Colegio Adventista	58,79	77,46	28,12	25,46	0,48	0,33

**Tabla A. 20.** Resultados indicadores Momento volcante basal acoplado / Momento volcante basal directo.

Edificio	$M_{VBxx}$	$M_{VByy}$	$M_{VBxy}$	$M_{VByx}$	$\frac{M_{VBxy}}{M_{VBxx}}$	$\frac{M_{VByx}}{M_{VByy}}$
Municipalidad, Bloque A	537,916	547,806	385,669	340,378	0,717	0,621
Municipalidad, Bloque B	286,541	414,926	3,036	1,835	0,011	0,004
Liceo Politécnico Pitrufrquén	762,948	788,389	355,501	362,355	0,466	0,460
C.M.D Edificio 1	2172,113	2278,110	63,688	82,571	0,029	0,036
C.M.D Edificio 2	1167,564	3505,247	278,278	285,052	0,238	0,081
Banco Estado	386,007	357,852	12,976	11,140	0,034	0,031
U.L.A Bloque A	457,870	350,632	26,732	31,250	0,058	0,089
U.L.A Bloque B	305,002	308,047	7,765	13,569	0,025	0,044
Colegio Adventista	223,976	291,965	106,836	96,484	0,477	0,330

**Tabla A. 21.** Resultados indicador Número de elementos relevantes en la acción sísmica.

Edificio	Nº ejes resistentes en X	Nº ejes resistentes en Y
Municipalidad, Bloque A	6,0	6,0
Municipalidad, Bloque B	4,0	6,0
Liceo Politécnico Pitrufrquén	15,0	14,0
C.M.D Edificio 1	5,0	13,0
C.M.D Edificio 2	9,0	3,0
Banco Estado	3,0	6,0
U.L.A Bloque A	4,0	15,0
U.L.A Bloque B	16,0	3,0
Colegio Adventista	6,0	4,0

**Tabla A. 22.** Resultados indicador factor de redundancia espectral efectivo  $R^{**}$ .

<b>Edificio</b>	<b><math>R^{**x}</math></b>	<b><math>R^{**y}</math></b>
Municipalidad, Bloque A	1,48	1,62
Municipalidad, Bloque B	2,15	1,83
Liceo Politécnico Pitrufrquén	2,44	2,21
C.M.D Edificio 1	2,00	1,60
C.M.D Edificio 2	1,74	1,64
Banco Estado	2,17	1,66
U.L.A Bloque A	1,96	1,50
U.L.A Bloque B	1,96	2,92
Colegio Adventista	1,56	2,27

**Tabla A. 23.** Resultados indicador factor de redundancia espectral efectivo  $R^{**}$ .

**ANEXO F**  
**TABLAS DE RESULTADOS**  
**VULNERABILIDAD SÍSMICA DE HIROSAWA**

## Anexo F. Resultados Vulnerabilidad Sísmica de Hirosawa

<b>Vulnerabilidad Hirosawa (calibrada por Borschek)</b>					<b>Cálculo del Índice de Configuración Estructural <math>S_0</math></b>					<b>Observación</b>
Obra :	Municipalidad de Pitrufquén				Items	Piso	$G_i$	$R_i$	$Q_i$	
Nº pisos edificio ( $n_p$ ):	2	$W_{1-2}$ :	790274,4 [kgf]		1. Regularidad de planta ( $q_1$ )	1	0,90	1,00	0,90	Planta en forma de L regular, áreas salientes menor a 30%.
fc (kg/cm <sup>2</sup> ):	180	$W_2$ :	336631,0 [kgf]		2. Relación Largo - Ancho ( $q_2$ )	2	0,90	1,00	0,90	Planta en forma de L regular, áreas salientes menor a 30%. B=2*27/9=6
Dirección análisis:	X				3. Contracción de planta ( $q_3$ )	1	0,90	0,50	0,95	B=2*27/9=6
					4. Abrio o Patio interior ( $q_4$ )	2	0,90	0,50	0,90	Se considera C=4/9=0,44
					5. Excentricidad de abrio o patio interior ( $q_5$ )	1	1,00	0,50	1,00	Se considera C=4/9=0,45
					6. Subterráneo ( $q_6$ )	2	1,00	0,50	1,00	No presenta
					7. Junta de dilatación ( $q_7$ )	1	0,80	0,50	0,90	No presenta
					8. Uniformidad de altura de piso ( $q_8$ )	2	1,00	0,50	1,00	No presenta
					9. Uniformidad de altura de piso ( $q_9$ )	1	1,00	0,50	1,00	Presenta junta de 0,02 m y H=2,9 m. S=0,02/5,5=0,0069
						2	0,80	0,50	0,90	Presenta junta de 0,02 m y H=5,5 m. S=0,02/5,5=0,0036
						1	1,00	0,50	1,00	Presenta dos pisos uno de 2,9 y 2,5 m. Rh=2,5/2,9=0,862
						2	1,00	0,50	1,00	Presenta dos pisos uno de 2,9 y 2,5 m. Rh=2,5/2,9=0,863
<b>Cálculo del índice <math>I_s</math> (<math>I_s = E_{0x} * S_D * T</math>)</b>										
<b>Cálculo del Índice Básico de Comportamiento Estructural <math>E_0</math></b>										
<b>Áreas de Columnas de Hormigón Armado</b>										
Piso	$\sum A_{c1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sum A_{c2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sum A_{c3}$ (cm <sup>2</sup> )							
1	0	21000	0							
2	0	10000	0							
<b>Áreas de Muros de Hormigón Armado</b>										
Piso	$\sum A_{m1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sum A_{m2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sum A_{m3}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sum A_{m4}$ (cm <sup>2</sup> )						
1	0	0	84600	9800						
2	0	0	77000	9800						
<b>Áreas de Muros de Albañilería</b>										
Piso	$\sum A_{mar}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sum A_{ma}$ (cm <sup>2</sup> )								
1	0	0								
2	0	0								
<b>Índices de resistencia (C)</b>										
Piso	$C_{mar}$	$C_{sc}$	$C_{ma}$	$C_w$	$C_c$					
1	0,000	0,000	0,000	1,268	0,167					
2	0,000	0,000	0,000	2,732	0,187					
<b>Valores coeficientes <math>\alpha</math> y F</b>										
Piso	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	F						
1	0	1	0,7	1						
2	0	1	0,7	1						
	<b>Piso</b>	<b><math>E_{0x}</math></b>								
	1	1,385								
	2	2,148								
<b>Cálculo del Índice de Configuración Estructural <math>S_0</math></b>										
						$S_0$				
						=	0,73			<b>Piso 1</b>
						=	0,69			<b>Piso 2</b>
						=	0,69			<b>Edificio</b>
<b>Cálculo del Índice de Deterioro de la Edificación T</b>										
						<b>Items</b>	<b><math>T_i</math></b>			<b>Observación</b>
						1. Deformación permanente ( $T_1$ )	1,00			No presenta
						2. Grietas en muros o columnas ( $T_2$ )	1,00			No presenta
						3. Incendios ( $T_3$ )	1,00			No se indica
						4. Uso del cuerpo o bloque ( $T_4$ )	1,00			Uso edificio público
						5. Tipo de daño estructural ( $T_5$ )	1,00			No presenta
							<b>T</b>			
							=			<b>1,00</b>
						<b>Por lo tanto, el valor del índice <math>I_s</math> es:</b>				
						<b>Piso</b>				
						<b>1</b>				<b><math>I_{sx}</math></b>
						<b>2</b>				0,96
										1,49
<b>Cálculo del Índice <math>I_{50}</math></b>										
						$E_{50}$ :				0,2984
						Factor zona sísmica (Z):				1,00
						Factor de influencia topografía (G):				1,00
						Factor de importancia del edificio (I):				1,00
						<b><math>I_{50}</math>:</b>				<b>0,2984</b>
<b>Cálculo Vulnerabilidad</b>										
										<b><math>I_{ex}</math></b>
										=
										0,96
										<b><math>I_{50}</math></b>
										=
										0,30
										<b><math>I_{sx}/I_{50}</math></b>
										=
										3,21 > 1
						<b>Condición</b>				=
										<b>Seguro</b>

Figura A. 49. Resultados Hirosawa dirección X Municipalidad de Pitrufquén.



Vulnerabilidad Hirasawa (calibrada por Boroscchek)					
Obra :	Municipalidad de Pitrufquén				
N° pisos edificio (n <sub>p</sub> ) :	2	W <sub>1-2</sub> :	790274,4	[kgf]	
f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) :	180	W <sub>2</sub> :	336631,0	[kgf]	
Dirección análisis :	Y				
<b>Cálculo del índice I<sub>s</sub> (I<sub>s</sub>=E<sub>0</sub>*S<sub>D</sub>*T)</b>					
<b>Cálculo del Índice Básico de Comportamiento Estructural E<sub>0</sub></b>					
<b>Áreas de Columnas de Hormigón Armado</b>					
Piso	ΣA <sub>c1</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>c2</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )		
1	0	20000	0		
2	0	15600	0		
<b>Áreas de Muros de Hormigón Armado</b>					
Piso	ΣA <sub>m1</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>m2</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>m3</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>mt</sub> (cm <sup>2</sup> )	
1	0	0	124800	12100	
2	0	0	124800	12100	
<b>Áreas de Muros de Albañilería</b>					
Piso	ΣA <sub>mar</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>ma</sub> (cm <sup>2</sup> )			
1	0	0			
2	0	0			
<b>Índices de resistencia ( C )</b>					
Piso	C <sub>mar</sub>	C <sub>sc</sub>	C <sub>ma</sub>	C <sub>w</sub>	C <sub>c</sub>
1	0,000	0,000	0,000	1,843	0,159
2	0,000	0,000	0,000	4,327	0,292
<b>Valores coeficientes α y F</b>					
Piso	α <sub>1</sub>	α <sub>2</sub>	α <sub>3</sub>	F	
1	0	1	0,7	1	
2	0	1	0,7	1	
Piso	E <sub>0Y</sub>				
1	1,955				
2	3,399				

Cálculo del Índice de Configuración Estructural S <sub>D</sub>					
Items	G <sub>i</sub>	R <sub>i</sub>	Q <sub>i</sub>	Observación	
Piso	G <sub>i</sub>	R <sub>i</sub>	Q <sub>i</sub>	Observación	
1. Regularidad de planta (q <sub>1</sub> )	1	0,90	1,00	0,90	Planta en forma de L regular, áreas salientes menor a 30%.
	2	0,90	1,00	0,90	Planta en forma de L regular, áreas salientes menor a 30%.
2. Relación Largo - Ancho (q <sub>2</sub> )	1	0,90	0,50	0,95	B=2*27/9=6
	2	0,90	0,50	0,95	B=2*27/9=6
3. Contracción de planta (q <sub>3</sub> )	1	0,80	0,50	0,90	Se considera C=4/9=0,44
	2	0,80	0,50	0,90	Se considera C=4/9=0,45
4. Atrio o Patio interior (q <sub>4</sub> )	1	1,00	0,50	1,00	No presenta
	2	1,00	0,50	1,00	No presenta
5. Excentricidad de atrio o patio interior (q <sub>5</sub> )	1	1,00	0,25	1,00	No presenta
	2	1,00	0,25	1,00	No presenta
6. Subterráneo (q <sub>6</sub> )	1	0,80	1,00	1,00	No presenta
	2	0,80	1,00	1,00	No presenta
7. Junta de dilatación (q <sub>7</sub> )	1	0,90	0,50	0,95	Presenta junta de 0,02 m y H=2,9 m. S=0,02/5,5=0,0069
	2	0,80	0,50	0,90	Presenta junta de 0,02 m y H=5,5 m. S=0,02/5,5=0,0036
5. Uniformidad de altura de piso (q <sub>8</sub> )	1	1,00	0,50	1,00	Presenta dos pisos uno de 2,9 y 2,5 m. R <sub>h</sub> =2,5/2,9=0,862
	2	1,00	0,50	1,00	Presenta dos pisos uno de 2,9 y 2,5 m. R <sub>h</sub> =2,5/2,9=0,863
	S <sub>D</sub>	=	0,73		<b>Piso 1</b>
		=	0,69		<b>Piso 2</b>
		=	0,69		<b>Edificio</b>

Cálculo del Índice de Deterioro de la Edificación T					
Items	T <sub>i</sub>	Observación			
1. Deformación permanente (T <sub>1</sub> )	1,00	No presenta			
2. Grietas en muros o columnas (T <sub>2</sub> )	1,00	No presenta			
3. Incendios (T <sub>3</sub> )	1,00	No se indica			
4. Uso del cuerpo o bloque (T <sub>4</sub> )	1,00	Uso edificio público			
5. Tipo de daño estructural (T <sub>5</sub> )	1,00	No presenta			
	T	=	1,00		

Por lo tanto, el valor del índice I<sub>s</sub> es:

Piso	I <sub>sy</sub>
1	1,35
2	2,35

Cálculo del Índice I <sub>so</sub>					
E <sub>so</sub> :	0,2984				
Factor zona sísmica (Z) :	1,00				
Factor de influencia topografía (G) :	1,00				
Factor de importancia del edificio (I) :	1,00				
I <sub>so</sub> :	0,2984				

Cálculo Vulnerabilidad			
I <sub>sy</sub>	=	1,35	
I <sub>so</sub>	=	0,30	
I <sub>sy</sub> /I <sub>so</sub>	=	4,54	> 1
Condición	=	<b>Seguro</b>	

Figura A. 50. Resultados Hirasawa dirección Y Municipalidad de Pitrufquén.

