

**COMPARACIÓN ECONÓMICA DE LA DEMANDA DE DUCTILIDAD
DE UNA ESTRUCTURA CON AISLADORES SÍSMICOS
ELASTOMÉRICOS**

JOSÉ FERNANDO BAENA URREA

(CHEPE852@HOTMAIL.COM)

Trabajo de grado para optar al título de ingeniero civil

Juan Andrés Oviedo Amézquita

PhD ingeniería sísmica y estructural



ESCUELA DE INGENIERÍA DE ANTIOQUIA

INGENIERÍA CIVIL

ENVIGADO

AÑO 2016

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

A mis padres, Marco A. Baena y Gloria E. Urrea, por su apoyo, amor y sabiduría.

A mis hermanos, Loren y Pipe, por tantas lecciones de vida.

À Marie Claire Olarte qui a été ma canne de marche pendant la réalisation de ce projet.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a todos aquellos autores que fueron de gran utilidad en el desarrollo de este trabajo (Ver bibliografía) y a esos otros intelectuales que me ayudaron en el proceso de mi formación. Agradezco también, a Juan Andrés Oviedo Amézquita por ser el guía en el transcurso de esta investigación y por todas las horas dedicadas a sacar adelante este proyecto; además a F'C Control y Diseño de Estructuras S.A.S por abrirme las puertas a sus recursos y experiencia.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN.....	23
1 PRELIMINARES.....	24
1.1 Planteamiento del problema	24
1.1.1 Justificación.....	24
1.2 Objetivos del proyecto	26
1.2.1 Objetivo general:	26
1.2.2 Objetivos específicos:.....	26
1.3 Marco de referencia.....	27
1.3.1 Antecedentes	27
1.3.2 Marco teórico.....	28
2 METODOLOGÍA.....	36
2.1 Determinar de las demandas de ductilidad	36
2.2 Cuantificar los requerimientos de material	36
2.3 Estimación del lucro cesante	36
2.4 Comparar los costos de ambas estructuras en el corto y largo plazo	37
3 PREDISEÑO	38
3.1 Parámetros sísmicos de diseño.....	38
3.2 Descripción de las estructuras.....	39
3.2.1 Predimensionamiento de losas y nervios.....	40
3.3 Cargas de diseño	42
3.3.1 Carga muerta	42

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.3.2	Carga viva	42
3.3.3	Cargas de vientos.....	42
3.3.4	Cargas de granizo	42
3.4	Predimensionamiento.....	43
3.4.1	Columnas	43
3.4.2	Predimensionamiento de vigas.....	47
4	ESTRUCTURAS CONVENCIONALES EN ARMENIA.....	48
4.1	Modelado en ETABS®.....	48
4.2	Espectros de diseño	49
4.3	Coeficiente de disipación de energía R	51
4.4	Diseño estructural del hospital de 6 niveles	52
4.4.1	Fuerza horizontal equivalente.....	52
4.4.2	Análisis dinámico elástico.....	54
4.4.3	Derivas	54
4.5	Diseño estructura de hospital 10 niveles.....	56
4.5.1	Fuerza horizontal equivalente.....	56
4.5.2	Análisis dinámico elástico.....	57
4.5.3	Derivas	58
5	ESTRUCTURAS CON AISLADORES SÍSMICOS BASALES	60
5.1	Modelado en ETABS®.....	60
5.2	Factor R_I	61
5.3	Coeficiente de amortiguamiento	61
5.4	Espectro de respuesta.....	61

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

5.5	Parámetros de las estructuras	63
5.5.1	Edificio de 6 niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo de 2.5 s 64	
5.5.2	Edificio de 6 niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo de 3 s 65	
5.5.3	Edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo de 3 s 65	
5.5.4	Edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo de 3,5 s 66	
6	DISEÑO Y DESPIECE DE LOS ELEMENTOS.....	69
7	DISEÑO DE LOS AISLADORES SÍSMICOS (LRB).....	70
7.1	Rigidez efectiva (Keff).....	70
7.2	Desplazamiento de diseño.....	70
7.3	Fuerza de fluencia del núcleo de plomo.....	70
7.3.1	Diseño del núcleo de plomo.....	71
7.4	Rigidez de post-fluencia	71
7.5	Diseño de área y dimensiones de la capa de caucho	71
7.6	Resultado del diseño de los aisladores.....	72
7.6.1	Edificio de 6 niveles	72
7.6.2	Edificio de 10 niveles	72
7.7	Resultado de los aisladores sísmicos basales.....	73
8	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN	74
8.1	Cantidades de acero y concreto – hospital de 6 pisos	74
8.1.1	Comparación de cantidades	77
8.2	Cantidades de acero y concreto – hospital de 10 pisos	77

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.2.1	Comparación de cantidades	81
8.3	Costo de materiales de construcción	82
8.3.1	Hospitales de 6 niveles	82
8.3.2	Hospitales de 10 niveles	83
8.3.3	Costo de los aisladores sísmicos (LRB).....	83
9	ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA.....	84
9.1	Escalamiento de acelerogramas.....	85
9.2	Evaluación del daño con el índice de Park, Ang y wen	86
9.2.1	FACTOR β	86
9.2.2	Deformación última.....	86
9.2.3	Índices globales de daño	87
9.2.4	Daño de elementos estructurales	88
9.2.5	Índice de daño por nivel.....	93
9.2.6	Índice global de vigas	95
9.2.7	Índice global de columnas	96
9.2.8	Índice global de toda la estructura	97
9.2.9	Cuantificación del daño	98
9.2.10	Cuantificación de costos.....	99
10	LUCRO CESANTE.....	101
11	COSTOS TOTALES.....	103
12	CURVAS DE CAPACIDAD	107
12.1	Curva de capacidad estructuras aisladas	107
12.2	Curva de capacidad DE LAS estructuras empotradas	108

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

13	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	110
13.1	Evaluación de la demanda de ductilidad.....	110
13.2	Cuantificación de los requerimientos de material.....	110
13.3	Comparación los costos de material, construcción y reparación en el corto y largo plazo. 111	
14	CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES.....	112
15	BIBLIOGRAFÍA.....	116
	ANEXO 1 – GRÁFICAS DE ÍNDICE DE DAÑO (ID)	120
	ANEXO 2 – DEMANDA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DE)	130
	ANEXO 3 – DEMANDA DE DUCTILIDAD (DD).....	137
	ANEXO 4 – ACELERACIONES ABSOLUTAS POR NIVEL	148
	ANEXO 5 – DERIVAS	152

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Criterios de diseño	34
Tabla 2 parámetros sísmicos	38
Tabla 3. Criterios de una losa aligerada sin vigas interiores C.9.5 (c)	40
Tabla 4 Cargas muertas	42
Tabla 5 Cargas vivas	42
Tabla 6 Cargas en loseta	43
Tabla 7 Cargas axiales para predimensionamiento columnas centrales	44
Tabla 8 Cargas axiales para predimensionamiento de columnas laterales	44
Tabla 9 Predimensionamiento edificio de 6 pisos	45
Tabla 10 Predimensionamiento columna central	46
Tabla 11 Predimensionamiento columna lateral	46
Tabla 12 Predimensionamiento edificio de 10 pisos	47
Tabla 13 Parámetros para el cálculo de FHE en la estructura tradicional de 6 pisos	53
Tabla 14 Resultado manual de la FHE para estructura tradicional de 6 pisos.....	53
Tabla 15 variación del cortante manual y Etabs®	54
Tabla 16 Cortante basal según FHE y el análisis espectral ajustado	54
Tabla 17 Derivas de umbral del daño	55
Tabla 18 Derivas.....	55
Tabla 19 Parámetros para el cálculo de FHE en la estructura tradicional de 10 pisos	56
Tabla 20 Resultado manual de la FHE para estructura tradicional de 10 pisos.....	57
Tabla 21 variación del cortante manual y Etabs®	57
Tabla 22 Cortante basal según FHE y el análisis espectral ajustado	58

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 23 Derivas para el umbral de daño	58
Tabla 24 Derivas.....	59
Tabla 25 edificio aislado de 6 niveles con amortiguamiento del 20 % y periodo objetivo de 2.5 s.....	64
Tabla 26 Derivas edificio aislado de 6 niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo de 2.5 s	64
Tabla 27 Derivas en umbral de daño edificio aislado de 6 niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo de 2.5 s.....	64
Tabla 28 edificio aislado de 6 niveles con amortiguamiento del 30 % y periodo objetivo de 3s	65
Tabla 29 derivas del edificio aislado de 6 niveles con amortiguamiento del 30 % y periodo objetivo de 3s	65
Tabla 30 derivas en el umbral de daño del edificio aislado de 6 niveles con amortiguamiento del 30 % y periodo objetivo de 3s	65
Tabla 31 edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo de 3 s..	66
Tabla 32 derivas edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo de 3 s	66
Tabla 33 derivas del umbral de daño edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo de 3 s.....	66
Tabla 34 edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo de 3,5 s	67
Tabla 35 derivas del edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo de 3,5 s.....	67
Tabla 36 derivas del edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo de 3,5 s.....	67
Tabla 37 Aisladores hospital de seis niveles.....	72
Tabla 38 Aisladores de hospital de diez niveles.....	72
Tabla 39 Edificio empotrado de 6 pisos	74
Tabla 40 Edificio de seis niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo 3 s DET. DMO	75

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 41 Edificio de seis niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo 3 s DET. DMI.....	75
Tabla 42 Edificio de seis niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo 2.5 s DET. DMO.....	76
Tabla 43 Edificio de seis niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo 2.5 s DET. DMI.....	76
Tabla 44 comparación de cantidades de obra	77
Tabla 45 Edificio empotrado de 10 pisos	78
Tabla 46 Edificio de diez niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo 3 s DET. DMO.....	78
Tabla 47 Edificio de diez niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo 3 s DET. DMI.....	79
Tabla 48 Edificio de diez niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo 3.5 s DET. DMO.....	79
Tabla 49 Edificio de diez niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo 3.5 s DET. DMI.....	80
Tabla 50 comparación de materiales hospitales de 10 pisos	81
Tabla 51 Costo de materiales	82
Tabla 52 Comparación costos de materiales hospitales de 6 pisos	82
Tabla 53 Comparación costos de materiales hospitales de 10 pisos	83
Tabla 54 índice de daños edificios de seis niveles - vigas	88
Tabla 55 índice de daño edificios de seis niveles – columnas.....	90
Tabla 56 índice de daño edificios de diez niveles – vigas	91
Tabla 57 índice de daño edificio de diez niveles - columnas.....	92
Tabla 58 índice de daño por nivel edificio de 6 niveles	93
Tabla 59 índice de daño por nivel edificio de 10 niveles	94
Tabla 60 índice global de daños en vigas edificios de 6 niveles.....	95

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 61 índice global de daños vigas edificios de 10 niveles.....	95
Tabla 62 índice global de daño para columnas edificios 6 niveles	96
Tabla 63 índice global de daño para columnas edificios 10 niveles	96
Tabla 64 índice global de daño estructura de 6 niveles.....	97
Tabla 65 índice global de daño estructura de 10 niveles.....	97
Tabla 66 Porcentajes de elementos dañados edificio de 6 niveles	98
Tabla 67 Porcentajes de elementos dañados edificio de 10 niveles	98
Tabla 68 cuantificación de costo.....	99
Tabla 69 Estados financieros.....	101
Tabla 70 costos totales para sismo de Armenia en millones de COP	103
Tabla 71 costos totales para sismo de Northridge en millones de COP	104
Tabla 72 Costos totales para el sismo del Imperial Valley en millones de COP	104
Tabla 73 Costos totales para la réplica del sismo de Armenia DX en millones de COP .	105
Tabla 74 Costos totales para la réplica del sino de Armenia DY en millones de COP....	105