Vulnerabilidad Hirasawa (calibrada por Boroschek)						Calculo del Índice de Configuración Estructural $S_o$					
Obra :	Liceo Politécnico Pitrufquén					Items	Piso	$G_i$	$R_i$	$Q_i$	Observación
N° pisos edificio ( $n_b$ ) :	3	$W_{1-3}$ :	1265027,6	[kgf]		1. Regularidad de planta ( $q_1$ )	1	0,90	1,00	0,90	Planta en forma de U irregular, areas salientes menor a 30%.
fc ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) :	250	$W_{2-3}$ :	886321,7	[kgf]			2	0,90	1,00	0,90	Planta en forma de U irregular, areas salientes menor a 30%.
Dirección analisis :	X	$W_3$ :	177261,6	[kgf]			3	0,90	1,00	0,90	Planta en forma de U irregular, areas salientes menor a 30%.
<b>Cálculo del índice <math>I_s (I_s = E_0 * S_D * T)</math></b>											
<b>Calculo del Índice Básico de Comportamiento Estructural <math>E_0</math></b>											
<b>Áreas de Columnas de Hormigón Armado</b>											
Piso	$\Sigma A_{c1} (\text{cm}^2)$	$\Sigma A_{c2} (\text{cm}^2)$	$\Sigma A_{c3} (\text{cm}^2)$			2. Relación Largo - Ancho ( $q_2$ )	1	1,00	0,50	1,00	$B=2*19,9,1=4,18$
1	0	32175	0				2	1,00	0,50	1,00	$B=2*19,9,1=4,19$
2	0	31500	0				3	1,00	0,50	1,00	$B=2*19,9,1=4,20$
3	0	28350	0			3. Contracción de planta ( $q_3$ )	1	0,90	0,50	0,95	Se considera $C=9,1/16,1=0,57$
<b>Áreas de Muros de Hormigón Armado</b>											
Piso	$\Sigma A_{m1} (\text{cm}^2)$	$\Sigma A_{m2} (\text{cm}^2)$	$\Sigma A_{m3} (\text{cm}^2)$	$\Sigma A_{m4} (\text{cm}^2)$			2	0,90	0,50	0,95	Se considera $C=9,1/16,1=0,58$
1	0	0	34325	21750			3	0,90	0,50	0,95	Se considera $C=9,1/16,1=0,59$
2	0	0	14400	6300		4. Atrio o Patio interior ( $q_4$ )	1	0,90	0,50	0,95	$Rap=87,3/577,63=0,15$
3	0	0	14400	6300			2	0,90	0,50	0,95	$Rap=87,3/577,63=0,16$
<b>Áreas de Muros de Albañilería</b>											
Piso	$\Sigma A_{mar} (\text{cm}^2)$	$\Sigma A_{ma} (\text{cm}^2)$					3	1,00	0,50	1,00	No presenta
1	0	0				5. Excéntrica de atrio o patio interior ( $q_5$ )	1	0,80	0,25	0,95	$f1=4,99/2,95=1,7$ ; $f2=4,99/3,0=0,17$
2	0	0					2	0,80	0,25	0,95	$f1=4,99/2,95=1,7$ ; $f2=4,99/3,0=0,18$
3	0	0				6. Subterráneo ( $q_6$ )	1	1,00	1,00	1,20	No presenta
<b>Índices de resistencia (C)</b>											
Piso	$C_{mar}$	$C_{sc}$	$C_{ma}$	$C_w$	$C_c$		2	1,00	1,00	1,20	No presenta
1	0,000	0,000	0,000	0,622	0,223		3	1,00	1,00	1,20	No presenta
2	0,000	0,000	0,000	0,333	0,311		3	1,00	1,00	1,20	No presenta
3	0,000	0,000	0,000	1,663	1,399		1	1,00	0,50	1,00	No presenta
<b>Valores coeficientes <math>\alpha</math> y F</b>											
Piso	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	F		7. Junta de dilatación ( $q_7$ )	1	1,00	0,50	1,00	No presenta
1	0	1	0,7	1			2	1,00	0,50	1,00	No presenta
2	0	1	0,7	1			3	1,00	0,50	1,00	No presenta
3	0	1	0,7	1		5. Uniformidad de altura de piso ( $q_8$ )	1	1,00	0,50	1,00	$R1=2,97/3,42=0,87$
Piso	$E_{0x}$						2	1,00	0,50	1,00	$R1=2,97/2,97=1$
1	0,778						3	1,00	0,50	1,00	$R1=2,97/2,97=1$
2	0,440										
3	1,762										
						<b>Calculo del Índice de Deterioro de la Edificación T</b>					
						Items	Ti	Observación			
						1. Deformación permanente (T1)	1,00	No presenta			
						2. Grietas en muros o columnas (T2)	1,00	No presenta			
						3. Incendios (T3)	1,00	No se indica			
						4. Uso del cuerpo o bloque (T4)	1,00	Uso edificio publico			
						5. Tipo de daño estructural (T5)	1,00	No presenta			
						T	=	1,00			
						Por lo tanto, el valor del índice $I_s$ es:					
						Piso	$I_{sx}$				
						1	0,72				
						2	0,41				
						3	1,63				
						<b>Calculo del Índice <math>I_w</math></b>					
						$E_w$ : 0,2984					
						Factor zona sísmica (Z) : 1,00					
						Factor de influencia topografía (G) : 1,00					
						Factor de importancia del edificio (I) : 1,00					
						$I_w$ : 0,2984					
						<b>Calculo Vulnerabilidad</b>					
						$I_{v1}$ = 0,41					
						$I_{w0}$ = 0,30					
						$I_w/I_{w0}$ = 1,37 > 1					
						Condición = Seguro					

Figura A. 51. Resultados Hirasawa dirección X, Liceo Politécnico Pitrufquén.

<b>Vulnerabilidad Hirosawa (calibrada por Boroschek)</b>					<b>Calculo del Índice de Configuración Estructural <math>S_D</math></b>						
Obra :	Liceo Politécnico Pitrufquén				Items	Piso	$G_i$	$R_i$	$Q_i$	Observación	
Nº pisos edificio ( $n_p$ ) :	3	$W_{1-3}$ :	1265027,6	[kgf]	1. Regularidad de planta ( $q_1$ )	1	0,90	1,00	0,90	Planta en forma de U irregular, areas salientes menor a 30%.	
Fc (kg/cm <sup>2</sup> ) :	250	$W_{2-3}$ :	886321,7	[kgf]		2	0,90	1,00	0,90	Planta en forma de U irregular, areas salientes menor a 30%.	
Dirección analisis :	Y	$W_3$ :	177261,6	[kgf]	2. Relación Largo - Ancho ( $q_2$ )	1	1,00	0,50	1,00	B=2*19/9,1=4,18	
<b>Calculo del índice <math>I_s</math> (<math>I_s = E_0 * S_D * T</math>)</b>						2	1,00	0,50	1,00	B=2*19/9,1=4,19	
<b>Calculo del Índice Básico de Comportamiento Estructural <math>E_0</math></b>						3	1,00	0,50	1,00	B=2*19/9,1=4,20	
<b>Áreas de Columnas de Hormigón Armado</b>					3. Contracción de planta ( $q_3$ )	1	0,90	0,50	0,95	Se considera C=9,1/16,1=0,57	
Piso	$\Sigma A_{c1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{c2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{c3}$ (cm <sup>2</sup> )			2	0,90	0,50	0,95	Se considera C=9,1/16,1=0,58	
1	0	33375	0			3	0,90	0,50	0,95	Se considera C=9,1/16,1=0,59	
2	0	31050	0		4. Atrio o Patio interior ( $q_4$ )	1	0,90	0,50	0,95	Rap=87,3/577,63=0,15	
3	0	29550	0			2	0,90	0,50	0,95	Rap=87,3/577,63=0,16	
<b>Áreas de Muros de Hormigón Armado</b>						3	1,00	0,50	1,00	No presenta	
Piso	$\Sigma A_{m1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m3}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{ma}$ (cm <sup>2</sup> )	5. Excentricidad de atrio o patio interior ( $q_5$ )	1	0,80	0,25	0,95	f1=4,99/2,95=1,7 ; f2=4,99/30=0,17	
1	0	0	14700	16537,5		2	0,80	0,25	0,95	f1=4,99/2,95=1,7 ; f2=4,99/30=0,18	
2	0	0	10350	13350	6. Subterráneo ( $q_6$ )	1	1,00	1,00	1,20	No presenta	
3	0	0	10350	13350		2	1,00	1,00	1,20	No presenta	
<b>Áreas de Muros de Albañilería</b>						3	1,00	1,00	1,20	No presenta	
Piso	$\Sigma A_{mar}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{ma}$ (cm <sup>2</sup> )			7. Junta de dilatación ( $q_7$ )	1	1,00	0,50	1,00	No presenta	
1	0	0				2	1,00	0,50	1,00	No presenta	
2	0	0				3	1,00	0,50	1,00	No presenta	
3	0	0			5. Uniformidad de altura de piso ( $q_8$ )	1	1,00	0,50	1,00	R:h=2,97/3,42=0,87	
<b>Índices de resistencia (C)</b>						2	1,00	0,50	1,00	R:h=2,97/2,97=1	
Piso	$C_{mur}$	$C_{sc}$	$C_{ma}$	$C_w$	$C_c$		3	1,00	0,50	1,00	R:h=2,97/2,97=1
1	0,000	0,000	0,000	0,338	0,231	$S_D$	= 0,93 Piso 1				
2	0,000	0,000	0,000	0,363	0,307		= 0,93 Piso 2				
3	0,000	0,000	0,000	1,817	1,459		= 1,03 Piso 3				
<b>Valores coeficientes <math>\alpha</math> y F</b>											= 0,93 Edificio
Piso	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	F		<b>Calculo del Índice de Deterioro de la Edificación T</b>					
1	0	1	0,7	1		Items	$T_i$	Observación			<b>Calculo del Índice <math>I_{so}</math></b>
2	0	1	0,7	1		1. Deformación permanente (T)	1,00	No presenta			$E_{co}$ : 0,2984
3	0	1	0,7	1		2. Grietas en muros o columnas (T)	1,00	No presenta			Factor zona sísmica (Z) : 1,00
						3. Incendios (T)	1,00	No se indica			Factor de influencia topografía (G) : 1,00
						4. Uso del cuerpo o bloque (T)	1,00	Uso edificio publico			Factor de importancia del edificio (I) : 1,00
						5. Tipo de daño estructural (T)	1,00	No presenta			$I_{so}$ : 0,2984
						Por lo tanto, el valor del índice $I_s$ es :	T	= 1,00			<b>Calculo Vulnerabilidad</b>
							Piso	$I_{sv}$	=	0,43	
							1	0,46		0,30	
							2	0,43		$I_{sv}/I_{so}$	= 1,43 > 1
							3	1,94		Condición	= Seguro

Figura A. 52. Resultados Hirosawa dirección Y, Liceo Politécnico Pitrufquén.

<b>Vulnerabilidad Hirosawa (calibrada por Boroschek)</b>					
Otra :	Colegio Madres Dominicicas, Edificio 1				
N° pisos edificio (n <sub>b</sub> ) :	3	W <sub>1-3</sub> :	2591975,9 [kgf]		
f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) :	280	W <sub>2-3</sub> :	1356067,2 [kgf]		
Dirección analisis :	X	W <sub>3</sub> :	67303,4 [kgf]		
<i>Cálculo del índice I<sub>s</sub> (I<sub>s</sub>=E<sub>θ</sub>*S<sub>D</sub>*T)</i>					
<b>Calculo del Índice Básico de Comportamiento Estructural E<sub>θ</sub></b>					
<b>Áreas de Columnas de Hormigón Armado</b>					
Piso	ΣA <sub>c1</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>c2</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )		
1	0	900	0		
2	0	1200	0		
3	0	0	0		
<b>Áreas de Muros de Hormigón Armado</b>					
Piso	ΣA <sub>m1</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>m2</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>m3</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>ma</sub> (cm <sup>2</sup> )	
1	0	0	89827,5	113468,75	
2	0	0	203060	137675	
3	0	0	39830	5500	
<b>Áreas de Muros de Albañilería</b>					
Piso	ΣA <sub>mar</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>ma</sub> (cm <sup>2</sup> )			
1	0	0			
2	0	0			
3	0	0			
<b>Índices de resistencia ( C )</b>					
Piso	C <sub>mar</sub>	C <sub>sc</sub>	C <sub>ma</sub>	C <sub>w</sub>	C <sub>c</sub>
1	0,000	0,000	0,000	1,195	0,003
2	0,000	0,000	0,000	3,937	0,009
3	0,000	0,000	0,000	11,086	0,000
<b>Valores coeficientes α y F</b>					
Piso	α <sub>1</sub>	α <sub>2</sub>	α <sub>3</sub>	F	
1	0	1	0,7	1	
2	0	1	0,7	1	
3	0	1	0,7	1	
Piso	E <sub>θt</sub>				
1	1,197				
2	3,154				
3	7,391				

<b>Calculo del Índice de Configuración Estructural S<sub>D</sub></b>					
Items	Piso	G <sub>i</sub>	R <sub>i</sub>	Q <sub>i</sub>	Observación
1. Regularidad de planta (q <sub>1</sub> )	1	1,00	1,00	1,00	Planta simétrica, áreas salientes menores o iguales a 10% del total
	2	1,00	1,00	1,00	Planta simétrica, áreas salientes menores o iguales a 10% del total
	3	1,00	1,00	1,00	Planta simétrica, áreas salientes menores o iguales a 10% del total
2. Relación Largo - Ancho (q <sub>2</sub> )	1	1,00	0,50	1,00	B=46,55/15,2=3,06
	2	1,00	0,50	1,00	B=46,55/15,2=3,07
	3	1,00	0,50	1,00	B=8,93/8,78=1,02
3. Contracción de planta (q <sub>3</sub> )	1	1,00	0,50	1,00	Se considera C=1
	2	1,00	0,50	1,00	Se considera C=2
	3	1,00	0,50	1,00	Se considera C=3
4. Atrio o Patio interior (q <sub>4</sub> )	1	1,00	0,50	1,00	No presenta
	2	1,00	0,50	1,00	No presenta
	3	1,00	0,50	1,00	No presenta
5. Excentricidad de atrio o patio interior (q <sub>5</sub> )	1	1,00	0,25	1,00	No presenta
	2	1,00	0,25	1,00	No presenta
	3	1,00	0,25	1,00	No presenta
6. Subterráneo (q <sub>6</sub> )	1	1,00	1,00	1,20	No presenta
	2	1,00	1,00	1,20	No presenta
	3	1,00	1,00	1,20	No presenta
7. Junta de dilatación (q <sub>7</sub> )	1	1,00	0,50	1,00	No presenta
	2	1,00	0,50	1,00	No presenta
	3	1,00	0,50	1,00	No presenta
5. Uniformidad de altura de piso (q <sub>8</sub> )	1	1,00	0,50	1,00	Rh=3,4/3,15=1,08
	2	1,00	0,50	1,00	Rh=2,8/3,4=0,82
	3	1,00	0,50	1,00	Rh=3,4/2,8=1,21
				S <sub>D</sub>	= 1,20 <b>Piso 1</b>
					= 1,20 <b>Piso 2</b>
					= 1,20 <b>Edificio</b>
<b>Calculo del Índice de Deterioro de la Edificación T</b>					
Items	Ti	Observación			
1. Deformación permanente (T)	1,00	No presenta			
2. Grietas en muros o columnas (T)	1,00	No presenta			
3. Incendios (T)	1,00	No se indica			
4. Uso del cuerpo o bloque (T)	1,00	Uso edificio público			
5. Tipo de daño estructural (T)	1,00	No presenta			
	T	= 1,00			
<b>Por lo tanto, el valor del índice I<sub>s</sub> es:</b>					
	Piso	I <sub>sx</sub>			
	1	1,44			
	2	3,79			
	3	8,87			

<b>Calculo del Índice I<sub>so</sub></b>				
E <sub>θt</sub> :	0,2948			
Factor zona sísmica (Z) :	1,00			
Factor de influencia topografía (G) :	1,00			
Factor de importancia del edificio (I) :	1,00			
	I <sub>so</sub> :	0,2948		
<b>Calculo Vulnerabilidad</b>				
I <sub>vs</sub> :	1,44			
I <sub>so</sub> :	0,29			
I <sub>vs</sub> /I <sub>so</sub> :	4,87 > 1			
Condición :	Seguro			

Figura A. 53. Resultados Hirosawa dirección X, Colegio Madres Domínicas Edificio 1.

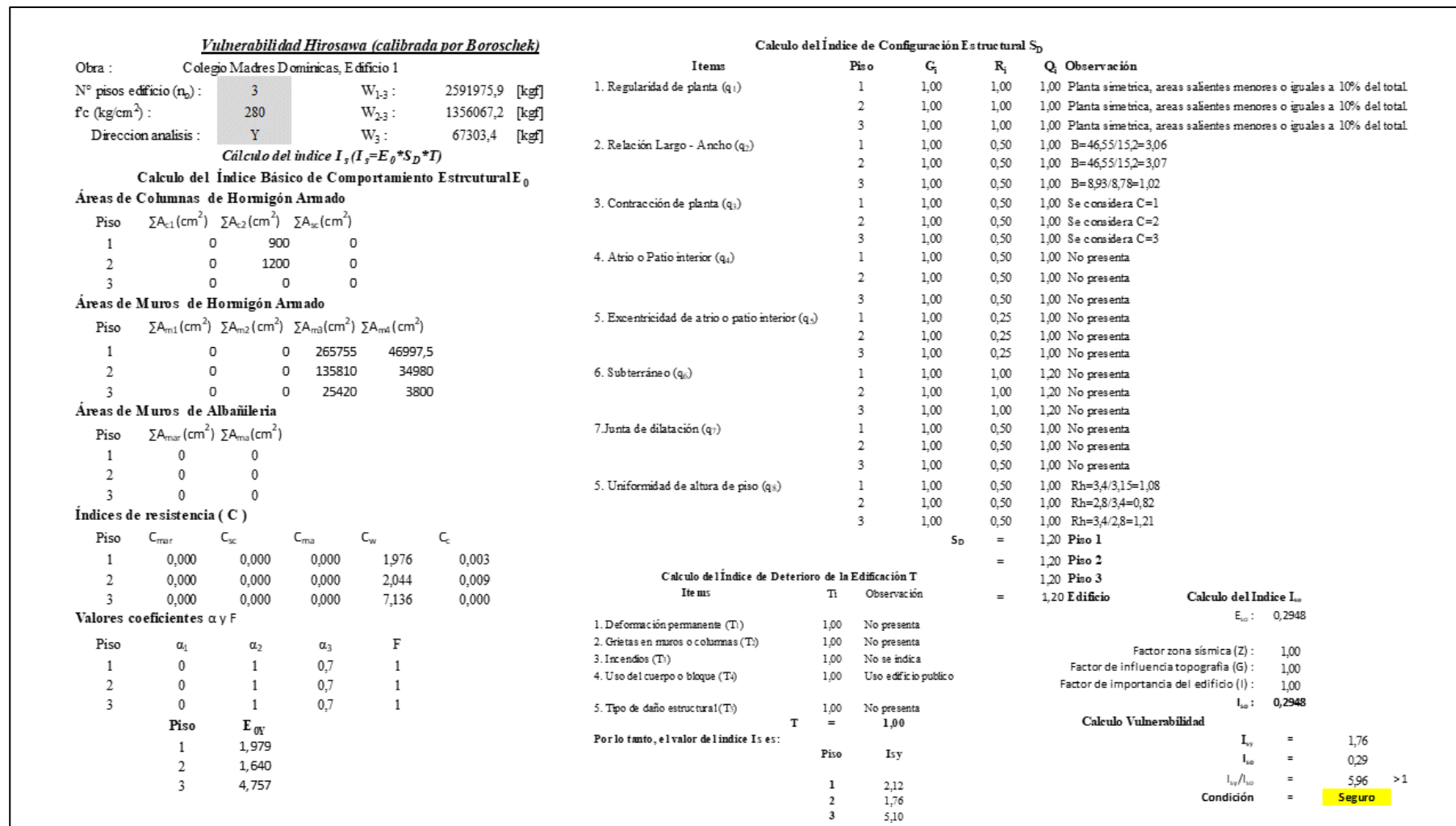


Figura A. 54. Resultados Hirosawa dirección Y, Colegio Madres Dominicanas Edificio 1.

<u>Vulnerabilidad Hirosawa (calibrada por Boroschek)</u>						Calculo del Índice de Configuración Estructural $S_D$				
Obra :	Colegio Madres Dominicás Edificio 2					Items	$G_i$	$R_i$	$Q_i$	Observación
N° pisos edificio ( $n_b$ ) :	2	$W_{1,2}$ :	1751538,3 [kgf]			1. Regularidad de planta ( $q_1$ )	1,00	1,00	1,00	Planta regular, areas salientes menores o iguales a 10% del total
f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) :	280	$W_2$ :	504107,8 [kgf]			2. Relación Largo - Ancho ( $q_2$ )	1,00	1,00	1,00	Planta regular, areas salientes menores o iguales a 10% del total
Dirección análisis :	x					3. Contracción de planta ( $q_3$ )	0,90	0,50	0,95	B=56/11=5,1 5,09090909
<i>Cálculo del índice <math>I_s</math> (<math>I_s = E_0 * S_D * T</math>)</i>						4. Atrio o Páño interior ( $q_4$ )	0,90	0,50	0,95	B=56/11=5,1
<b>Calculo del Índice Básico de Comportamiento Estructural <math>E_0</math></b>						5. Excentricidad de atrio o páño interior ( $q_5$ )	1,00	0,50	1,00	Se considera C=11/12,6=0,87
<b>Áreas de Columnas de Hormigón Armado</b>						6. Subterráneo ( $q_6$ )	1,00	0,50	1,00	Se considera C=1
Piso	$\Sigma A_{c,1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{c,2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{c,c}$ (cm <sup>2</sup> )			7. Junta de dilatación ( $q_7$ )	1,00	0,50	1,00	No presenta
1	0	62950	0			5. Uniformidad de altura de piso ( $q_8$ )	1,00	0,50	1,00	No presenta
2	0	62950	0				1,00	0,50	1,00	No presenta
<b>Áreas de Muros de Hormigón Armado</b>							1,00	0,25	1,00	No presenta
Piso	$\Sigma A_{m1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m3}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m4}$ (cm <sup>2</sup> )			1,00	0,25	1,00	No presenta
1	0	0	167375	5125			0,80	1,00	1,00	No presenta
2	0	0	167375	2625			0,80	1,00	1,00	No presenta
<b>Áreas de Muros de Albañilería</b>							1,00	0,50	1,00	No presenta
Piso	$\Sigma A_{mar}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{ma}$ (cm <sup>2</sup> )					1,00	0,50	1,00	No presenta
1	0	0					1,00	0,50	1,00	R1=3,2/3,2=1
2	0	0					1,00	0,50	1,00	R1=3,2/3,2=2
<b>Índices de resistencia (C)</b>										
Piso	$C_{mar}$	$C_{sc}$	$C_{ma}$	$C_w$	$C_c$					
1	0,000	0,000	0,000	1,646	0,352					
2	0,000	0,000	0,000	5,651	1,224					
<b>Valores coeficientes <math>\alpha</math> y F</b>										
Piso	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	F						
1	0	1	0,7	1						
2	0	1	0,7	1						
Piso	$E_{0x}$									
1	1,893									
2	4,881									
<b>Calculo del Índice de Deterioro de la Edificación T</b>										
						Items	$T_i$	Observación		
						1. Deformación permanente ( $T_1$ )	1,00	No presenta		
						2. Grietas en muros o columnas ( $T_2$ )	1,00	No presenta		
						3. Incendios ( $T_3$ )	1,00	No se indica		
						4. Uso del cuerpo o bloque ( $T_4$ )	1,00	Uso edificio publico		
						5. Tipo de daño estructural ( $T_5$ )	1,00	No presenta		
							T =	1,00		
Por lo tanto, el valor del índice $I_s$ es:										
							Piso	$I_{sx}$		
							1	1,80		
							2	4,64		
<b>Calculo del Índice <math>I_{so}</math></b>										
						$E_{co}$ :	0,55			
						Factor zona sísmica (Z) :	1,00			
						Factor de influencia topografía (G) :	1,00			
						Factor de importancia del edificio (I) :	1,00			
						$I_{so}$ :	0,55			
<b>Calculo Vulnerabilidad</b>										
							$I_{xx}$	=	1,80	
							$I_{so}$	=	0,55	
							$I_{sx}/I_{so}$	=	3,27	> 1
							Condición	=	<b>Seguro</b>	

Figura A. 55. Resultados Hirosawa dirección X, Colegio Madres Dominicás Edificio 2.

<u>Vulnerabilidad Hirosawa (calibrada por Boroschek)</u>					Calculo del Índice de Configuración Estructural $S_D$				
Obra :	Colegio Madres Dominicás Edificio 2				Items	$G_i$	$R_i$	$Q_i$	Observación
N° pisos edificio ( $n_b$ ) :	2	$W_{1,2}$ :	1751538,3	[kgf]	1. Regularidad de planta ( $q_1$ )	1,00	1,00	1,00	Planta regular, areas salientes menores o iguales a 10% del total
$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	280	$W_2$ :	504107,8	[kgf]	2. Relación Largo - Ancho ( $q_2$ )	1,00	1,00	1,00	Planta regular, areas salientes menores o iguales a 10% del total
Dirección analisis :	Y				3. Contracción de planta ( $q_3$ )	0,90	0,50	0,95	B=56/11=5,1
<i>Cálculo del índice <math>I_s</math> (<math>I_s = E_0 * S_D * T</math>)</i>					4. Atrio o Patio interior ( $q_4$ )	0,90	0,50	0,95	B=56/11=5,1
<b>Calculo del Índice Básico de Comportamiento Estructural <math>E_0</math></b>					5. Excentricidad de atrio o patio interior ( $q_5$ )	1,00	0,50	1,00	Se considera C=11/12,6=0,87
<b>Áreas de Columnas de Hormigón Armado</b>					6. Subterráneo ( $q_6$ )	1,00	0,50	1,00	Se considera C=1
Piso	$\Sigma A_{c1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{c2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{c3}$ (cm <sup>2</sup> )		7. Junta de dilatación ( $q_7$ )	1,00	0,50	1,00	No presenta
1	0	19750	0		5. Uniformidad de altura de piso ( $q_8$ )	1,00	0,50	1,00	No presenta
2	0	19750	0			1,00	0,50	1,00	Rt=3,2/3,2=1
<b>Áreas de Muros de Hormigón Armado</b>						1,00	0,50	1,00	Rt=3,2/3,2=2
Piso	$\Sigma A_{m1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m3}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m4}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_D$	=	0,95	<b>Piso 1</b>	
1	0	0	174775	38750			0,95	<b>Piso 2</b>	
2	0	0	174775	38750			0,95	<b>Edificio</b>	
<b>Áreas de Muros de Albañilería</b>									
Piso	$\Sigma A_{mar}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{ma}$ (cm <sup>2</sup> )							
1	0	0							
2	0	0							
<b>Índices de resistencia (C)</b>					<b>Calculo del Índice de Deterioro de la Edificación T</b>				
Piso	$C_{mar}$	$C_{sc}$	$C_{ma}$	$C_w$	$C_c$	Items	$T_i$	Observación	
1	0,000	0,000	0,000	1,986	0,111	1. Deformación permanente ( $T_1$ )	1,00	No presenta	
2	0,000	0,000	0,000	6,901	0,384	2. Grietas en muros o columnas ( $T_2$ )	1,00	No presenta	
<b>Valores coeficientes <math>\alpha</math> y F</b>						3. Incendios ( $T_3$ )	1,00	No se indica	
Piso	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	F		4. Uso del cuerpo o bloque ( $T_4$ )	1,00	Uso edificio publico	
1	0	1	0,7	1		5. Tipo de daño estructural ( $T_5$ )	1,00	No presenta	
2	0	1	0,7	1			=	1,00	
	Piso	$E_{0x}$							
	1	2,063							
	2	5,377							
					<b>Por lo tanto, el valor del índice <math>I_s</math> es:</b>				
						Piso	$I_{sy}$		
						1	1,96		
						2	5,11		
					<b>Calculo del Índice <math>I_{so}</math></b>				
					$E_{so}$ :	0,55			
					Factor zona sísmica (Z) :	1,00			
					Factor de influencia topografía (G) :	1,00			
					Factor de importancia del edificio (I) :	1,00			
					$I_{so}$ :	<b>0,55</b>			
					<b>Calculo Vulnerabilidad</b>				
						$I_{sy}$	=	1,96	
						$I_{so}$	=	0,55	
						$I_{sy}/I_{so}$	=	3,56	> 1
						Condición	=	<b>Seguro</b>	

Figura A. 56. Resultados Hirosawa dirección Y, Colegio Madres Dominicás Edificio 2.