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Edificio de hospital de diez pisos	39
Figura 2 Prediseño de losa	40
Figura 3 Sección de losa en planta.....	41
Figura 4 Superficie aferente para las columnas centrales y laterales.....	44
Figura 5 Espectro elástico de aceleraciones para las fuerzas de diseño – Armenia	49
Figura 6 Espectro elástico de aceleraciones para las derivas.....	49
Figura 7 Espectro de aceleraciones para derivas del umbral de daño	50
Figura 8 Espectro elástico de velocidades - Armenia.....	50
Figura 9 Espectro elástico de desplazamientos – Armenia.....	51
Figura 10 Espectro de aceleraciones para Armenia en estructuras aisladas	62
Figura 11 Espectros para el umbral de daño	62
Figura 12 Planta de los edificios de 6 y 10 niveles aislados sísmicamente en Stera 3D ..	73
Figura 13 Edificio de seis niveles empotrado bajo el sismo de “El Centro”.....	84
Figura 14 Acelerograma de Armenia	85
Figura 15 escalamiento del acelerograma por series de Fourier para la coincidencia de espectros de respuesta.....	86
Figura 16 Curva de capacidad de la estructura de 10 niveles aislada DMO.....	107
Figura 17 Curva de capacidad estructura empotrada de 6 niveles.....	108
Figura 18 Curva de capacidad estructura empotrada de 10 niveles.....	108
Figura 19 Índice de daño sismo de Armenia	120
Figura 20 Índice de daño sismo del Imperial Valley	120
Figura 21 Índice de daño sismo de Northridge.....	121

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Figura 22 Índice de daño sismo de réplica de Armenia dirección x (DX).....	121
Figura 23 Índice de daño sismo réplica de Armenia dirección y (DY).....	122
Figura 24 Índice de daño sismo de Armenia	122
Figura 25 Índice de daño sismo del Imperial Valley	123
Figura 26 Índice de daño sismo de Northridge.....	123
Figura 27 Índice de daño sismo réplica de Armenia dirección y (DY).....	124
Figura 28 Índice de daño sismo réplica de Armenia dirección X (DX)	124
Figura 29 Índice de daño sismo de Armenia	125
Figura 30 Índice de daño sismo del Imperial Valley	125
Figura 31 Índice de daño sismo de Northridge.....	126
Figura 32 Índice de daño sismo réplica de Armenia dirección X (DX)	126
Figura 33 Índice de daño sismo réplica de Armenia Dirección Y (DY)	127
Figura 34 Índice de daño sismo de Armenia	127
Figura 35 Índice de daño sismo del Imperial Valley	128
Figura 36 Índice de daño sismo Northridge.....	128
Figura 37 Índice de daño sismo réplica de Armenia dirección X (DX)	129
Figura 38 Índice de daño sismo réplica de Armenia dirección Y (DY)	129
Figura 39 Energía disipada en sismos de Armenia	131
Figura 40 Energía disipada en sismos de Northridge e Imperial Valley.....	131
Figura 41 Energía disipada en sismos réplica de Armenia DX y DY	132
Figura 42 Energía disipada en sismos réplicas de Armenia	132
Figura 43 Energía disipada en sismos de Armenia, Northridge e Imperial Valley.....	132
Figura 44 Energía disipada en sismos réplicas de Armenia, Imperial Valley, Northridge y Armenia	133

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Figura 45 Energía disipada en sismos réplicas de Armenia	133
Figura 46 Energía disipada en sismos del Imperial Valley y Northridge	134
Figura 47 Energía disipada en sismos de Armenia	134
Figura 48 Energía disipada en sismos réplicas de Armenia	135
Figura 49 Energía disipada en sismos de Armenia, Imperial Valley y Northridge.....	135
Figura 50 Energía disipada en sismos réplicas de Armenia, Northridge, Armenia e Imperial Valley.....	136
Figura 51 Demandas de ductilidad, sismos de Armenia.....	138
Figura 52 Demandas de ductilidad, sismo del Imperial Valley.....	138
Figura 53 Demandas de ductilidad, sismo de Northridge	139
Figura 54 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección X (DX)	139
Figura 55 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección Y (DY)	140
Figura 56 Demandas de ductilidad, sismo de Armenia	140
Figura 57 Demandas de ductilidad, sismo del Imperial Valley.....	141
Figura 58 Demandas de ductilidad, sismo de Northridge	141
Figura 59 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección y (DY)	142
Figura 60 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección x (DX).....	142
Figura 61 Demandas de ductilidad, sismo de Armenia	143
Figura 62 Demandas de ductilidad, sismo del Imperial Valley.....	143
Figura 63 Demandas de ductilidad, sismo de Northridge	144
Figura 64 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección y (DY)	144
Figura 65 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección x (DX).....	145
Figura 66 Demandas de ductilidad, sismo de Armenia	145
Figura 67 Demandas de ductilidad, sismo del Imperial Valley.....	146

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Figura 68 Demandas de ductilidad, sismo de Northridge	146
Figura 69 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección x (DX)	147
Figura 70 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección y (DY)	147
Figura 71 Aceleraciones de piso absolutas del hospital de 6 niveles - Ax	148
Figura 72 Aceleraciones de piso absolutas del hospital de 6 niveles – Ay	149
Figura 73 Aceleraciones de piso absolutas del hospital de 6 niveles – Ax	150
Figura 74 Aceleraciones de piso absolutas del hospital de 6 niveles – Ay	151
Figura 75 Derivas dirección X de los hospitales de 6 niveles	152
Figura 76 Derivas dirección Y de los hospitales de 6 niveles	153
Figura 77 Derivas dirección X de los hospitales de 10 niveles	154
Figura 78 Derivas dirección Y de los hospitales de 10 niveles	155

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

LISTA DE ANEXOS

ANEXO 1 – GRÁFICAS DE ÍNDICE DE DAÑO (ID)	120
ANEXO 2 – DEMANDA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DE)	130
ANEXO 3 – DEMANDA DE DUCTILIDAD (DD).....	137
ANEXO 4 – ACELERACIONES ABSOLUTAS POR NIVEL	148
ANEXO 5 – DERIVAS	152

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

RESUMEN

LOS AISLADORES SÍSMICOS ELASTOMÉRICOS HAN TENIDO BUENOS RESULTADOS EN PAÍSES ALREDEDOR DEL MUNDO. EN COLOMBIA NO HAY UNA IMPLEMENTACIÓN FRECUENTE DE ESTOS DISPOSITIVOS NI DE OTROS SISTEMAS DE CONTROL EN EDIFICACIONES. LOS AISLADORES SÍSMICOS PODRÍAN SER UNA FUENTE DE AHORRO EN LAS CONSTRUCCIONES COLOMBIANAS SIN DEJAR DE LADO ASPECTOS DE SEGURIDAD.

SE HA DEMOSTRADO A TRAVÉS DE INVESTIGACIONES Y EN LA PRÁCTICA QUE LOS AISLADORES SÍSMICOS ELASTOMÉRICOS AUMENTAN EL PERIODO FUNDAMENTAL DE LAS EDIFICACIONES Y PROVEEN AMORTIGUAMIENTO EXTRA, LO QUE CONLLEVA A UNA REDUCCIÓN DE LA ACELERACIÓN Y VELOCIDAD DE DISEÑO. POR LO TANTO, SE QUIERE INVESTIGAR LOS BENEFICIOS DE UTILIZAR LOS AISLADORES SÍSMICOS EN EL ASPECTO DE LAS DEMANDAS DUCTILIDAD Y DEMANDAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.

LAS DEMANDAS DE DUCTILIDAD Y LAS DEMANDAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE LAS ESTRUCTURAS SE ENCONTRARÁN POR MEDIO DE UN ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA. LUEGO, SE ENCONTRARÁN LA RESPUESTA DE CADA UNO DE LOS MIEMBROS DE LA ESTRUCTURA Y SE ANALIZARÁN LOS DAÑOS POR MEDIO DEL ÍNDICE DE DAÑO DE PARK, ANG Y WEN PARA CUANTIFICAR COSTOS DE REPARACIÓN.

PALABRAS CLAVES: AISLADORES SÍSMICOS ELASTOMÉRICOS, DETALLAMIENTO DE REFUERZO, CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ABSTRACT

SEISMIC ISOLATORS HAVE BEEN IMPLEMENTED WITH GOOD RESULTS IN COUNTRIES AROUND THE WORLD. IN COLOMBIA HOWEVER, IMPLEMENTATION OF THESE DEVICES IS RARE. SEISMIC ISOLATORS COULD BE A SOURCE OF SAVINGS WITHOUT NEGLECTING SAFETY ASPECTS.

IT HAS BEEN DEMONSTRATED THROUGH RESEARCH AND PRACTICE THAT SEISMIC ISOLATORS REDUCE DESIGN ACCELERATION AND VELOCITY BECAUSE THEY PROVIDE EXTRA DAMPING AND INCREASE THE FUNDAMENTAL PERIOD OF THE STRUCTURE. THIS PROJECT IS FOCUSED ON THE STUDY OF THESE PARAMETERS TO FURTHER UNDERSTAND THE BENEFITS OF USING SEISMIC ISOLATORS IN TERMS OF DUCTILITY DEMANDS AND ENERGY DISSIPATION.

DUCTILITY AND ENERGY DISSIPATION DEMANDS WILL BE FOUND WITH A NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSIS, THIS METHOD CAN GIVE THE MEMBER RESPONSE OF EACH ELEMENT OF THE STRUCTURE. LATER, EACH ELEMENT WILL BE GRADED WITH PARK, ANG AND WEN DAMAGE INDEX IN ORDER TO QUANTIFY REPARATION COSTS

Key words: seismic isolators (LRB), shear reinforcement, seismic response control, member response

INTRODUCCIÓN

Este trabajo consiste en el estudio de dos estructuras, una de seis pisos y otra de diez pisos en Armenia, zona de amenaza sísmica alta. Se consideran estructuras empotradas en la base con capacidad de disipación de energía alta y estructuras aisladas con aisladores sísmicos elastoméricos con detallamiento DMO y DMI. Se busca evaluar estas estructuras en cuanto a las demandas de ductilidad, la demanda de disipación de energía y aspectos económicos.