<u>Vulnerabilidad Hirosawa (calibrada por Boroschek)</u>				<u>Calculo del Índice de Configuración Estructural <math>S_D</math></u>					
Obra :	Banco Estado			Items	Piso	$G_i$	$R_i$	$Q_i$ Observación	
N° pisos edificio ( $n_b$ ):	2	$W_{1-2}$ :	535348,4 [kgf]	1. Regularidad de planta ( $q_1$ )	1	1,00	1,00	1,00 Planta simétrica, áreas salientes menores o iguales a 10% del total	
fc (kg/cm <sup>2</sup> ):	300	$W_2$ :	192628,4 [kgf]	2. Relación Largo - Ancho ( $q_2$ )	2	1,00	1,00	1,00 Planta simétrica, áreas salientes menores o iguales a 10% del total	
Dirección análisis :	x			3. Contracción de planta ( $q_3$ )	1	1,00	0,50	1,00 B=20/12,3=1,63	
<i>Calculo del índice <math>I_s (I_s = E_\theta * S_D * T)</math></i>				2	2	1,00	0,50	1,00 B=20/12,3=1,63	
<b>Calculo del Índice Básico de Comportamiento Estructural <math>E_\theta</math></b>				4. Atrio o Patio interior ( $q_4$ )	1	1,00	0,50	1,00 Se considera C=1	
<b>Áreas de Columnas de Hormigón Armado</b>				2	2	1,00	0,50	1,00 Se considera C=2	
Piso	$\Sigma A_{c1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{c2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{c3}$ (cm <sup>2</sup> )	5. Excentricidad de atrio o patio interior ( $q_5$ )	1	1,00	0,25	1,00 No presenta	
1	0	8100	0	2	2	1,00	0,50	1,00 No presenta	
2	0	0	0	6. Subterráneo ( $q_6$ )	1	0,80	1,00	1,00 No presenta	
<b>Áreas de Muros de Hormigón Armado</b>				2	2	0,80	1,00	1,00 No presenta	
Piso	$\Sigma A_{m1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m3}$ (cm <sup>2</sup> )	7. Junta de dilatación ( $q_7$ )	1	1,00	0,50	1,00 No presenta	
1	0	0	19375	2	2	1,00	0,50	1,00 No presenta	
2	0	0	20000	5. Uniformidad de altura de piso ( $q_8$ )	1	0,90	0,50	0,95 Rh=2,6/3,4=0,76	
<b>Áreas de Muros de Albañilería</b>				2	2	1,00	0,50	1,00 Rh=3,4/2,6=1,3	
Piso	$\Sigma A_{mar}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{ma}$ (cm <sup>2</sup> )							
1	0	0							
2	0	0							
<b>Índices de resistencia (C)</b>				<b>Calculo del Índice de Deterioro de la Edificación T</b>					
Piso	$C_{mar}$	$C_{sc}$	$C_{ma}$	$C_w$	$C_c$	Items	$T_i$	Observación	
1	0,000	0,000	0,000	1,387	0,159	1. Deformación permanente ( $T_1$ )	1,00	No presenta	
2	0,000	0,000	0,000	3,025	0,000	2. Grietas en muros o columnas ( $T_2$ )	1,00	No presenta	
<b>Valores coeficientes <math>\alpha</math> y F</b>				3. Incendios ( $T_3$ )				1,00	No se indica
Piso	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	F	4. Uso del cuerpo o bloque ( $T_4$ )				
1	0	1	0,7	1	5. Tipo de daño estructural ( $T_5$ )				
2	0	1	0,7	1	T = 1,00				
				<b>Por lo tanto, el valor del índice <math>I_s</math> es:</b>					
Piso	$E_{\theta x}$								
1	1,498								
2	2,269								
				<b>Calculo del Índice <math>I_{so}</math></b>					
				$E_{so}$ : 0,2948					
				Factor zona sísmica (Z) : 1,00					
				Factor de influencia topografía (G) : 1,00					
				Factor de importancia del edificio (I) : 1,00					
				$I_{so}$ : <b>0,2984</b>					
				<b>Calculo Vulnerabilidad</b>					
				$I_{sx}$ = 1,42					
				$I_{so}$ = 0,30					
				$I_{sx}/I_{so}$ = 4,77 > 1					
				<b>Condición = Seguro</b>					

Figura A. 57. Resultados Hirosawa dirección X, Banco Estado.



<u>Vulnerabilidad Hirosawa (calibrada por Boroschek)</u>					Cálculo del Índice de Configuración Estructural $S_D$					
Obra :	Banco Estado				Item s	Piso	$G_i$	$R_i$	$Q_i$	Observación
N° pisos edificio ( $n_b$ ) :	2	$W_{1-2}$ :	535348,4	[kgf]	1. Regularidad de planta ( $q_1$ )	1	1,00	1,00	1,00	Planta simétrica, áreas salientes menores o iguales a 10% del total
f'c (kg/cm <sup>2</sup> ) :	300	$W_2$ :	192628,4	[kgf]	2. Relación Largo - Ancho ( $q_2$ )	1	1,00	0,50	1,00	Planta simétrica, áreas salientes menores o iguales a 10% del total
Dirección análisis :	Y					2	1,00	0,50	1,00	B=20/12,3=1,63
<i>Cálculo del índice <math>I_s(I_s=E_\theta * S_D * T)</math></i>						2	1,00	0,50	1,00	B=20/12,3=1,63
<b>Cálculo del Índice Básico de Comportamiento Estructural <math>E_0</math></b>					3. Contracción de planta ( $q_3$ )	1	1,00	0,50	1,00	Se considera C=1
<b>Áreas de Columnas de Hormigón Armado</b>						2	1,00	0,50	1,00	Se considera C=2
Piso	$\Sigma A_{c1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{c2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{sc}$ (cm <sup>2</sup> )		4. Atrio o Patio interior ( $q_4$ )	1	1,00	0,50	1,00	No presenta
1	0	6300	0			2	1,00	0,50	1,00	No presenta
2	0	0	0		5. Excentricidad de atrio o patio interior ( $q_5$ )	1	1,00	0,25	1,00	No presenta
<b>Áreas de Muros de Hormigón Armado</b>						2	1,00	0,25	1,00	No presenta
Piso	$\Sigma A_{m1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m3}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m4}$ (cm <sup>2</sup> )	6. Subterráneo ( $q_6$ )	1	0,80	1,00	1,00	No presenta
1	0	0	81450	6900		2	0,80	1,00	1,00	No presenta
2	0	0	66550	8900	7. Junta de dilatación ( $q_7$ )	1	1,00	0,50	1,00	No presenta
<b>Áreas de Muros de Albañilería</b>						2	1,00	0,50	1,00	No presenta
Piso	$\Sigma A_{mar}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{ma}$ (cm <sup>2</sup> )			5. Uniformidad de altura de piso ( $q_8$ )	1	0,90	0,50	0,95	Rh=2,6/3,4=0,76
1	0	0				2	1,00	0,50	1,00	Rh=3,4/2,6=1,3
2	0	0			<b>Cálculo del Índice de Deterioro de la Edificación T</b>					
<b>Índices de resistencia (C)</b>					Item s	Ti	Observación			
Piso	$C_{mar}$	$C_{sc}$	$C_{ma}$	$C_w$	$C_c$	1. Deformación permanente ( $T_1$ )	1,00	No presenta		
1	0,000	0,000	0,000	2,932	0,124	2. Grietas en muros o columnas ( $T_2$ )	1,00	No presenta		
2	0,000	0,000	0,000	6,912	0,000	3. Incendios ( $T_3$ )	1,00	No se indica		
<b>Valores coeficientes <math>\alpha</math> y F</b>						4. Uso del cuerpo o bloque ( $T_4$ )	1,00	Uso edificio público		
Piso	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	F	5. Tipo de daño estructural ( $T_5$ )	1,00	No presenta			
1	0	1	0,7	1	<b>T = 1,00</b>					
2	0	1	0,7	1	<b>Por lo tanto, el valor del índice <math>I_s</math> es:</b>					
	Piso	$E_{0Y}$				Piso	$I_{SY}$			
	1	3,018				1	2,87	$I_{S0}$	=	2,87
	2	5,184				2	4,92	$I_{SY}/I_{S0}$	=	0,30
<b>Cálculo del Índice <math>I_{S0}</math></b>								$I_{SY}/I_{S0}$	=	9,61 > 1
						$E_{S0}$ :	0,2984	<b>Condición</b>	=	<b>Seguro</b>
						Factor zona sísmica (Z) :	1,00			
						Factor de influencia topografía (G) :	1,00			
						Factor de importancia del edificio (I) :	1,00			
						$I_{S0}$ :	0,2984			

Figura A. 58. Resultados Hirosawa dirección Y, Banco Estado.

<b>Vulnerabilidad Hirasawa (calibrada por Boroschek)</b>					<b>Calculo del Índice de Configuración Estructural <math>S_D</math></b>							
Obra :	ULA	$W_{1,2}$ :	614537,7 [kgf]	Items	Piso	$G_i$	$R_i$	$Q_i$	Observación			
N° pisos edificio ( $n_b$ ) :	2	$W_2$ :	172937,5 [kgf]	1. Regularidad de planta ( $q_1$ )	1	1,00	1,00	1,00	Planta simétrica, áreas salientes menores o iguales a 10% del total			
$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	300	$f_m$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	5	2. Relación Largo - Ancho ( $q_2$ )	2	1,00	1,00	1,00	Planta simétrica, áreas salientes menores o iguales a 10% del total			
Dirección análisis :	x	$\alpha_0$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	2,35	3. Contracción de planta ( $q_3$ )	1	1,00	0,50	1,00	$B=19,8,9,45=2,1$			
<b>Calculo del índice <math>I_s</math> (<math>I_s = E_0 * S_D * T</math>)</b>					2	1,00	0,50	1,00	$B=19,8,9,45=2,2$			
<b>Calculo del Índice Básico de Comportamiento Estructural <math>E_0</math></b>					1	1,00	0,50	1,00	Se considera C=1			
<b>Áreas de Columnas de Hormigón Armado</b>					2	1,00	0,50	1,00	Se considera C=2			
Piso	$\Sigma A_{c1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{c2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{c3}$ (cm <sup>2</sup> )	4. Atrio o Páño interior ( $q_4$ )	1	1,00	0,50	1,00	No presenta			
1	0	60960	0	2	1,00	0,50	1,00	No presenta				
2	0	58035	0	5. Excentricidad de atrio o páño interior ( $q_5$ )	1	1,00	0,25	1,00	No presenta			
<b>Áreas de Muros de Hormigón Armado</b>					2	1,00	0,25	1,00	No presenta			
Piso	$\Sigma A_{m1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m3}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m4}$ (cm <sup>2</sup> )	6. Subterráneo ( $q_6$ )	1	1,00	1,00	1,20	No presenta		
1	0	0	29355	1770	2	1,00	1,00	1,20	No presenta			
2	0	0	0	1770	7. Junta de dilatación ( $q_7$ )	1	1,00	0,50	1,00	No presenta		
<b>Áreas de Muros de Albañilería</b>					2	1,00	0,50	1,00	No presenta			
Piso	$\Sigma A_{mar}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{ma}$ (cm <sup>2</sup> )			8. Uniformidad de altura de piso ( $q_8$ )	1	1,00	0,50	1,00	$R1=2,9/3,05=0,95$		
1	0	144560			2	1,00	0,50	1,00	$R1=3,05/2,9=1,36$			
2	0	78075			<b><math>S_D</math></b>							
<b>Índices de resistencia (C)</b>					<b>Calculo del Índice de Deterioro de la Edificación T</b>							
Piso	$C_{mar}$	$C_{sc}$	$C_{ma}$	$C_w$	$C_c$	Items	$T_i$	Observación	=	1,20	Piso 1	
1	0,000	0,000	0,400	0,903	1,042	1. Deformación permanente ( $T_1$ )	1,00	No presenta	=	1,20	Piso 2	
2	0,000	0,000	0,768	0,154	3,524	2. Grietas en muros o columnas ( $T_2$ )	1,00	No presenta	=	1,20	Edificio	
<b>Valores coeficientes <math>\alpha</math> y F</b>					<b>Por lo tanto, el valor del índice <math>I_s</math> es:</b>					<b>Calculo Vulnerabilidad</b>		
Piso	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	F						$I_{sx}$	=	1,69
1	1	0,7	0,5	0,8						$I_{so}$	=	0,30
2	1	0,7	0,5	0,8						$I_{sx}/I_{so}$	=	5,67 > 1
										Condición	=	Seguro
Piso	$E_{0x}$											
1	1,563											
2	2,044											
<b>Calculo del Índice <math>I_{so}</math></b>												
										$E_{so}$ :	0,2984	
										Factor zona sísmica (Z) :	1,00	
										Factor de influencia topografía (G) :	1,00	
										Factor de importancia del edificio (I) :	1,00	
										$I_{so}$ :	0,2984	

Figura A. 59. Resultados Hirasawa dirección X, Escuela Unión Latinoamericana.

<b>Vulnerabilidad Hirosawa (calibrada por Boroscchek)</b>				<b>Calculo del Índice de Configuración Estructural <math>S_D</math></b>							
Obra :	U.L.A	$W_{1-2}$ :	614537,7 [kgf]	<b>Items</b>	<b>Piso</b>	<b><math>G_i</math></b>	<b><math>R_i</math></b>	<b><math>Q_i</math></b>	<b>Observación</b>		
Nº pisos edificio ( $n_b$ ) :	2	$W_2$ :	172937,5 [kgf]	1. Regularidad de planta ( $q_1$ )	1	1,00	1,00	1,00	Planta simetrica, areas salientes menores o iguales a 10% del total		
$f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	300	$f_m$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	5		2	1,00	1,00	1,00	Planta simetrica, areas salientes menores o iguales a 10% del total		
Direccion analisis :	Y	$\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> ) :	2,35	2. Relación Largo - Ancho ( $q_2$ )	1	1,00	0,50	1,00	$B=19,8/9,45=2,1$		
<b>Calculo del indice <math>I_s</math> (<math>I_s=E_0*S_D*T</math>)</b>					2	1,00	0,50	1,00	$B=19,8/9,45=2,2$		
<b>Calculo del Índice Básico de Comportamiento Estructural <math>E_0</math></b>				3. Contracción de planta ( $q_3$ )	1	1,00	0,50	1,00	Se considera C=1		
<b>Áreas de Columnas de Hormigón Armado</b>					2	1,00	0,50	1,00	Se considera C=2		
Piso	$\Sigma A_{c1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{c2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{sc}$ (cm <sup>2</sup> )	4. Atrio o Patio interior ( $q_4$ )	1	1,00	0,50	1,00	No presenta		
1	0	59760	0		2	1,00	0,50	1,00	No presenta		
2	0	57960	0	5. Excentricidad de atrio o patio interior ( $q_5$ )	1	1,00	0,25	1,00	No presenta		
<b>Áreas de Muros de Hormigón Armado</b>					2	1,00	0,25	1,00	No presenta		
Piso	$\Sigma A_{m1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m3}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{m4}$ (cm <sup>2</sup> )	6. Subterráneo ( $q_6$ )	1	0,80	1,00	No presenta		
1	0	0	0	2355		2	0,80	1,00	No presenta		
2	0	0	0	2355	7. Junta de dilatación ( $q_7$ )	1	1,00	0,50	No presenta		
<b>Áreas de Muros de Albañilería</b>					2	1,00	0,50	1,00	No presenta		
Piso	$\Sigma A_{mar}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Sigma A_{ma}$ (cm <sup>2</sup> )			8. Uniformidad de altura de piso ( $q_8$ )	1	1,00	0,50	$R_h=2,9/3,05=0,95$		
1	0	107782,5				2	1,00	0,50	$R_h=3,05/2,9=1,36$		
2	0	103440									
<b>Índices de resistencia (C)</b>				<b>Calculo del Índice de Deterioro de la Edificación T</b>				<b><math>S_D</math></b>			
Piso	$C_{mar}$	$C_{sc}$	$C_{ma}$	$C_w$	$C_c$	<b>Items</b>	<b>Ti</b>	<b>Observación</b>	<b><math>S_D</math></b>		
1	0,000	0,000	0,298	0,057	1,021	1. Deformación permanente ( $T_1$ )	1,00	No presenta	= 1,00 Piso 1		
2	0,000	0,000	1,018	0,204	3,519	2. Grietas en muros o columnas ( $T_2$ )	1,00	No presenta	= 1,00 Piso 2		
<b>Valores coeficientes <math>\alpha</math> y F</b>								3. Incendios ( $T_3$ )	1,00	No se indica	= 1,00 Edificio
Piso	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	F	4. Uso del cuerpo o bloque ( $T_4$ )		1,00	Uso edificio publico			
1	1	0,7	0,5	0,8	5. Tipo de daño estructural ( $T_5$ )		1,00	No presenta			
2	1	0,7	0,5	0,8							
				<b>Por lo tanto, el valor del indice <math>I_s</math> es:</b>				<b>T</b>	<b>= 1,00</b>		
Piso	$E_{0T}$					<b>Calculo Vulnerabilidad</b>		<b><math>I_{sy}</math></b>	<b>= 0,92</b>		
1	0,918							<b><math>I_{so}</math></b>	<b>= 0,30</b>		
2	2,363							<b><math>I_{sy}/I_{so}</math></b>	<b>= 3,08 &gt; 1</b>		
<b>Calculo del Índice <math>I_{so}</math></b>				<b>Calculo del Índice <math>I_{so}</math></b>				<b>Condición</b>		<b>= Seguro</b>	
				$E_{so}$ :							
				Factor zona sísmica (Z) :							
				Factor de influencia topografía (G) :							
				Factor de importancia del edificio (I) :							
				$I_{so}$ :							
				0,2984							

Figura A. 60. Resultados Hirosawa dirección Y, Escuela Unión Latinoamericana.

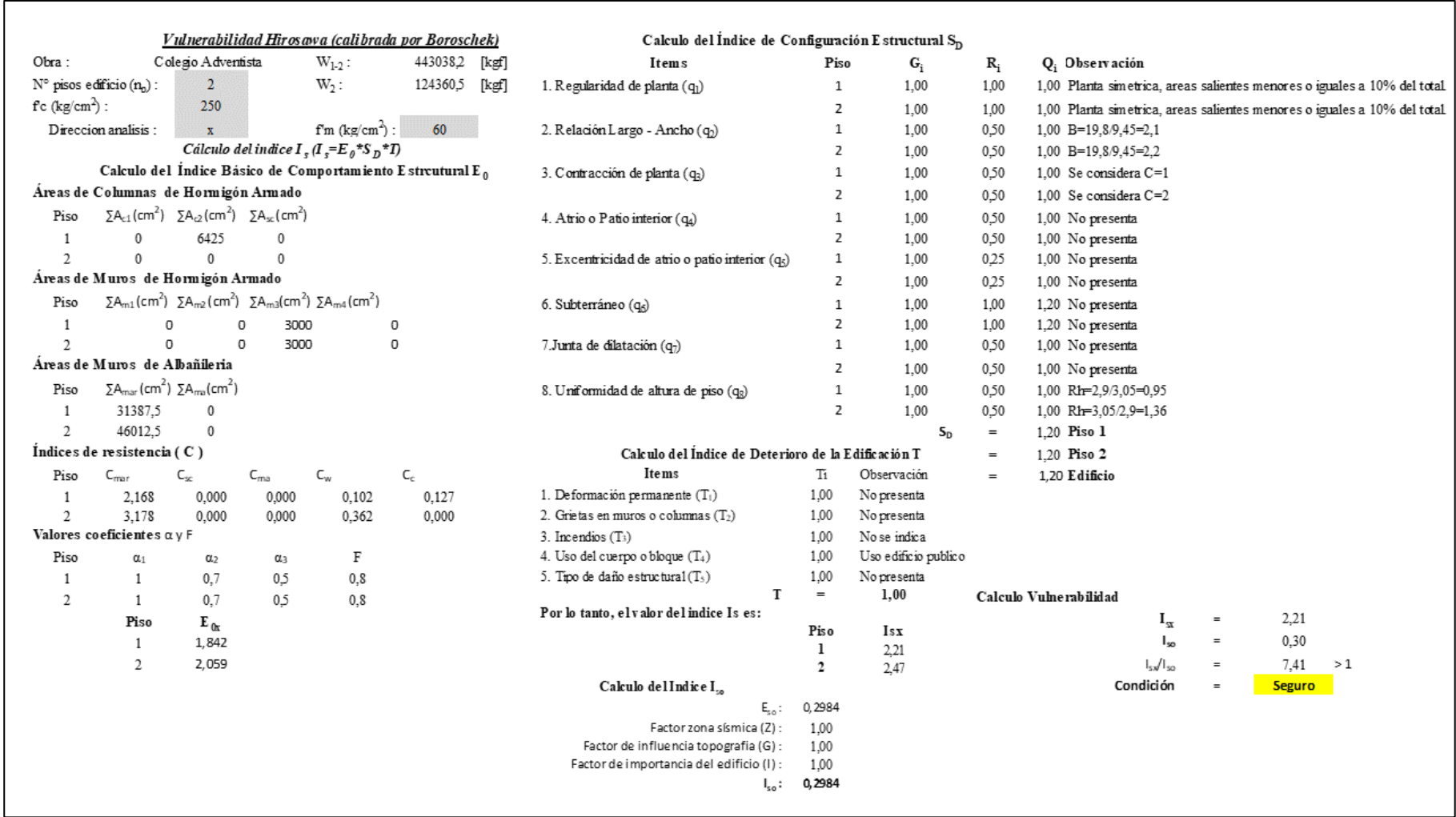


Figura A. 61. Resultados Hirosawa dirección X, Colegio Adventista.

<b>Vulnerabilidad Hirosawa (calibrada por Boroschek)</b>				<b>Calculo del Índice de Configuración Estructural S<sub>D</sub></b>					
Obra :	Colegio Adventista	W <sub>1,2</sub> :	443038,2 [kgf]	<b>Items</b>	<b>Piso</b>	<b>G<sub>i</sub></b>	<b>R<sub>i</sub></b>	<b>Q<sub>i</sub></b>	<b>Observación</b>
N° pisos edificio (n <sub>b</sub> ) :	2	W <sub>2</sub> :	124360,5 [kgf]	1. Regularidad de planta (q <sub>1</sub> )	1	1,00	1,00	1,00	Planta simétrica, áreas salientes menores o iguales a 10% del total
f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) :	250	f <sub>m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) :	60	2. Relación Largo - Ancho (q <sub>2</sub> )	1	1,00	1,00	1,00	Planta simétrica, áreas salientes menores o iguales a 10% del total
Dirección análisis :	Y	<b>Cálculo del índice I<sub>s</sub> (I<sub>s</sub>=E<sub>θ</sub>*S<sub>D</sub>*I)</b>			2	1,00	0,50	1,00	B=19,89,45=2,1
<b>Calculo del Índice Básico de Comportamiento Estructural E<sub>θ</sub></b>				2	1,00	0,50	1,00	1,00	B=19,89,45=2,2
<b>Áreas de Columnas de Hormigón Armado</b>				3. Contracción de planta (q <sub>3</sub> )	1	1,00	0,50	1,00	Se considera C=1
Piso	ΣA <sub>c1</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>c2</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>sc</sub> (cm <sup>2</sup> )	4. Atrio o Patio interior (q <sub>4</sub> )	2	1,00	0,50	1,00	Se considera C=2
1	0	9350	0	5. Excentricidad de atrio o patio interior (q <sub>5</sub> )	1	1,00	0,50	1,00	No presenta
2	0	6425	0	2	1,00	0,50	1,00	No presenta	
<b>Áreas de Muros de Hormigón Armado</b>				6. Subterráneo (q <sub>6</sub> )	1	0,80	1,00	1,00	No presenta
Piso	ΣA <sub>m1</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>m2</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>ma</sub> (cm <sup>2</sup> )	2	0,80	1,00	1,00	1,00	No presenta
1	0	0	2000	7. Junta de dilatación (q <sub>7</sub> )	1	1,00	0,50	1,00	No presenta
2	0	0	2000	2	1,00	0,50	1,00	No presenta	
<b>Áreas de Muros de Albañilería</b>				8. Uniformidad de altura de piso (q <sub>8</sub> )	1	1,00	0,50	1,00	R <sub>1r</sub> =2,9/3,05=0,95
Piso	ΣA <sub>mar</sub> (cm <sup>2</sup> )	ΣA <sub>ma</sub> (cm <sup>2</sup> )		2	1,00	0,50	1,00	R <sub>2r</sub> =3,05/2,9=1,36	
1	9904,5	0		<b>S<sub>D</sub></b>					
2	38070	0		=	1,00				<b>Piso 1</b>
<b>Índices de resistencia (C)</b>				<b>Calculo del Índice de Deterioro de la Edificación T</b>					
Piso	C <sub>mar</sub>	C <sub>sc</sub>	C <sub>ma</sub>	C <sub>w</sub>	C <sub>c</sub>	<b>Items</b>	T <sub>i</sub>	<b>Observación</b>	
1	0,684	0,000	0,000	0,124	0,185	1. Deformación permanente (T <sub>1</sub> )	1,00	No presenta	
2	2,629	0,000	0,000	0,442	0,452	2. Grietas en muros o columnas (T <sub>2</sub> )	1,00	No presenta	
<b>Valores coeficientes α y F</b>				<b>Calculo Vulnerabilidad</b>					
Piso	α <sub>1</sub>	α <sub>2</sub>	α <sub>3</sub>	F	<b>Calculo del Índice I<sub>so</sub></b>				
1	1	0,7	0,5	0,8	<b>Por lo tanto, el valor del índice I<sub>s</sub> es:</b>				
2	1	0,7	0,5	0,8	<b>T = 1,00</b>				
<b>Calculo del Índice I<sub>so</sub></b>				<b>Calculo del Índice I<sub>s</sub></b>					
Piso	E <sub>θr</sub>				<b>E<sub>θo</sub> : 0,2984</b>				
1	0,691				<b>Factor zonal sísmica (Z) : 1,00</b>				
2	1,899				<b>Factor de influencia topografía (G) : 1,00</b>				
				<b>Factor de importancia del edificio (I) : 1,00</b>					
				<b>I<sub>so</sub> : 0,2984</b>					
				<b>Calculo Vulnerabilidad</b>					
				<b>I<sub>xy</sub> = 0,69</b>					
				<b>I<sub>so</sub> = 0,30</b>					
				<b>I<sub>xy</sub>/I<sub>so</sub> = 2,31 &gt; 1</b>					
				<b>Condición = Seguro</b>					

Figura A. 62. Resultados Hirosawa dirección Y, Colegio Adventista.

**ANEXO G**  
**FIGURAS ANÁLISIS NO LINEAL**

Anexo G. Figuras análisis no lineal.

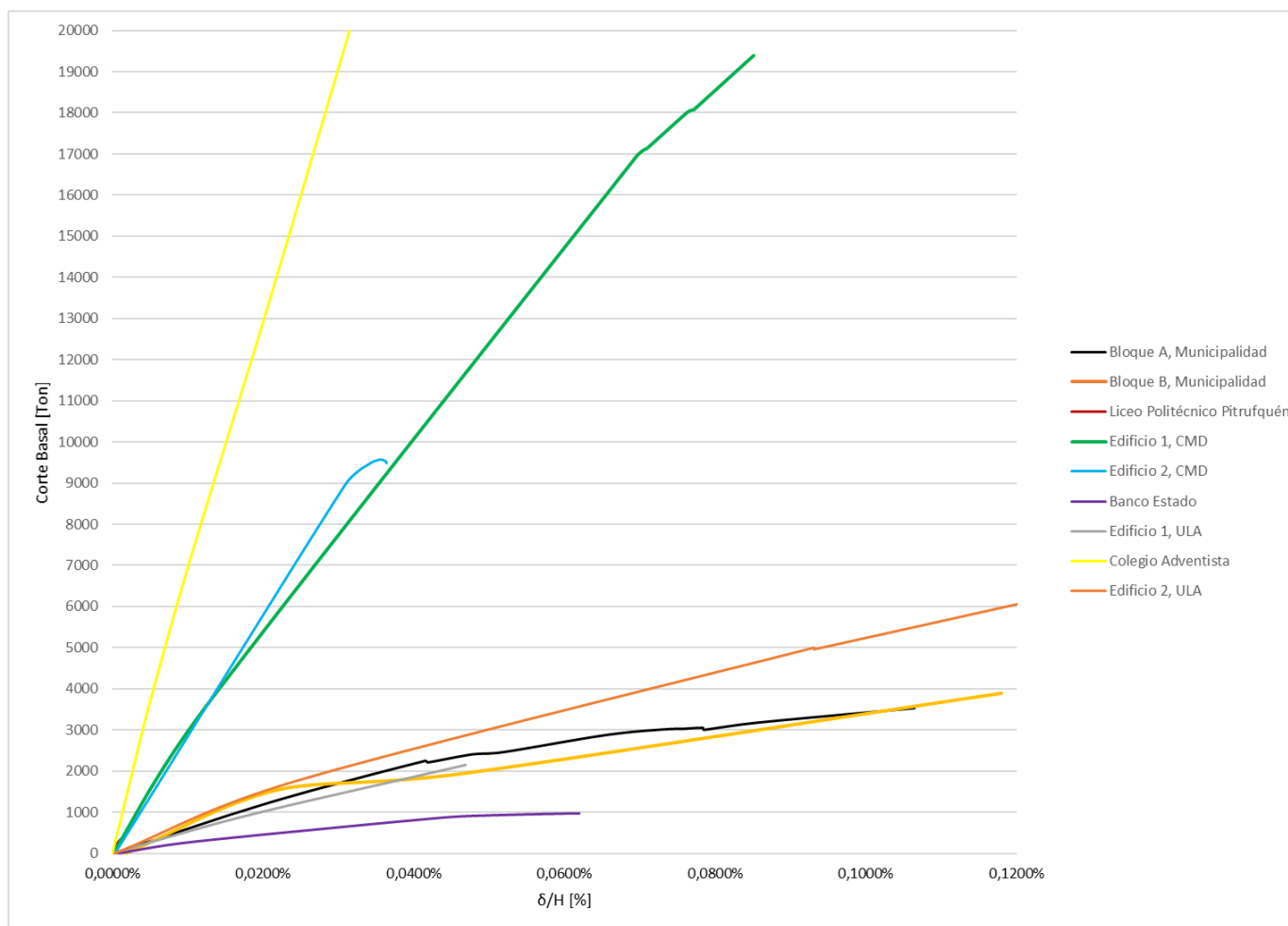


Figura A. 63. Curvas de Capacidad en la dirección sismo en X.