La primera etapa del trabajo se trata del predimensionamiento de los elementos de los edificios. Posteriormente, se indican los criterios de modelamiento de los edificios empotrados; luego, se modelan los edificios empotrados de acuerdo a los parámetros de la NSR-10 en Etabs®. Se buscó la reglamentación de los edificios aislados sísmicamente presente en las normas internacionales como el FEMA y la NSR-10 aplicables a estructuras aisladas sísmicamente. Igualmente se realiza el modelado de las estructuras en Etabs®

La segunda etapa contiene el diseño en detalle de cada uno de los elementos estructurales de la edificación por medio de softwares existentes o desarrollados por el autor. En este punto se define el detallamiento de cada uno de los elementos estructurales y se sacan datos de cantidades de obra y costos

La tercera etapa consiste en realizar análisis no lineales tiempo historia a cada una de las edificaciones en estudio por medio de software Stera3D. En los análisis tiempo historia se utilizaron cinco sismos, tres escalados como sugiere la NSR-10 y dos escalados por medio de series de Fourier para que el espectro de respuesta del sismo se ajustase al espectro de respuesta de diseño de la NSR-10. Los sismos de estudio fueron: el sismo de Armenia, Northridge y el Imperial Valley, (análisis en las tres direcciones) escalados según la NSR-10 y la réplica ocurrida después del sismo de Armenia, escalado por series de Fourier, que se utilizó sólo en la dirección X y luego, sólo en la dirección Y en el análisis no lineal tiempo historia. Además, se realizó un análisis de capacidad para encontrar el comportamiento estructural a medida que aumentan las derivas de piso.

La cuarta etapa consiste en procesamiento de la información que sale de los análisis no lineales. En este punto se utilizó un software desarrollado por el autor para procesar la información relacionada, como las deformaciones de cada elemento estructural de cada edificio durante cada intervalo de tiempo (0.005 s a 0.02 s) durante cada uno de los sismos de estudio. Luego se halló los índices de daño para cada elemento estructural, se encontraron los costos de reparación, se encontraron las demandas de ductilidad y disipación de energía. Se compararon cada una de las estructuras según aspectos económicos, de demanda de ductilidad, demandas de disipación de energía e índices de daños.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1 PRELIMINARES

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El territorio nacional presenta según su reglamento la norma sismo resistente colombiana NSR10, tres tipos de amenaza sísmica baja, intermedia y alta. En Colombia, el 85% de la población se localiza en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta (ACIS, 2010)

Los efectos nocivos de los sismos han impulsado investigaciones a nivel global en temas relacionados con métodos de diseño y sistemas de control sísmicos. Éstas han traído como resultado la creación de códigos de construcción como la NSR y mecanismos de control de vibraciones como los aisladores sísmicos elastoméricos.

La NSR-10 cita normas internacionales para el diseño de estructuras aisladas sísmicamente con aisladores elastoméricos, sin embargo, no ha habido una implementación o inclusión de mecanismos de control sísmicos en el marco de la construcción colombiana (Duque & Oviedo, 2009).

Probablemente esta subvaloración se da gracias a que no hay una distinción entre los dos tipos de estructuras en la NSR10. Es decir, a pesar de que se usen aisladores sísmicos se deben usar los mismos estándares de disipación de energía que en una estructura convencional. Por ello, se identifica la oportunidad de estudiar los posibles beneficios que pueden traer los aisladores basales en términos económicos y estructurales para las construcciones colombianas. Específicamente en las demandas de disipación de energía que tiene una estructura aislada sísmicamente.

La norma fija las demandas de disipación de energía de acuerdo con un parámetro principal, la zona de amenaza sísmica (Tablas A.3-1 a A.3-5 NSR-10) (ACIS, 2010). En efecto, se plantean las siguientes preguntas ¿La demanda de ductilidad es la misma en una estructura tradicional que en una con dispositivos basales elastoméricos? ¿La cantidad de energía a disipar es la misma en las dos estructuras? o ¿si hay diferencias, qué implicaciones económicas tendría en las construcciones que implementen estos sistemas de control?

1.1.1 Justificación

Países Latinoamericanos como México, Chile y Argentina han implementado sistemas de aislamiento y disipación sísmica. Por otro lado, en Colombia los sistemas de aislamiento y disipación han sido ampliamente sub-valorados, como lo mostró una encuesta realizada a ingenieros estructurales de la Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica en donde solo 2 ingenieros estructurales afirmaron haber hecho diseños utilizando sistemas de disipación o aislamiento sísmico en una muestra poblacional de 14 ingenieros. Los resultados muestran que Colombia está lejos del uso intensivo de técnicas de aislamiento o disipación sísmica (Duque & Oviedo, 2009).

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Viendo como otros países han incursionado exitosamente en el diseño de estructuras sismorresistente mediante el uso de aisladores y disipadores, se hace necesario que en Colombia se siga estudiando las bondades o ventajas que pueden traer estas técnicas en el marco de la construcción colombiana y en el contexto sísmico del país.

En adición, se encuentra cierta lógica al pensar que el uso de los aisladores sísmicos puede traer cambios en las demandas de disipación de energía de una estructura, que al final traerá una variación en los costos de construcción. Por ende, se hace necesario estudiar más a fondo las implicaciones económicas en el momento de usar los aisladores sísmicos elastoméricos porque este es el principal criterio para ser usados ampliamente.

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.2.1 Objetivo general:

Evaluar en términos económicos, la reducción de la demanda de ductilidad de una edificación de concreto reforzado con aislamiento sísmico en la base con respecto a una edificación convencional.

1.2.2 Objetivos específicos:

- ❖ Evaluar la demanda de ductilidad de una edificación con y sin aisladores elastoméricos en la base, en zonas de amenaza sísmica alta en Colombia, mediante el índice de daño Park & Ang.
- ❖ Cuantificar los requerimientos de material de una estructura tradicional en concreto reforzado y una aislada con dispositivos basales elastoméricos en zonas de amenaza sísmica intermedia.
- ❖ Comparar los costos de materiales de construcción y reparación en el post-sismo de ambas estructuras en el corto y largo plazo.

1.3 MARCO DE REFERENCIA

1.3.1 Antecedentes

1.3.1.1 Estudios de estabilidad de los aisladores

En el curso de los años los aisladores han sido estudiados para poder ser utilizados en los sistemas estructurales. El trabajo no se trata de ahondar más en estos temas, sino que desea conocer los beneficios de utilizarlos.

Los aisladores sísmicos pueden estar sometidos a deformaciones horizontales y grandes cargas axiales. Los resultados de un modelo *quasi statico* mostraron que se puede predecir la resistencia de los aisladores mediante fórmulas simplificadas. Igualmente, los aisladores basales no disminuyen su capacidad de carga axial a medida que aumentan las deformaciones axiales. (Sánchez, Masroor, & Ryan, 2013). Sin embargo, el comportamiento depende de las condiciones de los aisladores y puede haber un comportamiento diferente luego del evento crítico. (Nagarajaiah & Ferrell, 1999)

1.3.1.2 Uso de aisladores en el aspecto estructural y de seguridad

“La utilización de los aisladores sísmicos se traduce en una mayor esbeltez del edificio, periodos de vibración más favorables, menores fuerzas de diseño” (Korswagen & Huaranga, 2012). Además, la reducción de las cargas laterales en una estructura aislada genera una ventaja en comparación con las tradicionales (Hernández & Dávila, 2011).

Los aisladores basales han sido probados en situaciones reales, como en el sismo de Niigata-Chuetsu en 2004, donde ningún espécimen presentó daños en su estructura interna o su funcionalidad. (Kobayashi & Kaneki, 2012). En términos de la estructura, los daños van a ser menores y el movimiento general de la estructura disminuirá en un alto grado cercano al 90%; lo que se traduce en un menor movimiento de elementos no estructurales que producen cerca del 30% de las muertes en los sismos (Dowrick, 2008).

En conclusión, se ha demostrado las ventajas estructurales y de seguridad que tienen los aisladores sísmicos. Ahora se quiere cuantificar monetariamente esas propiedades en términos de reducción de ductilidad y comparar con las construcciones tradicionales.

1.3.1.3 Comparaciones económicas entre estructuras con aisladores basales

Se hizo una comparación económica de dos estructuras aisladas sísmicamente y dos tradicionales. La primera tenía seis pisos y la segunda diez pisos. En ese trabajo se encontró que hay un ligero ahorro de materiales en las estructuras aisladas sísmicamente, no obstante, las estructuras aisladas eran más costosas en corto plazo debido a los aisladores. Por otro lado, la estructura aislada sísmicamente tenía menos

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

costo en el largo plazo; dado a que luego de la ocurrencia de un sismo, ésta tenía menos daños estructurales, lo que implicaba menos tiempos de reparación y menos costos por lucro cesante (González & Pérez, 2014).

Ese trabajo nunca estudió la ductilidad que demandaba la estructura tradicional y la estructura sísmicamente aislada. Además, ambas estructuras se diseñaron de acuerdo con la misma capacidad de disipación de energía DMO, sin importar que una de ellas estuviera aislada sísmicamente y sin importar que la estructura aislada podría tener cambios en las demandas de ductilidad.

1.3.2 Marco teórico

1.3.2.1 Conceptos básicos en el diseño de estructuras

1.3.2.1.1 Diseño y capacidad de disipación de energía

La filosofía de diseño estructural tiene ciertos criterios establecidos:

- Respetar los estados límites últimos y de servicio.
- Prevenir todo tipo de daño ante sismos de baja intensidad y alta recurrencia, lo que significa que la estructura debe permanecer en el rango elástico.
- Prevenir o minimizar el daño estructural ante sismos de mediana magnitud y mediana recurrencia, se permite trabajo en la zona inelástica
- La estructura debe resistir en el rango inelástico en un sismo de poca recurrencia y magnitud considerable. Se admite daños severos estructurales, pero sin colapso (Oviedo J. A., 2015), (Beaulieu, 2010).

Diseñar un edificio para que se comporte de forma elástica en un sismo de poca recurrencia es económicamente inviable porque implicaría miembros muy rígidos, demandando una cantidad significativa de materiales adicionales. A pesar de que se admiten los daños estructurales que ocurren por deformaciones inelásticas, éstos deben ser controlados con el propósito de que no haya colapso.

El área bajo una curva esfuerzo deformación se conoce como tenacidad que se define como la cantidad de energía que absorbe un material antes de fallar. (Farbiarz, 2007). En Colombia ésta capacidad de energía que debe tener una estructura la define la NSR10 de acuerdo con la zona de amenaza sísmica.

1.3.2.1.2 Tipos de estructuras de disipación de energía según la NSR10

- ❖ DES (Capacidad Especial de disipación de energía): las estructuras asignadas como DES pueden ser sometidas a movimiento fuertes del terreno. Las estructuras DES tienen pórticos especiales resistentes a momentos, muros estructurales especiales o una combinación de los dos (ACIS, 2010).

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- ❖ DMO (Capacidad Moderada de disipación de energía): Las estructuras DMO consiste en pórticos resistentes a momentos con capacidad de disipación de energía intermedia. (ACIS, 2010).
- ❖ DMI (Capacidad Mínima de disipación de energía): las consideraciones de los capítulos 1 al 19 de la Norma Sismorresistente colombiana son adecuadas para las estructuras tipo DMI. Empero, las estructuras deben cumplir requisitos adicionales dado que prácticamente todo el territorio está expuesto a sismos (ACIS, 2010).

El sistema DMO también presenta propiedades dúctiles, pero por debajo del DES. Por otro lado, los sistemas de disipación DMI presenta propiedades menos dúctiles que los edificios DMO.

La Norma Sismorresistente recomienda:

- ❖ En zonas de amenaza sísmica baja se puede utilizar los sistemas de disipación de energía: DMI, DMO y DES
- ❖ En zonas de amenaza sísmica intermedia se puede utilizar los de disipación de energía: DMO y DES
- ❖ En zonas de amenaza sísmica alta se puede utilizar los sistemas de DES (ACIS, 2010)

1.3.2.1.3 Métodos de Análisis de estructuras según la NSR10

- ❖ Análisis estático elástico

El método de análisis estático trata de expresar las fuerzas sísmicas en términos de fuerzas horizontales. El análisis estático elástico solo se puede utilizar bajo ciertas condiciones que son estipuladas por la NSR-10 (ACIS, 2010).

- ❖ Análisis dinámico elástico

Las fuerzas horizontales dependen de las características de la estructura y del espectro de diseño de la estructura. Para la elaboración del análisis dinámico elástico espectral se debe tener en cuenta los siguientes parámetros (ACIS, 2010).

- Obtención de modos de vibrar
- Respuesta modal
- Respuesta total
- Evaluación de las derivas

El cálculo del cortante modal en la base se debe utilizar la siguiente ecuación:

$$V_{mj} = S_{am}M_{mj}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Luego de hallar el cortante en base por medio del método de análisis dinámico espectral se debe hacer algunos ajustes a los resultados de tal manera que el valor del cortante no sea menor que el 80% para estructuras regulares y no menor del 90% para estructuras irregulares del cortante sísmico en base hallado mediante el método de la fuerza horizontal equivalente (ACIS, 2010).

❖ Análisis dinámico inelástico tiempo historia

El análisis dinámico inelástico se caracteriza por solucionar la ecuación de movimiento para cada instante de tiempo. “Es una serie de análisis elásticos con propiedades geométricas y estructurales que se actualizan a cada instante del análisis” (Oviedo J. A., 2015).

Generalidades

La metodología de los análisis dinámicos cronológicos puede ser utilizada cuando se represente de manera adecuada el comportamiento dinámico de la estructura. Esta metodología se usa principalmente cuando una estructura presenta variaciones en la capacidad de disipación de energía (ACIS, 2010).

Ajuste de los resultados

Con el propósito de no subvalorar las demandas de la estructura, la NSR10 establece que el cortante en base V_{ij} no debe ser menor al cortante en base hallado mediante la fuerza horizontal equivalente (ACIS, 2010).

1.3.2.1.4 Comportamiento inelástico de estructuras

Las estructuras en obras civiles presentan, al igual que los materiales, comportamiento elástico e inelástico. El comportamiento elástico corresponde a la respuesta proporcional de las deformaciones a medida que aumenta el esfuerzo. En el rango inelástico se rompe la proporcionalidad del esfuerzo y las deformaciones.

Una estructura de hormigón reforzado está conformada principalmente por dos tipos de materiales hormigón y acero. El hormigón no presenta ductilidad. Por otro lado, el acero que se utiliza en la construcción tiene buena ductilidad. Entonces en este tipo de estructuras la ductilidad la da el acero, mediante confinamiento de los elementos de concreto. El confinamiento se utiliza tanto para resistir los esfuerzos cortantes como para darle mayor ductilidad (Miramontes, 2011).

1.3.2.2 Conceptos adicionales en el diseño de estructuras aisladas sísmicamente

El diseño de estructuras aisladas sísmicamente está regido principalmente por el UBC- (Uniform Building Code) y por otras normas equivalentes como el Código de regulaciones de California (California Code of Regulations) y el FEMA 451-11.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

1.3.2.2.1 Aisladores sísmicos en fundaciones

Los aisladores sísmicos consisten en una interfaz que se ubica entre la fundación y la estructura de la edificación. Los aislantes son altamente resistentes a cargas verticales pero flexibles a movimiento laterales (Mead, 1999).

La ventaja de estos dispositivos es que aíslan la estructura del sismo y de sus consecuencias, gracias a que las fundaciones y la estructura están unidos mediante dispositivos “flexibles” y no por miembros rígidos como en las estructuras tradicionales. Por lo tanto, se generan menos derivas, deltas de desplazamiento y menos transmisión de fuerzas entre las fundaciones y la estructura en la ocurrencia de un terremoto (Korswagen & Huaranga, 2012).

Los aisladores sísmicos son una tecnología relativamente nueva que ha presentado buenas propiedades cuando se utilizan en edificaciones de baja y mediana altura porque reducen las aceleraciones laterales de diseño, gracias a que aumenta sus periodos fundamentales (Duque & Oviedo, 2009).

1.3.2.2.2 Análisis estático

El procedimiento de la fuerza horizontal equivalente (FHE) es un método basado en el desplazamiento de la estructura. Según el Fema las ecuaciones para el diseño de los aisladores están definidas para un periodo de un segundo en el espectro de aceleraciones “DE”. Entonces, el desplazamiento del sistema de aislamiento es determinado a partir de la ecuación:

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_{D1} T_D}{B_D}$$

En donde

S_{D1} Corresponde a la respuesta espectral en un periodo de 1 s y un amortiguamiento del 5%.

T_D Es el periodo fundamental de la estructura en estudio o el periodo al que se quiere llegar con los aisladores sísmicos.

B_D Es el Factor de amortiguamiento que se basa en el amortiguamiento efectivo equivalente de los aisladores elastoméricos β_D .

La ecuación del desplazamiento se desprende de las ecuaciones de un sistema con un grado de libertad. Ésta puede ser adecuada para cambiar el S_{D1} por la respuesta espectral de la edificación en el periodo T_D , es decir S_a .

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_a T_D^2}{B_D}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Factor de amortiguamiento

El amortiguamiento efectivo equivalente β_D es encontrado mediante el área total de la gráfica de histéresis, la rigidez máxima y el desplazamiento de diseño. En la etapa de concepción el diseñador define el β_D objetivo. Posteriormente, el factor de amortiguamiento es encontrado de manera tabular con respecto al β_D (UBC-97, Tabla A-16-C). Sin embargo, se puede aproximar mediante la siguiente ecuación.

$$\frac{1}{B_D} = 0.25(1 - \ln(\beta_D))$$

Fuerzas de diseño

Las fuerzas de diseño encima de los aisladores y por debajo de los aisladores están basadas en el desplazamiento del sistema de amortiguación y son calculados mediante las siguientes ecuaciones, para los elementos por debajo de los aisladores:

$$V_b = K_{D,max} D_D$$

Para los elementos por encima de los aisladores

$$V_s = \frac{K_{D,max} D_D}{R_I}$$

En donde,

$K_{D,max}$ = En la etapa de diseño es igual a 1.3 la rigidez efectiva del sistema de amortiguación

R_I Es el factor de reducción (factor de ductilidad) que se encuentra en un intervalo de 1.4 y 2.

El cortante basal para la estructura por encima de los aisladores debe ser mayor o igual a tres condiciones.

- ❖ El cortante basal de una estructura empotrada con el mismo periodo.
- ❖ La cortante basal ocasionada por el viento y
- ❖ 1.5 veces la cortante para activar completamente el sistema de aislamiento sísmico.

Factor R_I

El factor de reducción para las estructuras con aisladores sísmicos se calcula de acuerdo a las indicaciones del Fema con la siguiente ecuación

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

$$R_I = \frac{3}{8} R \leq 2$$

El factor R se escoge de acuerdo a los parámetros de la NSR-10, teniendo en cuenta la zona de amenaza sísmica factores de irregularidades en planta, irregularidades en altura y ausencia de redundancia.

Rigidez mínima

La rigidez mínima se calcula a partir del título 11.5.4.1.2 del Fema 451.

$$k_{Dmin} = \frac{4\pi^2 W}{g T_D^2}$$

La rigidez mínima del sistema se utiliza para verificar los desplazamientos de diseño y como punto partida para la elección de la rigidez lateral del sistema de aislamiento sísmico. En el momento de la modelación, en ocasiones se encuentra que el periodo con la rigidez mínima no es el mismo con el que fue calculado porque esta ecuación se basa en un modelo ideal. En conclusión, se debe aumentar la rigidez hasta llegar a una tolerancia aceptable.

Distribución de las fuerzas verticales

La distribución de las fuerzas del método estático elástico cambia un poco con respecto a la distribución de la NSR-10, no se tiene en cuenta el factor k que presenta la norma colombiana. Las fuerzas horizontales deben ser mayores o iguales al cortante basal V_s ,

$$F_x = V_s \frac{h_x w_x}{\sum_{i=1}^N w_i h_i}$$

En donde, w_x y w_i son los pisos en el nivel i o x y h_x y h_i son respectivamente la altura sobre el sistema de aislamiento.

Requisitos de deriva

El requisito de derivas para derivas utilizando el análisis estático elástico equivale a $1\%/R_I$

1.3.2.2.3 Análisis dinámicos

En el diseño de edificaciones con sistemas de control pasivo es común utilizar los análisis dinámicos, sin importar que no son estrictamente exigidos para todas las estructuras. Generalmente se utiliza el análisis espectral en la etapa de diseño y posteriormente, el análisis inelástico tiempo historia para verificar el diseño de acuerdo con los daños estructurales ocasionados por los sismos representados en los acelerogramas.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Criterios mínimos de diseño

Al igual que la Norma Sismorresistente colombiana, el FEMA y las normas equivalentes establecen criterios mínimos a la hora de utilizar los análisis dinámicos. El FEMA establece un cortante basal mínimo para la estructura encima de los aisladores y cambia si la estructura es “regular” o “irregular”. Además, se plantean otros parámetros mínimos de desplazamiento, fuerzas de diseño de los aisladores como se muestra en la Tabla 1

Tabla 1 Criterios de diseño

Parámetro	Análisis estático	Análisis espectral	Análisis Tiempo historia
D_{TD}	$D_{TD} \geq 1,10 D_D$	$0,9 D_{TD}$	$0,9 D_{TD}$
D_{TM}	$D_{TM} \geq 1,10 D_M$	$0,80 D_{TM}$	$0,8 D_{TM}$
V_b	$V_b = k_{D,max} D_D$	$\geq 0,9 V_b$	$\geq 0,9 V_b$
V_s Regular	$V_s = k_{D,max} D_D / R_I$	$\geq 0,8 V_s$	$\geq 0,6 V_s$
V_s Irregular	$V_s = k_{D,max} D_D / R_I$	$\geq 1,0 V_s$	$\geq 0,8 V_s$
Deriva	$0,01 / R_I$	$0,015 / R_I$	$0,02 / R_I$

1.3.2.3 Índice de Park, Ang y Wen

Park, Ang y Wen propusieron un modelo para conocer el daño estructural teniendo en cuenta de manera lineal, el daño producido por deformaciones excesivas en los miembros estructurales y por los ciclos de carga que experimentan los miembros durante un sismo. Esto se representa de la siguiente manera

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE$$

En donde,

δ_M = Máxima respuesta de deformación bajo un sismo

δ_u = deformación última del elemento bajo cargas cíclicas

Q_y = esfuerzo de fluencia (si el esfuerzo máximo Q_u
< Q_y , Q_y es remplazado por Q_u)

$E_c(\delta)$ = energía histerética por ciclo de deformación

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

β = *parámetro de relación no negativo* (Park, Ang, & WEN, 1984)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

2 METODOLOGÍA

Para la realización del trabajo se diseñará 4 estructuras. Dos de ellas tradicionales y dos estructuras aisladas en base, en zonas de amenaza sísmica alta. Habrá una estructura de diez y otra de seis pisos.