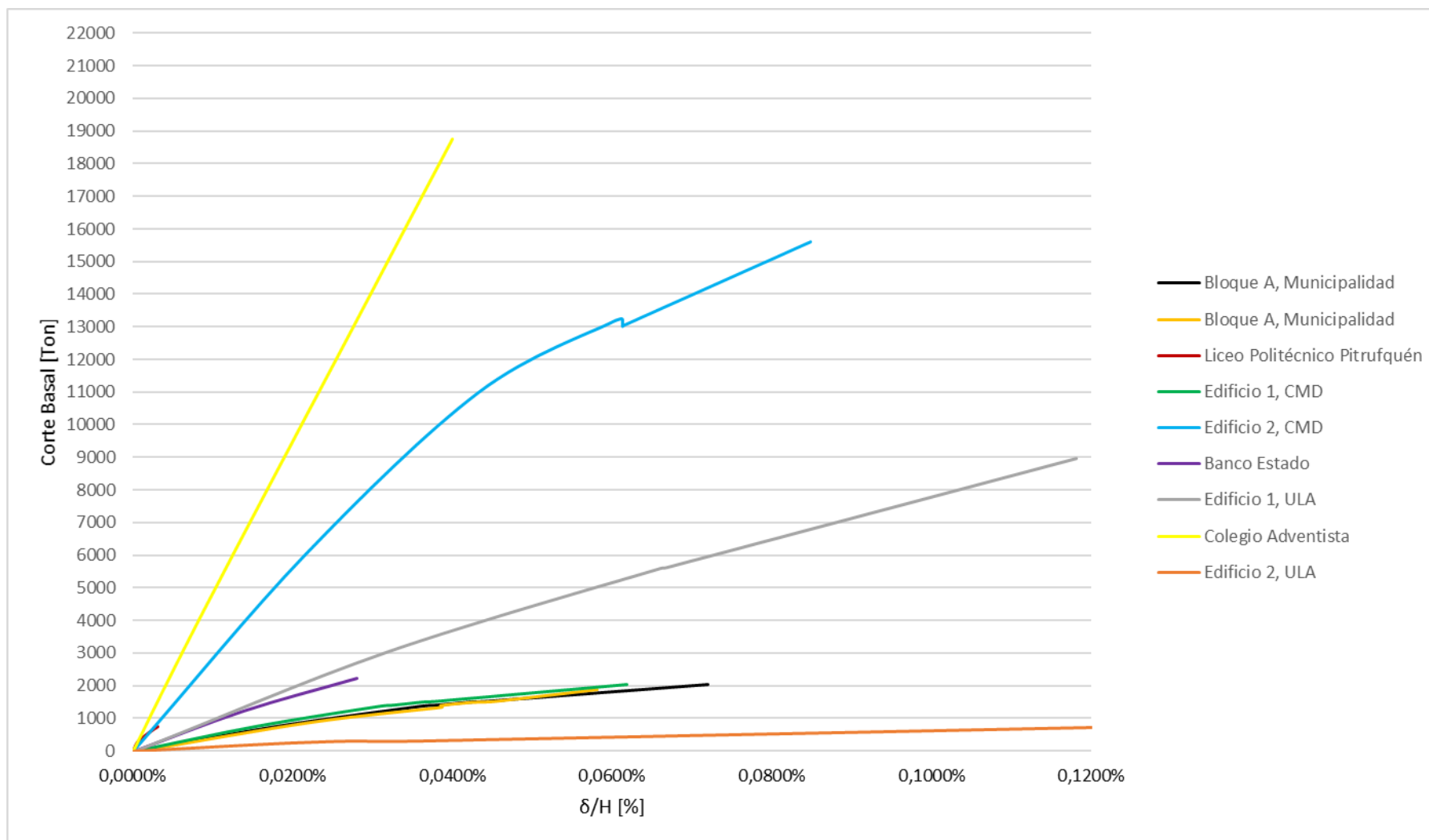
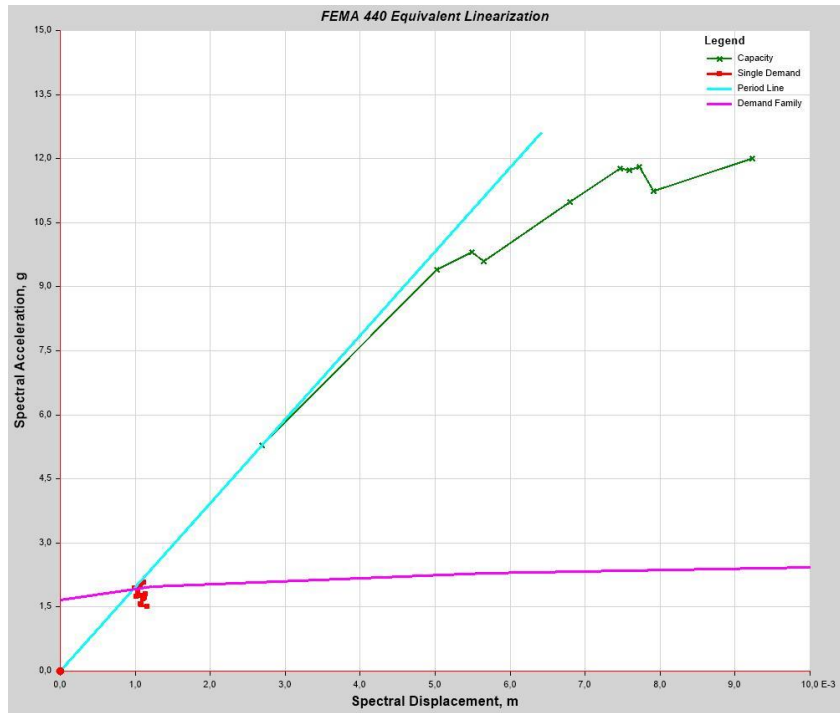
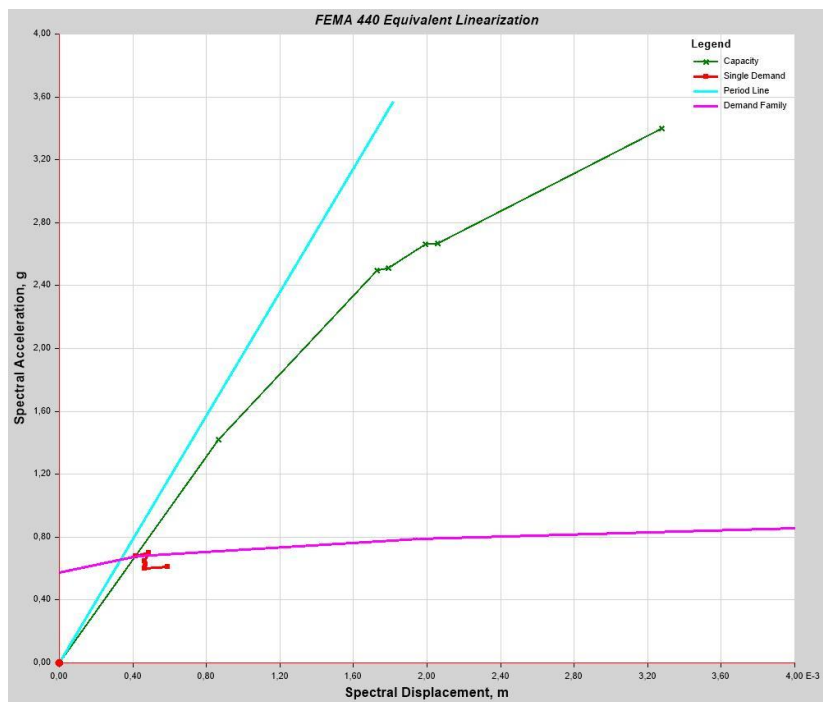


Figura A. 64. Curvas de capacidad en la dirección sismo en Y.





**Figura A. 65.** Punto de desempeño Pushover X, Bloque A Municipalidad.



**Figura A. 66.** Punto de desempeño Pushover Y, Bloque A Municipalidad.

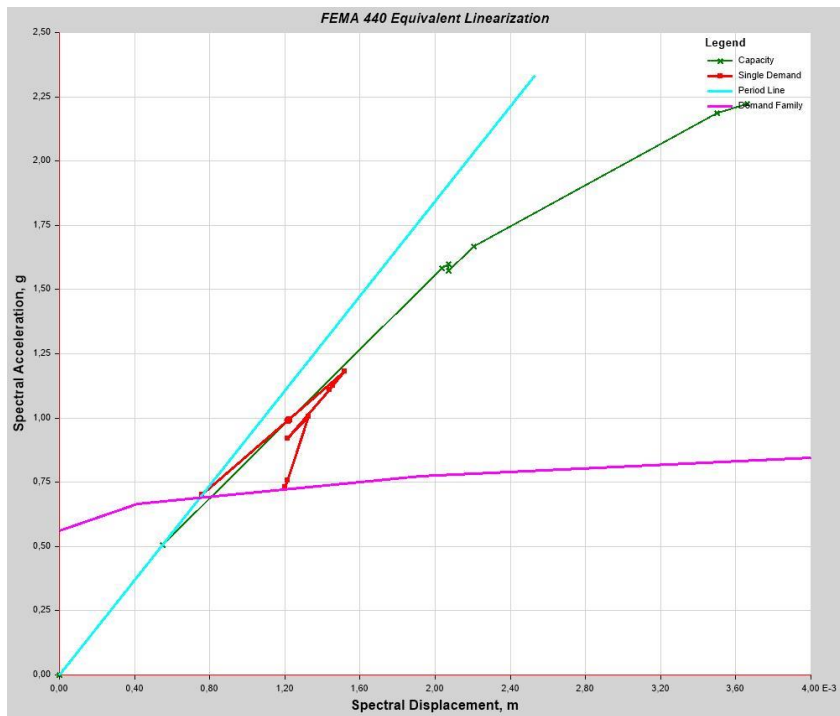


Figura A. 67. Punto de desempeño Pushover X, Bloque B Municipalidad.

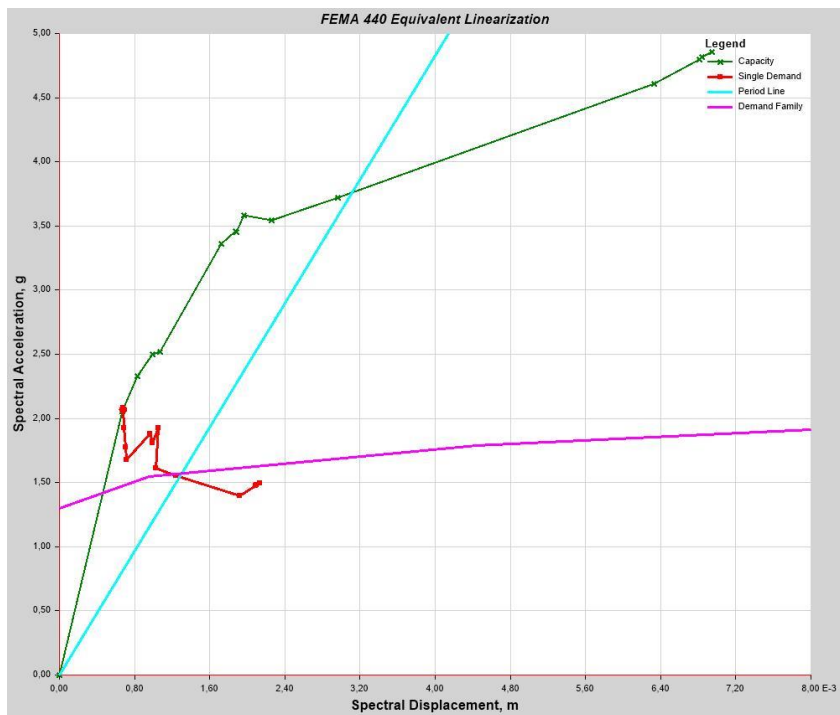


Figura A. 68. Punto de desempeño Pushover Y, Bloque B Municipalidad.

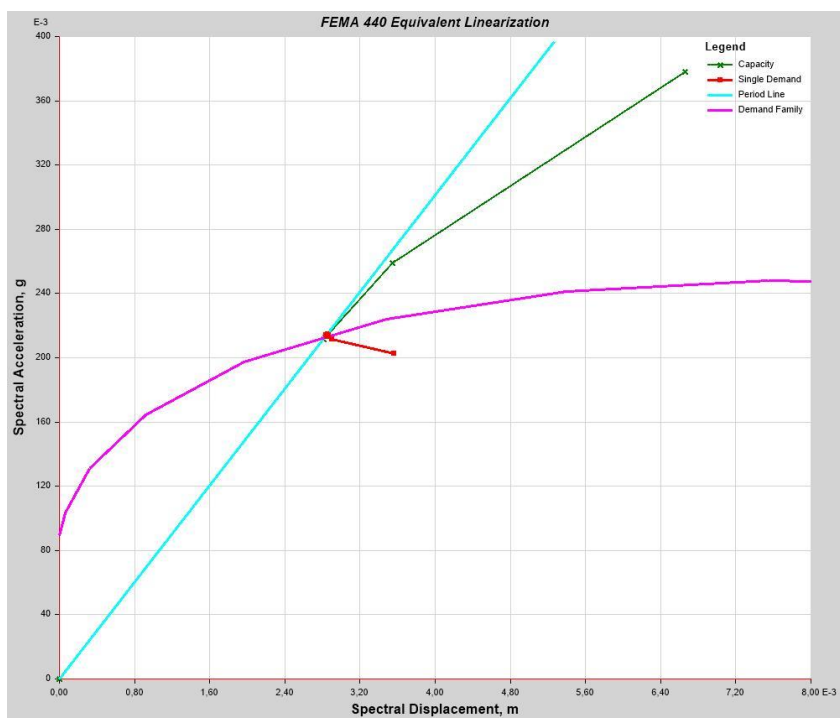


Figura A. 69. Punto de desempeño Pushover X, Liceo Politécnico Pitrufuquén.

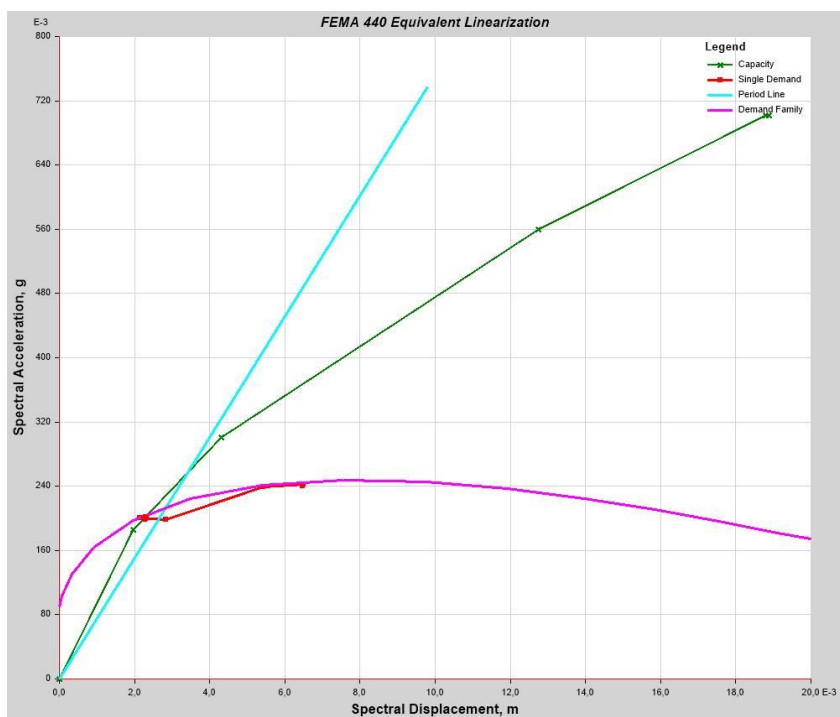


Figura A. 70. Punto de desempeño Pushover Y, Liceo Politécnico Pitrufuquén.

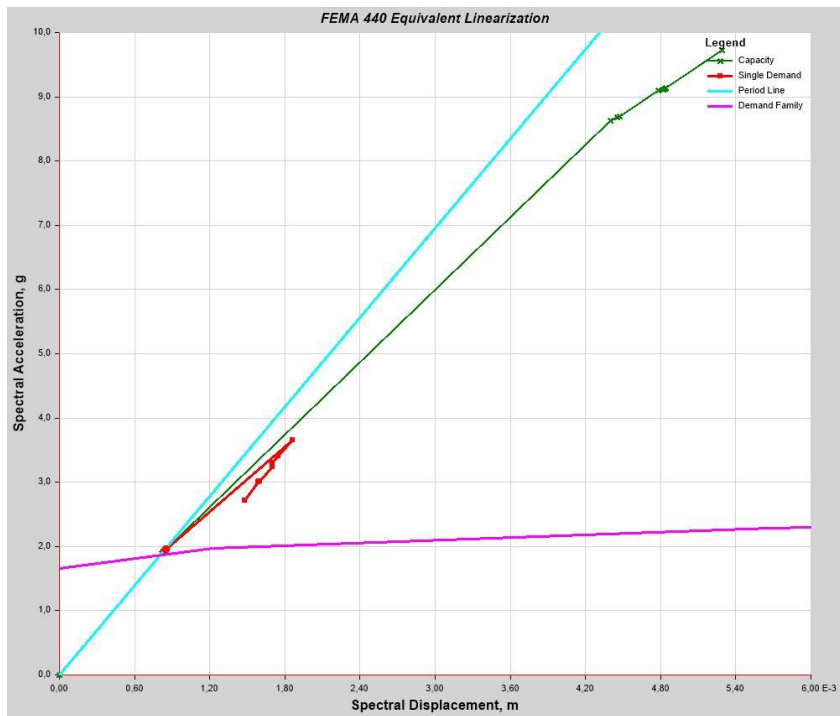


Figura A. 71. Punto de desempeño Pushover X, Colegio Madres Domínicas Edificio 1.

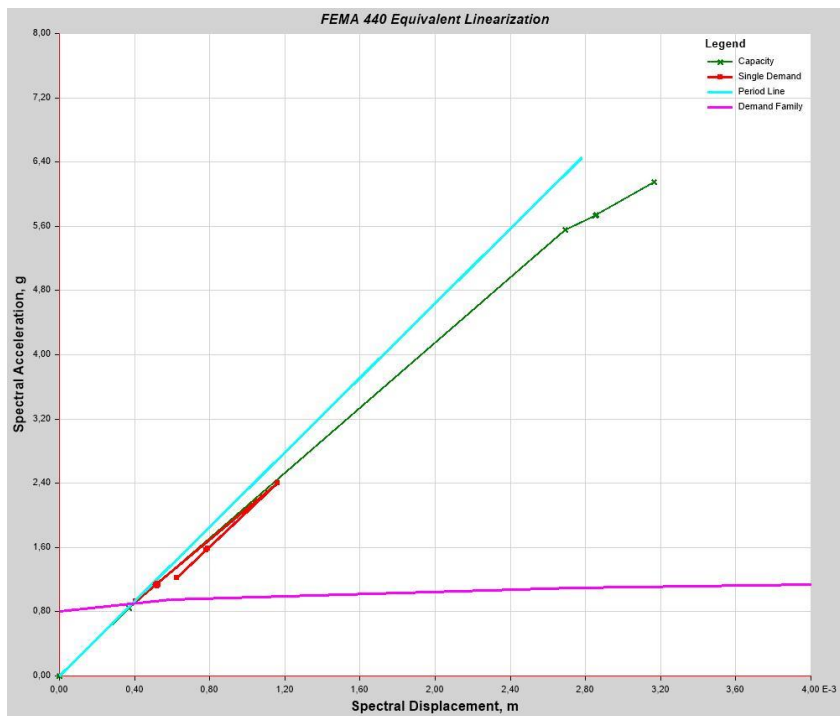


Figura A. 72. Punto de desempeño Pushover Y, Colegio Madres Domínicas Edificio 1.

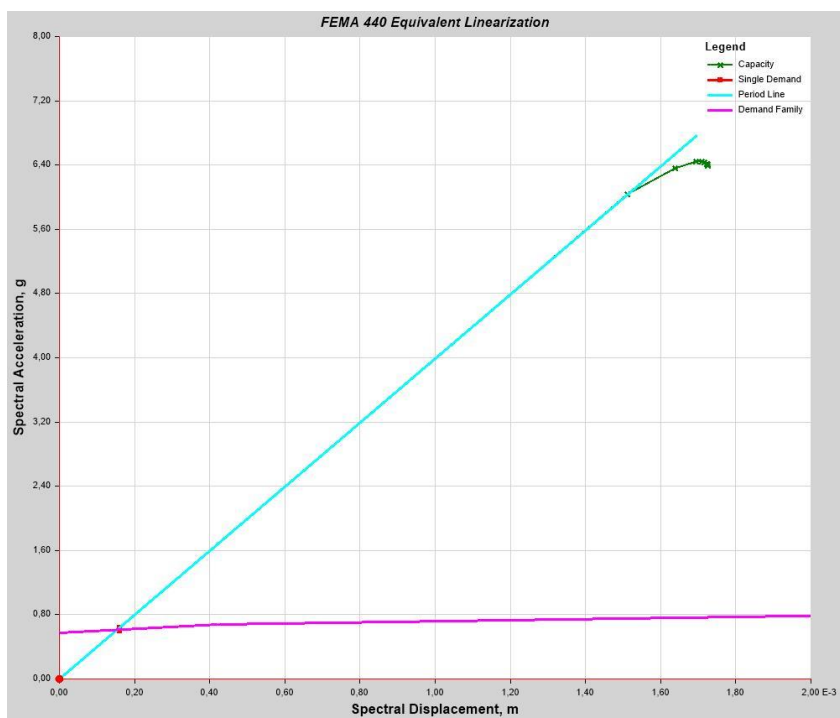


Figura A. 73. Punto de desempeño Pushover X, Colegio Madres Domínicas Edificio 2.

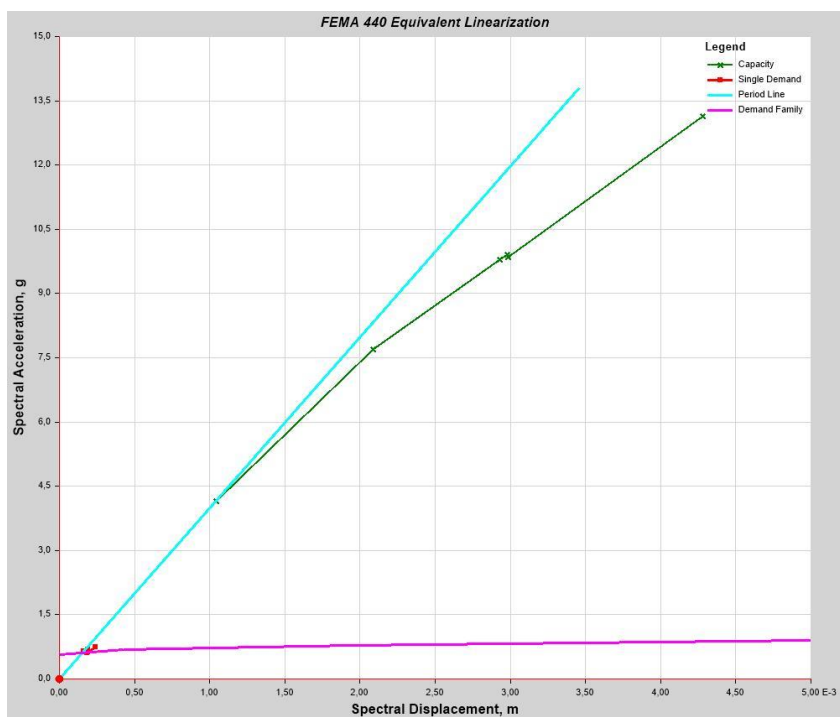


Figura A. 74. Punto de desempeño Pushover Y, Colegio Madres Domínicas Edificio 2.

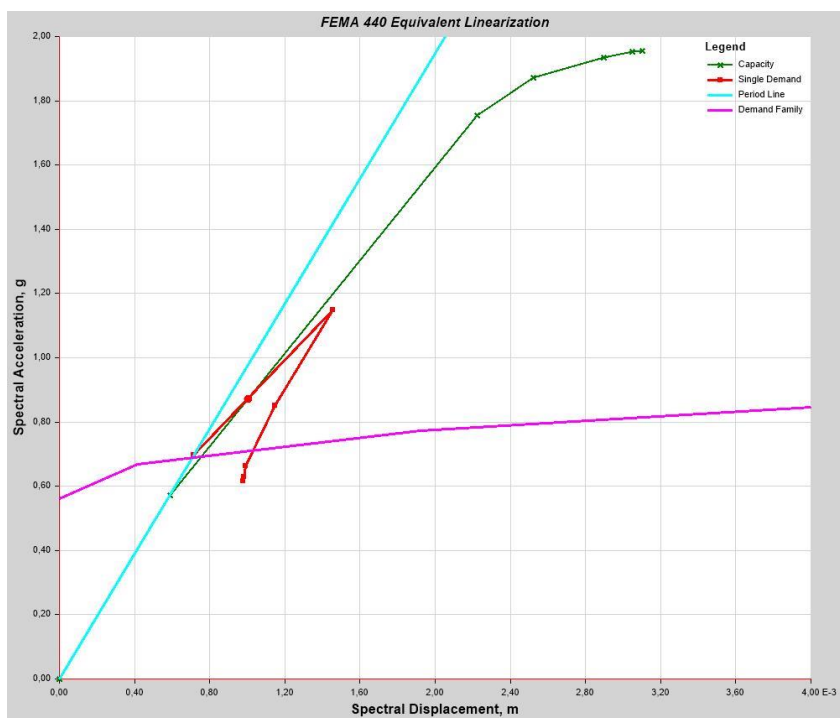


Figura A. 75. Punto de desempeño Pushover X, Banco Estado.