2.1 DETERMINAR DE LAS DEMANDAS DE DUCTILIDAD

Para la determinación de las demandas de ductilidad se deben cumplir los siguientes pasos:

- ❖ Determinar los requisitos para el diseño de estructuras tradicionales y para estructuras aisladas sísmicamente.
- ❖ Identificar las cargas que experimentará el edificio dependiendo de sus características. Las cargas vivas, cargas muertas, de viento, de granizo etc.
- ❖ Hacer un análisis computacional del sistema estructural utilizando los métodos de fuerza horizontal equivalente y análisis dinámico espectral, con el propósito de diseñar cada uno de los elementos que componen la estructura.
- ❖ Hacer un análisis dinámico inelástico para observar el comportamiento de la estructura y sus demandas en el rango inelástico, se realiza en el software STERA3D y se especifica el refuerzo de cada uno de los elementos.
- ❖ Evaluar, mediante los resultados, las demandas de ductilidad, las demandas de disipación de energía y daños en los elementos, también se utilizará el índice de Park & Ang para lograr este objetivo.
- ❖ Evaluar los distintos detallamientos que tienen las estructuras aisladas y el detallamiento presente en la estructura empotrada y su comportamiento ante movimientos sísmicos.

2.2 CUANTIFICAR LOS REQUERIMIENTOS DE MATERIAL

Después de hallar las cargas y de hacer los análisis se procederá a hallar las demandas de material.

2.3 ESTIMACIÓN DEL LUCRO CESANTE

Dependiendo de los daños y demandas de ductilidad se utilizará métodos analíticos para hallar los costos y tiempos asociados a las reparaciones que se deben hacer para poner la estructura en funcionamiento de nuevo. Se tiene en cuenta la cantidad de elementos dañados y la severidad de los daños.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

2.4 COMPARAR LOS COSTOS DE AMBAS ESTRUCTURAS EN EL CORTO Y LARGO PLAZO

Se hará una comparación económica entre las estructuras aisladas y empotradas con los detallamientos específicos. Se tendrán en cuenta costos de los materiales, costos de los aisladores, costos de reparación y costos por lucro cesante. Luego se presentarán tablas en donde se muestra la comparación de estos ítems para los cinco sismos en estudio y se analizará el costo en el corto y el largo plazo

3 PREDISEÑO

3.1 PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO

Los parámetros sísmicos se estipulan en la NSR-10. Las edificaciones son hospitales por ende son clasificados como una estructura indispensable (Grupo de uso IV). Éstas se encuentran en la ciudad de Armenia, zona de amenaza sísmica alta. Para los hospitales aislados que se encuentran en Armenia se considerarán coeficientes de disipación de energía DMO y DMI.

Tabla 2 parámetros sísmicos

Parámetro según la NSR-10	Armenia
Coeficiente de aceleración pico efectiva (A_a)	0,25
Coeficiente de velocidad pico efectiva (A_v)	0,25
Perfil de suelo	C
Coeficiente de amplificación -períodos cortos (F_a)	1,15
Coeficiente de amplificación - periodos intermedios (F_v)	1,55
Coeficiente de importancia (I)	1,5
Irregularidad en planta (Φ_p)	1
Irregularidad en altura (Φ_a)	1
Irregularidad por ausencia de redundancia (Φ_r)	1
Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico DES (R_o)	7,0
Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico DMO (R_o)	N/A
Coeficiente de capacidad de disipación de energía DMO (R)	N/A
Coeficiente de capacidad de disipación de energía DES (R)	7,0
Coeficiente de aceleración pico efectiva umbral de daño (A_d)	0,10

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.2 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Se considera dos estructuras tipo pórtico en hormigón reforzado resistente a momentos. Para las estructuras tradicionales se tiene en cuenta una capacidad de disipación de energía especial y se modelarán dos estructuras una de 6 pisos y otra de 10 pisos. Por otro lado, se analizará estructuras aisladas con diferentes detallamientos DMO y DMI.

Todas las estructuras poseen un entrepiso con una altura de 3,5 metros de alto y están compuestas por tres pórticos de 7 m en la dirección x y 7 m en la dirección y. Para el análisis de las estructuras se consideró un sistema nervado bidireccional con una losa de 5 cm.

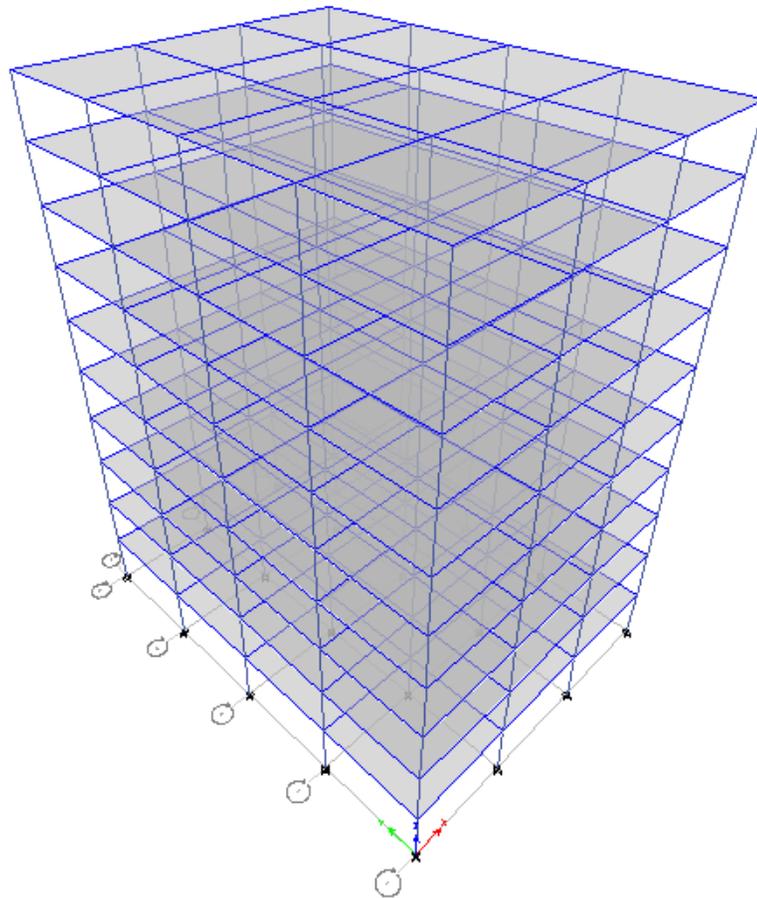


Figura 1 Edificio de hospital de diez pisos

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.2.1 Predimensionamiento de losas y nervios

Para el predimensionamiento de una losa aligerada sin vigas interiores se tendrá en cuenta los criterios mínimos que establece la NSR-10.

Tabla 3. Criterios de una losa aligerada sin vigas interiores C.9.5 (c)

Losas sin ábacos			Espesor mínimo según la tabla C.9.5 c para una luz de siete metros (m)
Paneles Exteriores		Paneles interiores	
Sin vigas en el borde	Con vigas en de borde		
$L_n/30$	$L_n/33$	$L_n/33$	0,23

Como la losa debe cumplir los estados límites últimos y de servicio, se predimensionará una losa de 45 cm con 5 cm de loseta incluidos para el control de las deformaciones.

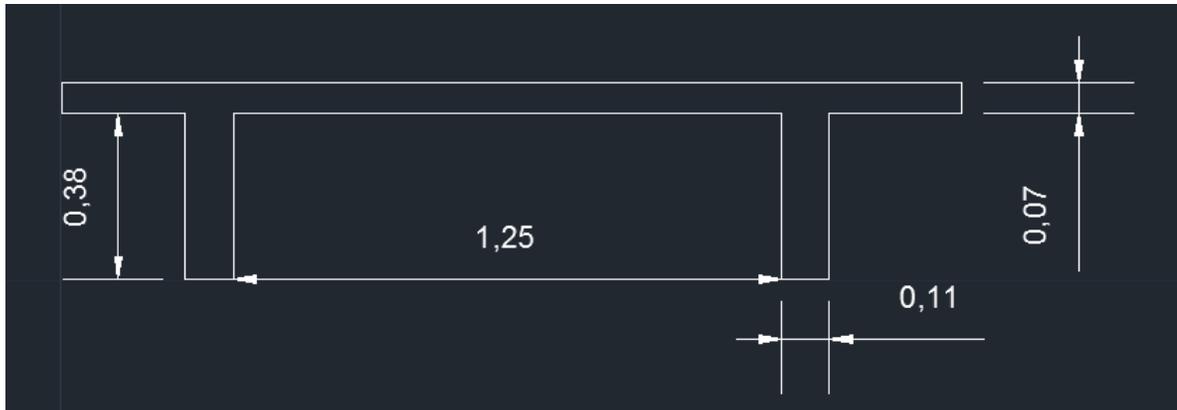


Figura 2 Prediseño de losa

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.2.1.1 Carga muerta de la losa aligerada

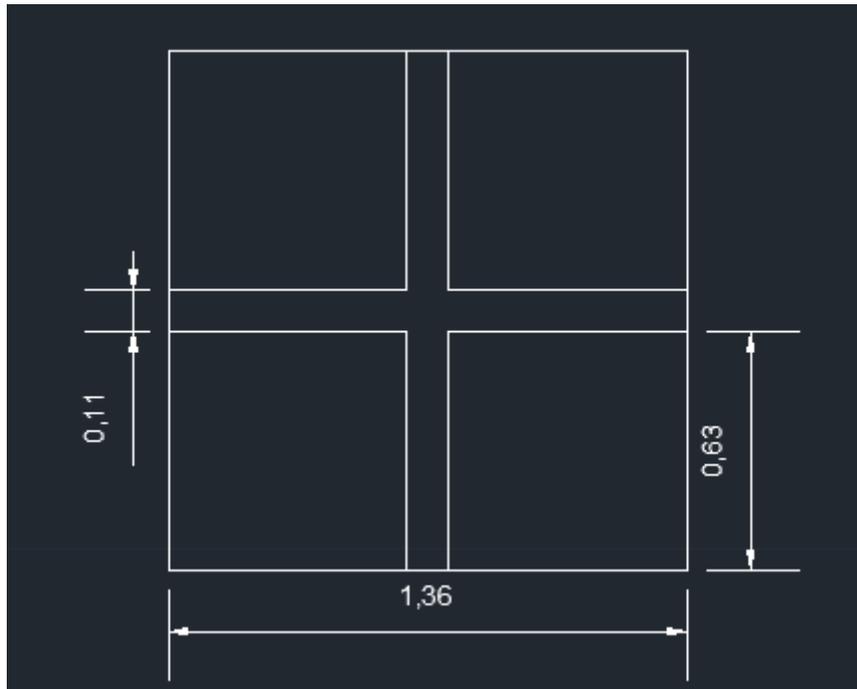


Figura 3 Sección de losa en planta

Se calcula el peso total de la loseta y de los nervios en la sección de la losa que se muestra en la Figura 3.

$$\frac{W}{m^2} = \frac{\text{peso de la loseta} + \text{peso de los nervios}}{\text{area de la sección}}$$

$$\frac{[(0,05 \text{ m} \cdot 1,36 \text{ m} \cdot 1,36 \text{ m}) + (0,40 \text{ m} \cdot 0,11 \text{ m} \cdot 1,25 \text{ m} \cdot 2 + 0,11^2 \text{ m}^2 \cdot 0,38 \text{ m})] \cdot 24 \frac{kN}{m^3}}{1,36 \text{ m} \cdot 1,36 \text{ m}} = 2,7 \frac{kN}{m^2}$$

3.2.1.2 Carga muerta de las vigas

Se suponen las dimensiones de las vigas que luego serán verificadas. La viga tendrá 45 cm de alto (incluyendo la loseta que reposa en ella) y 25 cm de ancho

$$0,25 \text{ m} \cdot 0,45 \text{ m} \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 2,7 \frac{kN}{m}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.3 CARGAS DE DISEÑO

3.3.1 Carga muerta

La Tabla 4 muestra las cargas muertas que tendrá que soportar las estructuras en estudio.

Tabla 4 Cargas muertas

Carga muerta		
ítem	Carga	Unidad
Carga de loseta y nervios	2,7	kN/m ²
Fachada y particiones	2,0	kN/m ²
Afinado de pisos y cubierta	1,3	kN/m ²
Carga de vigas*	2,5	kN/m

3.3.2 Carga viva

La Tabla 5 muestra la carga viva que establece la NSR-10 para un hospital

Tabla 5 Cargas vivas

Carga Viva	
ítem	Carga (kN/m ²)
Cuartos de cirugía y laboratorios	4

3.3.3 Cargas de vientos

Las cargas de viento no se consideran en este trabajo debido a que en la zona de estudio las fuerzas laterales dominantes son aquellas causadas por el sismo

3.3.4 Cargas de granizo

Las cargas de granizo no se tienen en cuenta porque Armenia se encuentran a menos de 2000 msnm.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.4 PREDIMENSIONAMIENTO

Para realizar el predimensionamiento se utilizarán las cargas de resistencia últimas. Es decir, se pondera las cargas vivas y la carga muerta.

$$1,25D + 1,6 L$$

3.4.1 Columnas

Las estructuras cuentan con seis y diez niveles donde el sistema resistente tiene que soportar la carga muerta (C.M) y la carga viva (C.V) que se muestran en la Tabla 6.

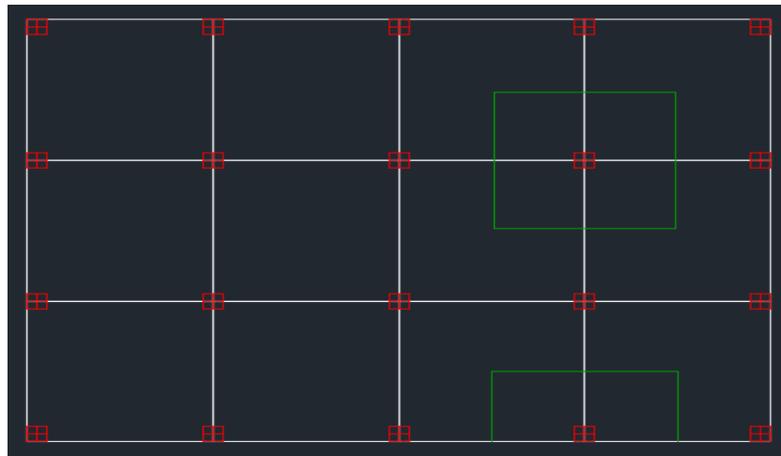
Tabla 6 Cargas en loseta

Carga muerta		
ítem	Carga	Unidad
Carga de loseta y nervios	2,7	kN/m ²
Afinado de pisos y cubierta	1,3	kN/m ²
Carga de vigas	2,5	kN/m

Con el propósito de hallar el área aproximada de la columna, se utilizará la siguiente ecuación. En donde P es la carga que soporta la columna de acuerdo a la superficie efectiva y las cargas últimas.

$$0,3 \geq \frac{P}{f'c \cdot A_g}$$

Este predimensionamiento será revisado cuando se modelen las cargas y los edificios en el ordenador. En un principio se supone un concreto con una resistencia de 28 MPa



La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Figura 4 Superficie aferente para las columnas centrales y laterales

3.4.1.1 Estructura de seis niveles

Se calcula la carga axial que deberá soportar los dos tipos de columnas, teniendo en cuenta las sollicitaciones de cada piso y la geometría de la estructura.

Columna central

Tabla 7 Cargas axiales para predimensionamiento columnas centrales

Piso	Carga viva mayorada (kN)	Carga muerta mayorada (kN)
1-5	2297	1568
6	267	156
Total (kN)		4230

$$0,3 \geq \frac{P}{f'c \cdot A_g} \rightarrow \frac{4230 \text{ kN}}{0,3 \cdot 0,028 \text{ GPa}} = 503571 \text{ mm}^2$$

Para este edificio las columnas centrales serán cuadradas

$$503571 \text{ mm}^2 = l^2 \rightarrow l = 709 \text{ mm} \approx 750 \text{ mm}$$

Para la columna lateral

Tabla 8 Cargas axiales para predimensionamiento de columnas laterales

Piso	Carga viva mayorada (kN)	Carga muerta mayorada (kN)
1-5	1357	784
6	134	79
Total (kN)		2354

$$0,3 \geq \frac{P}{f'c \cdot A_g} \rightarrow A_g = \frac{2354 \text{ kN}}{0,3 \cdot 0,028 \text{ GPa}} = 280238 \text{ mm}^2$$

Para este edificio las columnas laterales serán cuadradas

$$280238 \text{ mm}^2 = l^2 \rightarrow l = 529 \text{ mm} \approx 550 \text{ mm}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 9 Predimensionamiento edificio de 6 pisos

Columna	Edificación 6 niveles	
	Interior	Lateral y esquina
Carga (kN)	4230	2354
b (mm)	750	550
h (mm)	750	550

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.4.1.2 Estructura de diez niveles

Para la columna central

Tabla 10 Predimensionamiento columna central

Piso	Carga viva mayorada (kN)	Carga muerta mayorada (kN)
1-9	4379	2833
10	267	156
Total (kN)		7635

$$0,3 \geq \frac{P}{f'c \cdot A_g} \rightarrow \frac{7635 \text{ kN}}{0,3 \cdot 0,028 \text{ GPa}} = 908928 \text{ mm}^2$$

Para este edificio las columnas centrales serán cuadradas

$$908928 \text{ mm}^2 = l^2 \rightarrow l = 953 \text{ mm} \approx 1000 \text{ mm}$$

Para la columna lateral

Tabla 11 Predimensionamiento columna lateral

Piso	Carga viva mayorada (kN)	Carga muerta mayorada (kN)
1-9	2857	1411
10	134	78
Total (kN)		4483

$$0,3 \geq \frac{P}{f'c \cdot A_g} \rightarrow \frac{4483 \text{ kN}}{0,3 \cdot 0,028 \text{ GPa}} = 533738 \text{ mm}^2$$

Para este edificio las columnas laterales serán cuadradas

$$533738 \text{ mm}^2 = l^2 \rightarrow l = 730 \text{ mm} \approx 750 \text{ mm}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 12 Predimensionamiento edificio de 10 pisos

Columna	Edificación 10 niveles	
	Interior	Lateral y esquina
Carga (kN)	7635	4483
b (mm)	1000	750
h (mm)	1000	750

3.4.2 Predimensionamiento de vigas

El predimensionamiento de viga se realiza de acuerdo a lo establecido en la tabla C.9.5 (a) de la NSR-10. Se toma el caso más crítico y se generaliza a las demás.

$$\frac{l}{18.5} = \frac{7}{18.5} = 0,38 \approx 0,45 m$$

De acuerdo a la altura de la viga, se escoge un ancho de 30 cm respetando los requisitos sismorresistentes que exige la NSR-10.

4 ESTRUCTURAS CONVENCIONALES EN ARMENIA

4.1 MODELADO EN ETABS®

En el modelado de las estructuras convencionales se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones.

Materiales

- ❖ Hormigón de 21 MPa para las vigas, losa y nervios
- ❖ Hormigón de 28 MPa para las columnas
- ❖ El acero de refuerzo tiene una fluencia de 420 MPa

Cargas

- ❖ En el análisis de las estructuras se consideraron las cargas verticales que se ilustran en la Tabla 4 y Tabla 5
- ❖ En el modelado de la carga sísmica se utiliza tres análisis: fuerza horizontal equivalente (FHE), análisis dinámico elástico y análisis dinámico inelástico
- ❖ Se considera una excentricidad accidental del 5% en la dirección x y en la dirección y.
- ❖ Los espectros de aceleraciones se realizan de acuerdo a lo especificado en la NSR-10 y se exportan a Etabs®
- ❖ El análisis de las cargas se realiza tanto para las condiciones de servicio como para la resistencia última. En las condiciones de servicio se tuvo en cuenta las derivas, las derivas del umbral de daño y las deflexiones.
- ❖ En la fuente de masa solo se considera la carga muerta

Estructura

- ❖ Las columnas de las vigas tienen restricción de desplazamientos y rotación en las tres direcciones.
- ❖ El momento de inercia sobre el eje 3 se pondera por 1,2 con el propósito de tener en cuenta el efecto de la losa o viga en T.
- ❖ La resistencia a torsión de las vigas se pondera por 0.1 para que sólo pueda resistir el 10% de su capacidad a torsión, provocando después la aparición de fisuras.
- ❖ El factor de rigidez entre las vigas y las columnas se considera igual a 0.7

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- ❖ Se considera un diagrama rígido.
- ❖ En los casos modales se utiliza el caso Ritz y 3 casos modales por entrepiso.
- ❖ Se consideran efectos p-delta basados en las cargas