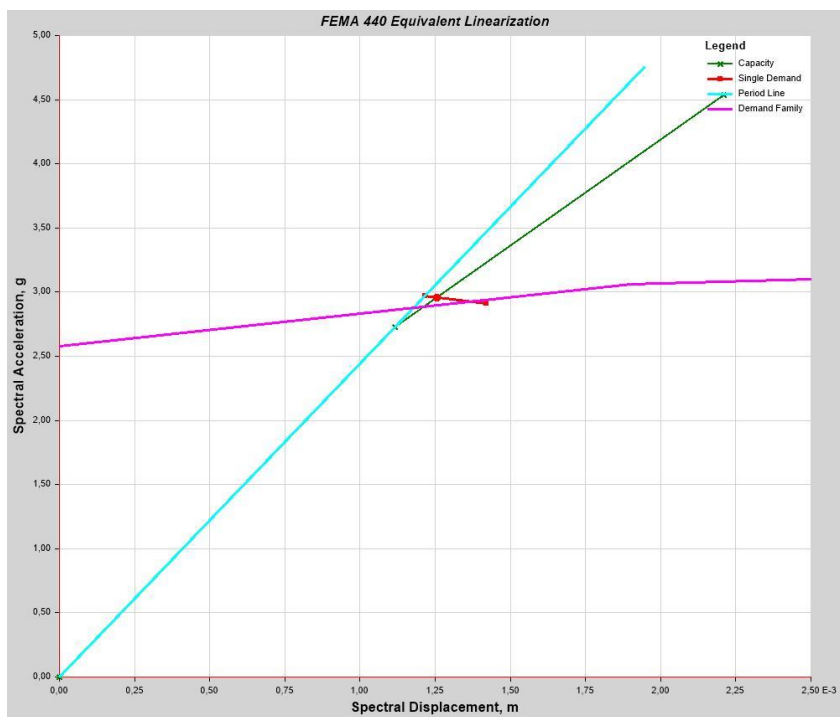
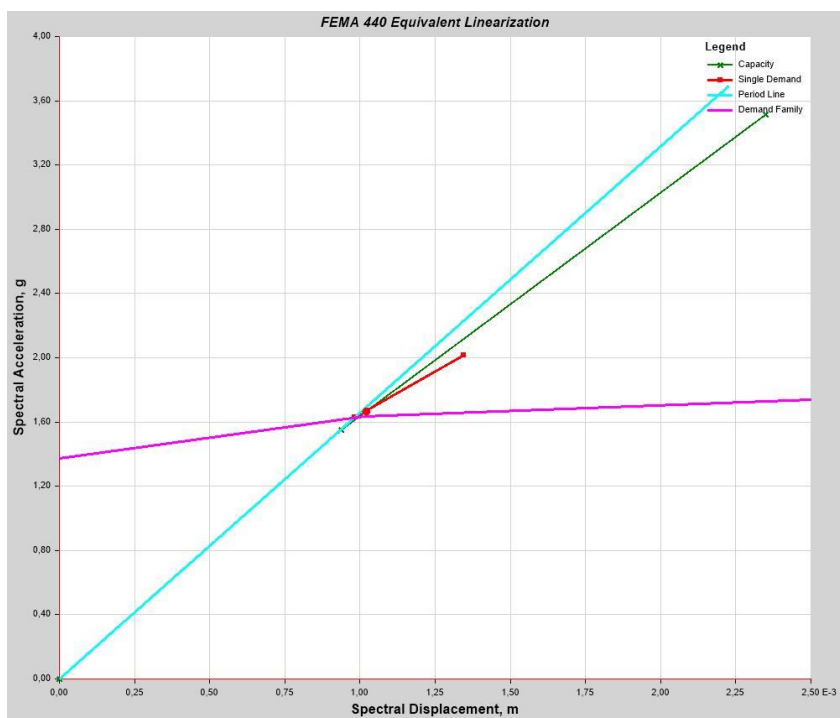
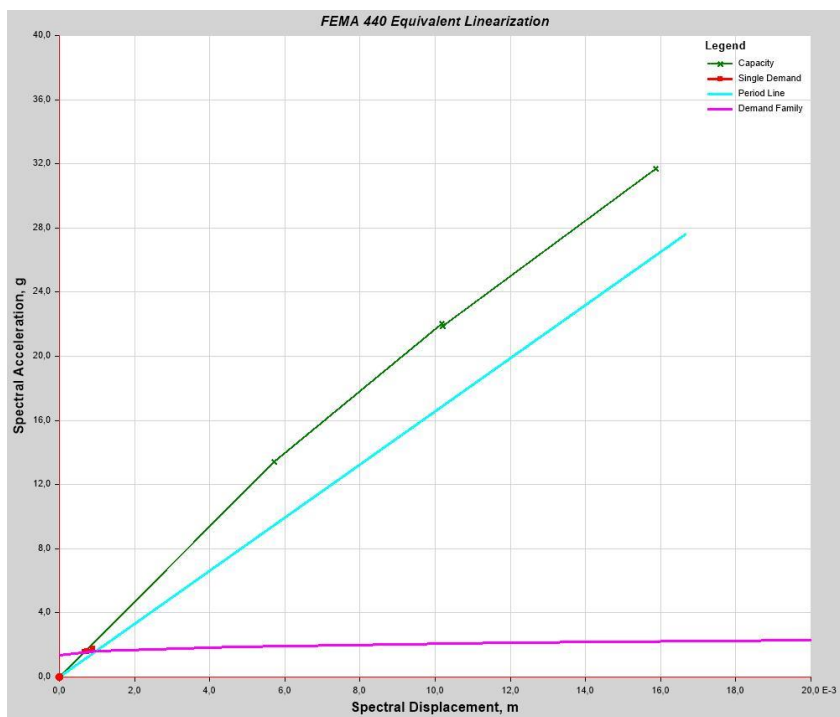


Figura A. 76. Punto de desempeño Pushover Y, Banco Estado.



**Figura A. 77.** Punto de desempeño Pushover X, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 1.



**Figura A. 78.** Punto de desempeño Pushover Y, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 1.

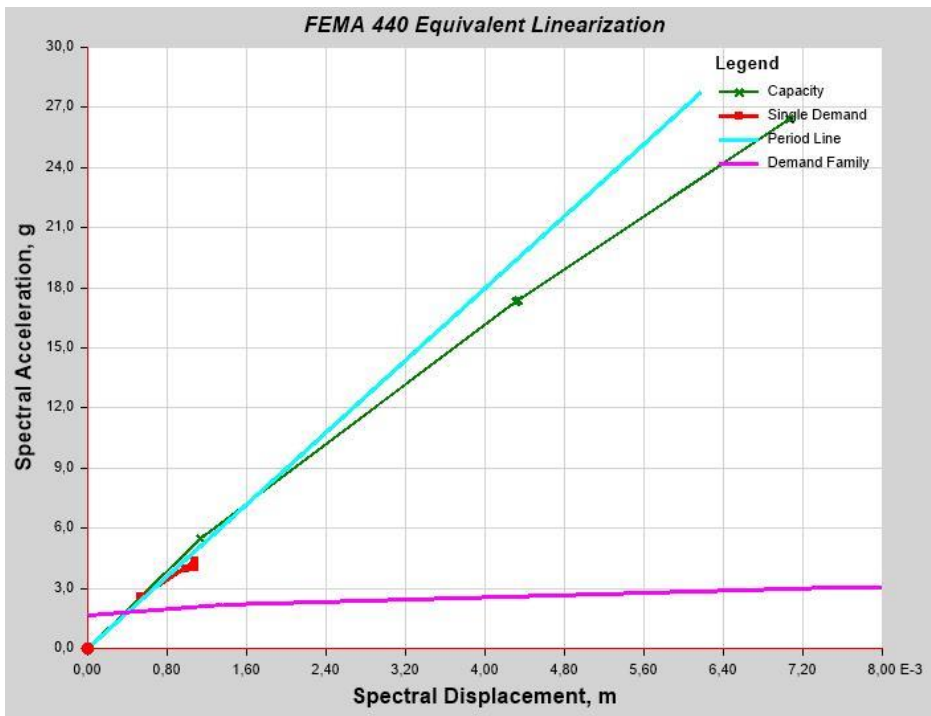


Figura A. 79. Punto de desempeño Pushover X, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 2.

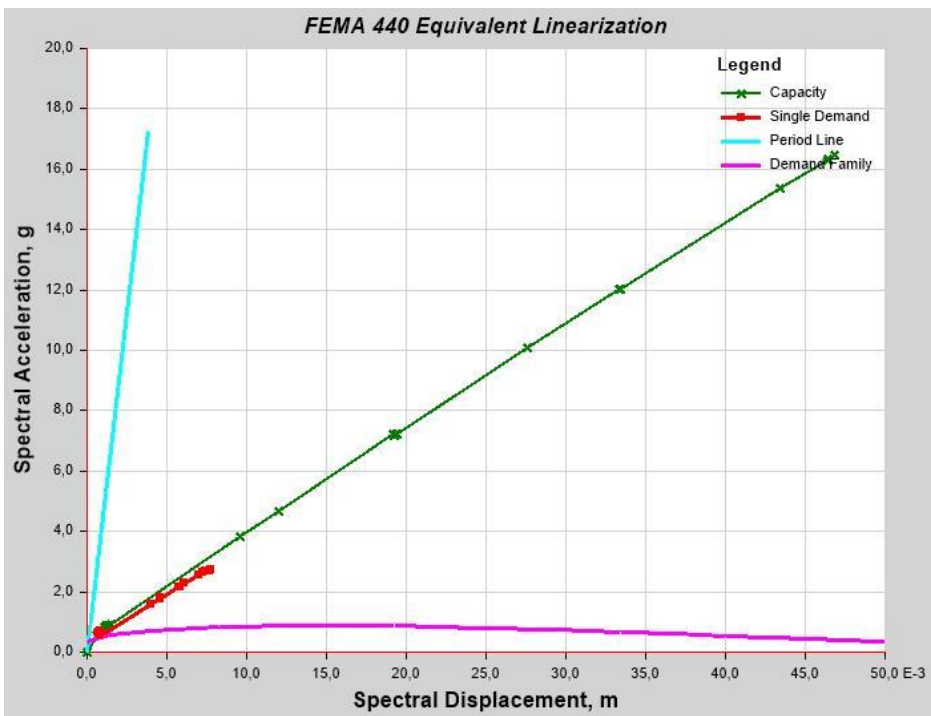


Figura A. 80. Punto de desempeño Pushover Y, Escuela Unión Latinoamericana Edificio 2.



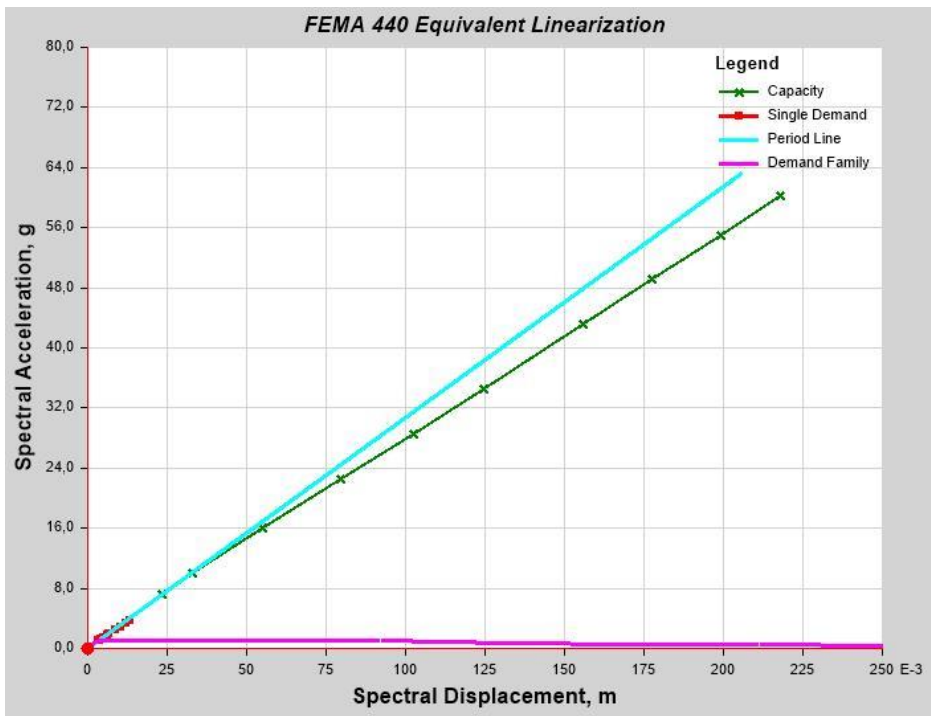


Figura A. 81. Punto de desempeño Pushover X, Colegio Adventista.

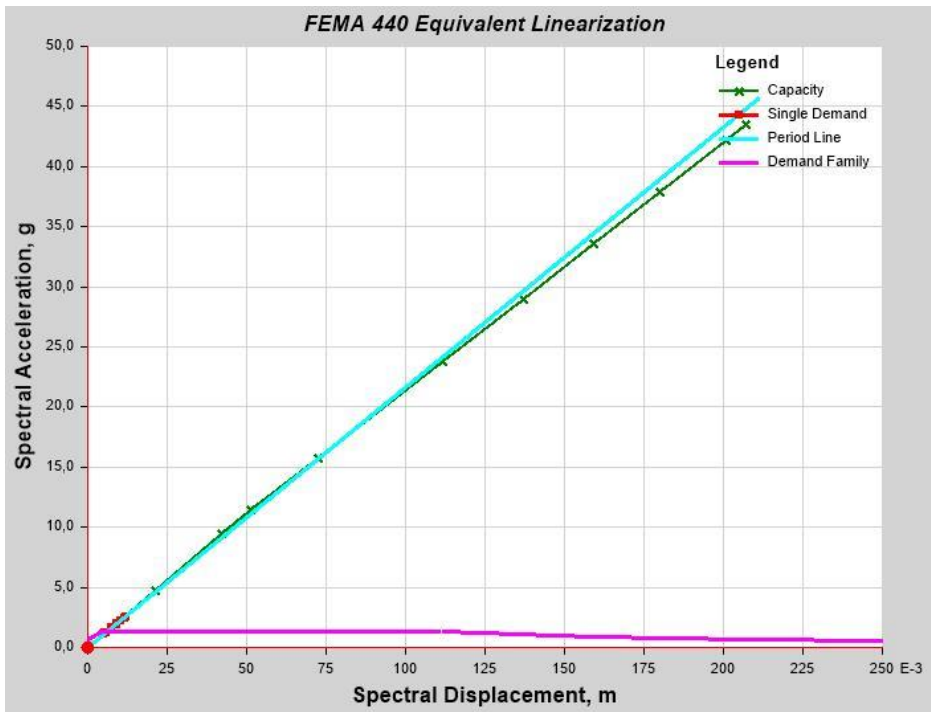


Figura A. 82. Punto de desempeño Pushover Y, Colegio Adventista.