4.2 ESPECTROS DE DISEÑO

Espectro elástico de aceleraciones para las fuerzas de diseño

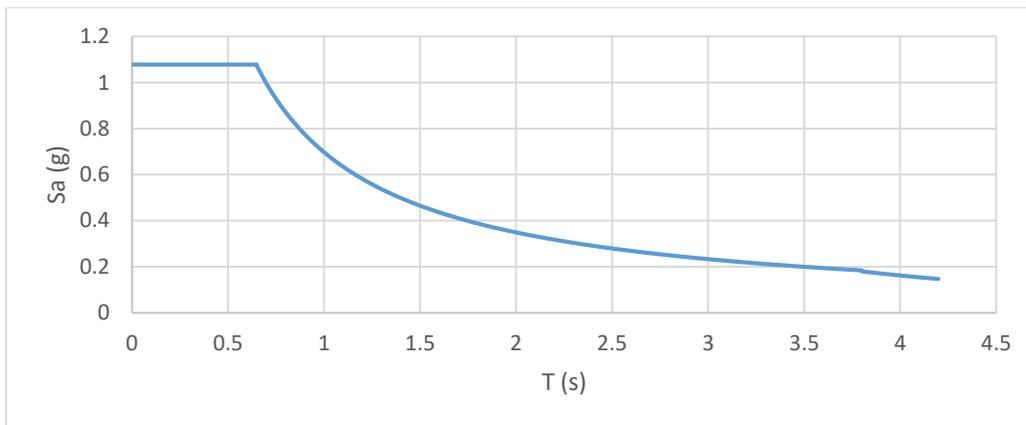


Figura 5 Espectro elástico de aceleraciones para las fuerzas de diseño – Armenia

Espectro elástico de aceleraciones para las derivas

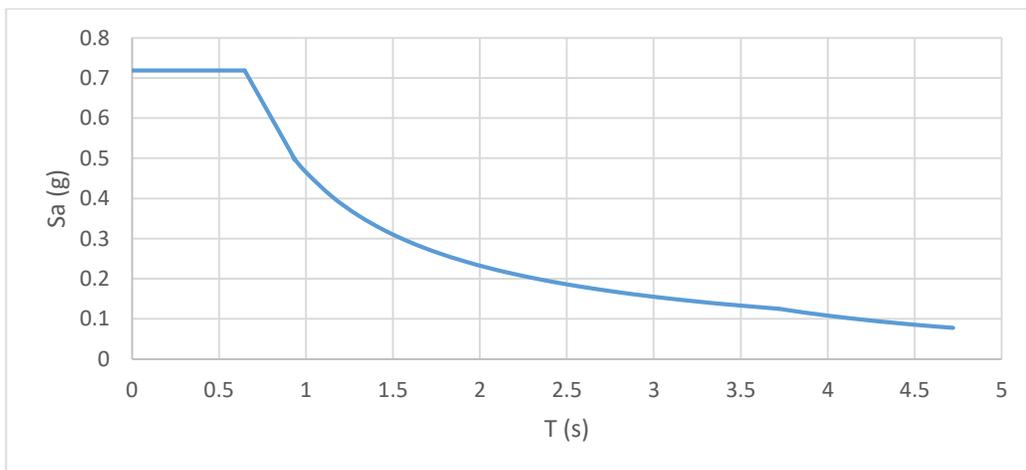


Figura 6 Espectro elástico de aceleraciones para las derivas

Espectro elástico de aceleraciones para las derivas del umbral de daño

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

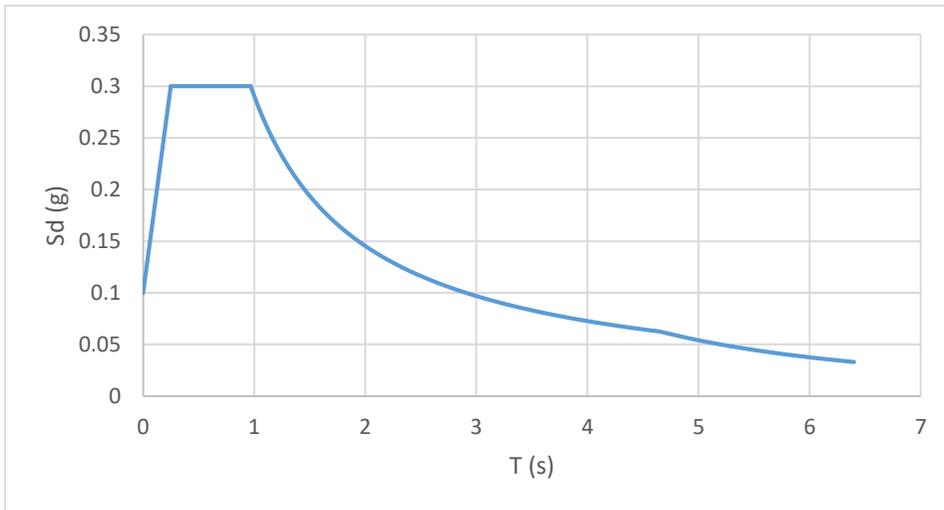


Figura 7 Espectro de aceleraciones para derivas del umbral de daño

Espectro elástico de velocidades

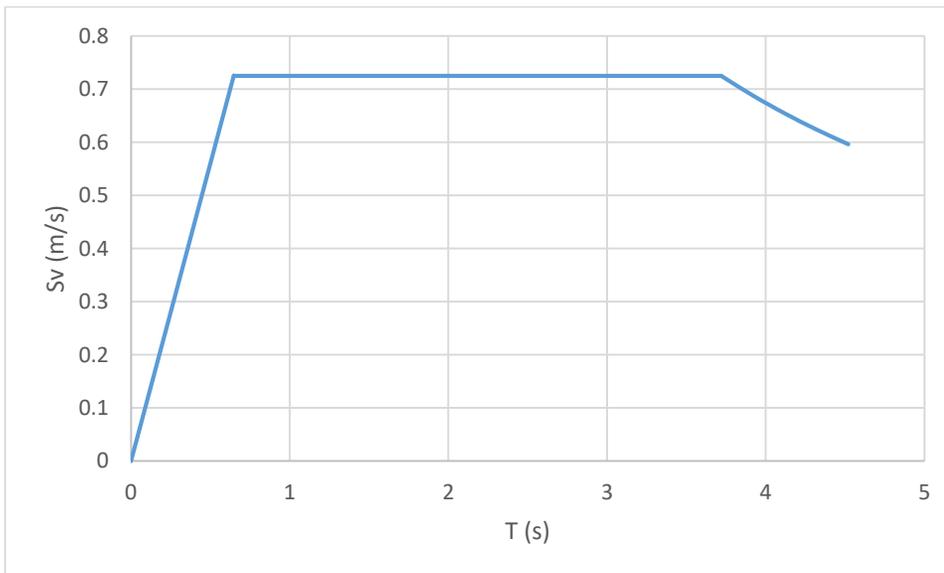


Figura 8 Espectro elástico de velocidades - Armenia

Espectro elástico de desplazamiento

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

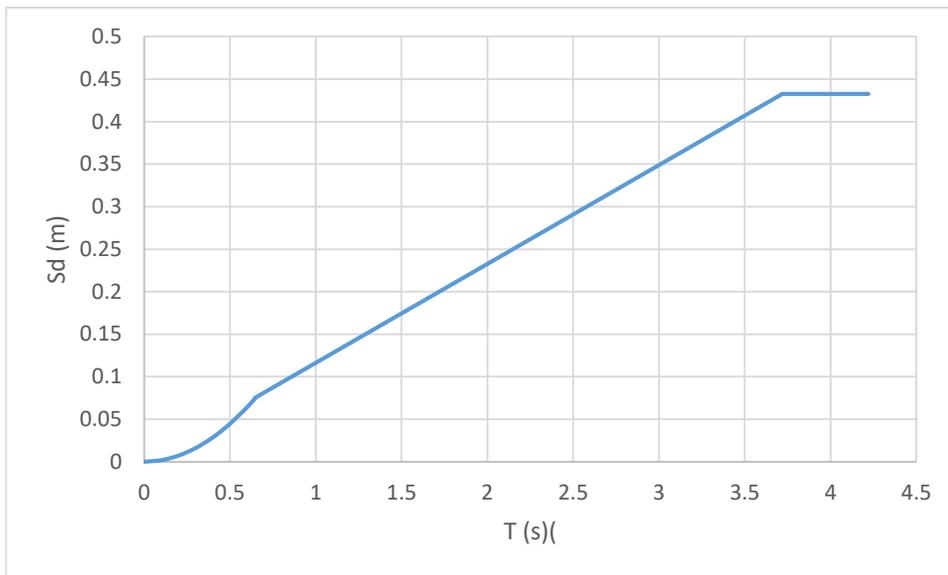


Figura 9 Espectro elástico de desplazamientos – Armenia

La NSR-10 permite la evaluación de las derivas con un factor de importancia de 1. La Figura 5 muestra el espectro de aceleraciones de diseño para Armenia y la Figura 6 expone el espectro de aceleraciones que se utiliza para restringir las derivas en los hospitales.

Además, los hospitales tienen un criterio adicional para las derivas que se conocen como derivas de umbral de daño; las derivas en el umbral de daño consisten en evaluar la edificación, como si tuviera un amortiguamiento del 2%, con un el espectro de aceleraciones del umbral de daño planteado en la Figura 7. El limite exigido por la NSR-10 es del 0,4% para estructuras de concreto reforzado y de 0.2% para estructuras en mampostería reforzada.

4.3 COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA R

El coeficiente de disipación es definido por la NSR-10 de la siguiente manera:

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_o$$

En donde:

ϕ_a Es el coeficiente de reducción debido a irregularidades en altura

ϕ_p Es el coeficiente de reducción debido a irregularidades en la planta

ϕ_r Es el coeficiente de reducción debido a ausencia de redundancia

R_o Este factor se utiliza para reducir la intensidad de las fuerzas sísmicas

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Para los hospitales en estudio los tres factores de reducción equivalen a 1, debido a la regularidad y simetría de las estructuras. Los parámetros de reducción se evaluaron según lo exigido por la NSR-10; se revisó en el modelo de ETABS la irregularidad torsional de la edificación y todas las estructuras en estudio cumplieron lo establecido en la Figura A.3.1 de la NSR-10. De acuerdo a la NSR-10, una estructura en hormigón reforzado resistente a momentos, diseñado según las exigencias DES, tiene un coeficiente de disipación básico igual a 7. Por lo tanto, el factor R es igual a 7 para las estructuras tradicionales.

4.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL HOSPITAL DE 6 NIVELES

El diseño de los elementos, por medio del software Etabs®, mostró para el edificio de seis pisos columnas cuadradas de 900 mm con un concreto de 28 MPa y vigas de 400 mm por 600 mm (bxh) con un concreto de 21 MPa. Estas dimensiones cumplen las derivas que exige la NSR-10 y además cumple el requisito adicional para derivas de umbral de daño que tienen que cumplir las edificaciones pertenecientes al grupo III y IV.

4.4.1 Fuerza horizontal equivalente

Para realizar el método de la fuerza horizontal equivalente se necesita determinar el periodo de vibración de la estructura. El periodo fundamental de la estructura puede ser encontrado a través de un análisis dinámico o por medio de la aproximación que recomienda la norma en la sección A.4.2.2. En este caso se utiliza la expresión de la NSR-10 y luego se compara con el análisis dinámico por medio del programa ETABS®.

$$T_a = C_t h_n^\alpha$$

En donde,

$$h_n = 3.5 \text{ m} \cdot 6 \text{ pisos} = 21 \text{ m}$$

$$C_t = 0,047$$

$$\alpha = 0,9$$

$$T_a = 0,047 \cdot 21^{0,9} = 0,73 \text{ s}$$

Se calcula el valor límite

$$C_u = 1,75 - 1,2A_v F_v = 1,75 - 1,2 \cdot 0,25 \cdot 1,55 = 1,29$$

$$T = 1,29 \cdot 0,73 = 0,94 \text{ s}$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

El análisis modal realizado por Etabs® muestra que el periodo fundamental de la edificación es de 0.732 s. Se toma el valor que resulta de Etabs® por medio del análisis modal.

Calculo fuerza horizontal equivalente FHE

El cálculo de la FHE se realiza siguiendo los pasos indicados en la NSR-10 y los parámetros que se muestran en la Tabla 13

Tabla 13 Parámetros para el cálculo de FHE en la estructura tradicional de 6 pisos

Parámetros	
Periodo (s)	0,732
Sa(g)	0,95
Masa (ton)	3662
g (m/s)	9,806
Vs (kN)	34093

Tabla 14 Resultado manual de la FHE para estructura tradicional de 6 pisos

Entrepiso	h (m)	masa (ton)	$m_i h_i^k$	c_{vi}	Fuerza de piso (kN)	Cortante de piso (kN)
1	3,50	646,00	2614,64	0,04	1533,53	34103,66
2	7,00	646,00	5667,11	0,10	3323,85	32570,13
3	10,50	646,00	8910,04	0,15	5225,88	29246,28
4	14,00	646,00	12283,20	0,21	7204,29	24020,40
5	17,50	646,00	15756,62	0,27	9241,50	16816,11
6	21,00	432,00	12914,59	0,22	7574,61	7574,61

El resultado de la fuerza horizontal equivalente hecho de forma manual es comparado con los resultados que muestra el programa. Se puede observar que la variación es muy poca entre ambos, lo que le da validez al modelo hecho en Etabs®.

Tabla 15 variación del cortante manual y Etabs®

Entrepiso	Carga	ETABS®	A Mano	Variación
1	EX1	34569,00	34103,66	1,35%
2	EX1	32977,00	32570,13	1,23%
3	EX1	29569,00	29246,28	1,09%
4	EX1	24250,00	24020,40	0,95%
5	EX1	16954,00	16816,11	0,81%
6	EX1	7630,00	7574,61	0,73%

4.4.2 Análisis dinámico elástico

La NSR-10 exige que para estructuras de esta altura se realice un análisis dinámico lineal además del análisis estático lineal. El análisis lineal estático (FHE) sirve como punto de partida debido a que el cortante del dinámico lineal no debe ser menor a cierto porcentaje de la FHE. Este porcentaje cambia por condiciones de irregularidad. Para cualquier estructura ese porcentaje no debe ser menor que el 80%. La irregularidad torsional del hospital mostró que el análisis modal espectral debe ajustarse al 80% de la fuerza horizontal equivalente.

Tabla 16 Cortante basal según FHE y el análisis espectral ajustado

Carga	Cortante basal dinámico lineal (kN)	Carga	Cortante basal estático lineal (kN)	Proporción
SX	27656,0	EX1	34569	80,00%
SY	28347,0	EY1	34552	82,04%
SXD	18426,2	EXD1	23033,999	80,00%
SYD	18900,0	EYD1	23023,2168	82,09%
SXUD	8704	EXUD1	10880	80,00%
SYUD	8701,2	EYUD1	10877,11	80,00%

4.4.3 Derivas

Derivas del umbral de daño

Las derivas del umbral de daño del hospital de 6 niveles para un amortiguamiento del 2% y para el espectro de aceleración del umbral de daño que se muestran en la Tabla 17, se expone que las derivas del umbral de daño estuvieron en el límite de lo permitido por la norma.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 17 Derivas de umbral de daño

Deriva máxima - Umbral de daño	
Dirección X	Dirección Y
0,402%	0,37%

Derivas

Se encontraron las derivas del hospital de seis niveles con un amortiguamiento del 5% para la estructura de concreto y con el espectro de aceleraciones presentado en la Figura 6, las derivas cumplen con buen margen el 1% exigido por la NSR-10.

Tabla 18 Derivas

Deriva máxima	
Dirección X	Dirección Y
0,85%	0,79%

Las Tabla 17 y Tabla 18 muestran que las derivas del umbral de daño dominan el diseño de la estructura de seis niveles empotrada.

4.5 DISEÑO ESTRUCTURA DE HOSPITAL 10 NIVELES

El diseño de los elementos por medio del software Etabs® mostró para el edificio de diez pisos columnas cuadradas de 1250 mm con un concreto de 28 MPa y vigas de 550 mm por 700 mm (bxh) con un concreto de 21 MPa. Estas dimensiones cumplen las derivas que exige la NSR-10 y además cumple el requisito adicional para derivas de umbral de daño que tienen que cumplir las edificaciones pertenecientes al grupo III y IV.

4.5.1 Fuerza horizontal equivalente

Para la estructura de diez pisos se realiza el mismo procedimiento que se hizo para el edificio de seis pisos. Con el objetivo de hallar el periodo fundamental de la estructura se aplicará la aproximación de la NSR-10. Donde la edificación tiene una altura de 35 m

$$T_a = 0,047 \cdot 35^{0,9} = 1,15 \text{ s}$$

Se calcula el valor máximo permitido del periodo

$$C_u = 1,75 - 1,2A_v F_v = 1,75 - 1,2 \cdot 0,25 \cdot 1,55 = 1,28$$

$$T = 1,15 \cdot 1,37 = 1,58$$

El análisis modal realizado por Etabs® muestra que el periodo fundamental de la edificación es de 0.923 s. Se toma el valor que muestra Etabs®. El cálculo de la FHE se realiza siguiendo los pasos indicados en la NSR-10 y los parámetros que se muestran en la Tabla 13

Tabla 19 Parámetros para el cálculo de FHE en la estructura tradicional de 10 pisos

Parámetros	
Periodo (s)	0,923
Sa(g)	0,755
Masa (ton)	7827
g (m/s)	9,8
Vs (kN)	58565

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 20 Resultado manual de la FHE para estructura tradicional de 10 pisos

h (m)	masa (ton)	mih ^k	cvi	Fuerza de piso (kN)	Cortante de piso (kN)
3,50	807,37	3683,09	0,01	754,38	57877,70
7,00	807,37	8529,24	0,03	1746,98	57123,32
10,50	807,37	13939,43	0,05	2855,11	55376,34
14,00	807,37	19751,88	0,07	4045,63	52521,22
17,50	807,37	25883,01	0,09	5301,43	48475,59
21,00	807,37	32280,70	0,11	6611,82	43174,16
24,50	807,37	38908,90	0,14	7969,43	36562,34
28,00	807,37	45741,05	0,16	9368,81	28592,91
31,50	807,37	52756,68	0,19	10805,77	19224,10
35,00	553,62	41100,57	0,15	8418,33	8418,33

El resultado de la fuerza horizontal equivalente hecho de forma manual es comparado con los resultados que muestra el programa. Se puede observar que la variación es muy poca entre ambos lo que la da validez al modelo de Etabs®

Tabla 21 variación del cortante manual y Etabs®

Entrepiso	Carga	ETABS®	A Mano	Variación
1	EX1	58565,00	57877,70	1,19%
2	EX1	57776,00	57123,32	1,14%
3	EX1	55976,00	55376,34	1,08%
4	EX1	53565,00	52521,22	1,99%
5	EX1	48936,00	48475,59	0,95%
6	EX1	43556,00	43174,16	0,88%
7	EX1	36863,00	36562,34	0,82%
8	EX1	28811,00	28592,91	0,76%
9	EX1	19360,00	19224,10	0,71%
10	EX1	8473,00	8418,33	0,65%

4.5.2 Análisis dinámico elástico

La NSR-10 exige que para estructuras de esta altura se realice un análisis dinámico lineal además del análisis estático lineal. El análisis lineal estático (FHE) sirve como punto de partida debido a que el cortante del dinámico lineal no debe ser menor a cierto porcentaje de la FHE que cambia por condiciones de irregularidad. Para las estructuras

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

consideradas ese porcentaje no debe ser menor que el 80% debido a que las irregularidades torsionales en planta eran pocas.

Tabla 22 Cortante basal según FHE y el análisis espectral ajustado

Carga	Cortante basal dinámico lineal	Carga	Cortante basal estático lineal	Proporción
SX	46851,0	EX1	58565	80,00%
SY	47832,0	EY1	58532	81,72%
SXD	31231	EXD1	39041	80,00%
SYD	31886	EYD1	39019	81,72%
SXUD	18601	EXUD1	23252	80,00%
SYUD	18601	EYUD1	23239	80,04%

4.5.3 Derivas

Derivas – umbral de daño

A continuación, se muestran las derivas del umbral de daño del hospital de 10 niveles para un amortiguamiento del 2% y para el espectro de aceleración del umbral de daño. Los resultados se muestran en la Tabla 23, las derivas del umbral de daño estuvieron en el límite de lo permitido por la norma.

Tabla 23 Derivas para el umbral de daño

Deriva máxima - Umbral de daño	
Dirección X	Dirección Y
0,399%	0,362%

Derivas

Las derivas se evaluaron con un amortiguamiento del 5% en la estructura de concreto reforzado y utilizando el espectro de aceleraciones para derivas planteado en la Figura 6. Las derivas cumplen satisfactoriamente el 1% exigido por la NSR-10

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 24 Derivas

Deriva máxima	
Dirección X	Dirección Y
0,66%	0,61%

La Tabla 24 y Tabla 23 muestran que para el hospital de diez niveles las derivas del umbral de daño son más exigentes que las derivas planteadas en el capítulo A.6 de la NSR10

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

5 ESTRUCTURAS CON AISLADORES SÍSMICOS BASALES

El diseño de los aisladores sísmicos se realiza siguiendo el procedimiento que indica la norma Fema 451 en su capítulo 11. Para el diseño de los aisladores se debe considerar el periodo objetivo y el amortiguamiento.

El diseño estructural busca un periodo objetivo y amortiguamiento que se ajuste a las necesidades del proyecto, en un principio estos parámetros son desconocidos. En el proceso de diseño de las dos estructuras se evaluaron diferentes periodos objetivos y amortiguamientos para encontrar una solución óptima según criterios económicos y estructurales.

5.1 MODELADO EN ETABS®

En el modelado de las estructuras convencionales se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones.

Materiales

- ❖ Hormigón de 21 MPa para las vigas, losa y nervios
- ❖ Hormigón de 28 MPa para las columnas
- ❖ El acero de refuerzo tiene una fluencia de 420 MPa

Cargas

- ❖ En el análisis de las estructuras se consideraron las cargas muertas que se consideraron en las estructuras empotradas
- ❖ En el modelado de la carga sísmica se utiliza tres análisis: fuerza horizontal equivalente (FHE), análisis dinámico elástico y análisis dinámico inelástico
- ❖ Se considera una excentricidad accidental del 5% en la dirección x y en la dirección y.
- ❖ Los espectros de aceleraciones se realizan de acuerdo a lo especificado en la NSR-10 dividiéndolos por el factor de R_1 desde un periodo ligeramente menor al periodo objetivos de la estructura aislada.
- ❖ El análisis de las cargas se realiza tanto para las condiciones de servicio como para la resistencia última. En las condiciones de servicio se tuvo en cuenta las derivas, las derivas del umbral de daño y las deflexiones.
- ❖ En la fuente de masa se consideró la carga muerta y el 50% de la carga viva

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Estructura

- ❖ Los apoyos del edificio se modelaron como *rubber isolators*, la rigidez a cargas laterales se halló en un principio como lo indica el FEMA y se aumentó la rigidez en pequeñas proporciones para estar cerca del periodo objetivo.
- ❖ El momento de inercia sobre el eje 3 se pondera por 1,2 con el propósito de tener en cuenta el efecto de la losa o viga en T.
- ❖ La resistencia a torsión de las vigas se pondera por 0.1 para que sólo pueda resistir el 10% de su capacidad a torsión, provocando después la aparición de fisuras.
- ❖ Se considera un diagrama rígido.
- ❖ En los casos modales se utiliza el caso Ritz y 3 casos modales por entrepiso.
- ❖ Se consideran efectos p-delta basados en cargas e iterativos

5.2 FACTOR R_I

Para la ciudad de Armenia y para las dos edificaciones de seis y diez niveles con capacidad de disipación de energía DES.

$$R_I = \frac{3}{8} \cdot 7 = 2,63$$

Dado a que el R_I es mayor que dos, éste se toma como dos

5.3 COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO

El coeficiente que se desprende del amortiguamiento se calcula con una expresión aproximada. Se utiliza el mismo amortiguamiento en todas las estructuras aisladas, por ende el coeficiente de amortiguamiento va a ser igual para todos. (Naeim, 1999)

$$\frac{1}{B} = 0,25(1 - \ln\beta) \rightarrow B = 1,53$$

En donde,

B es el coeficiente de amortiguamiento y β el amortiguamiento.

5.4 ESPECTRO DE RESPUESTA

El espectro de aceleraciones se calcula de acuerdo a lo que se presenta en la NSR10 y teniendo un factor de importancia (I) igual a 1 debido a que así lo permite el FEMA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Con este espectro se realizará el análisis y la modelación de las fuerzas sísmicas a las que estará expuesta la edificación.

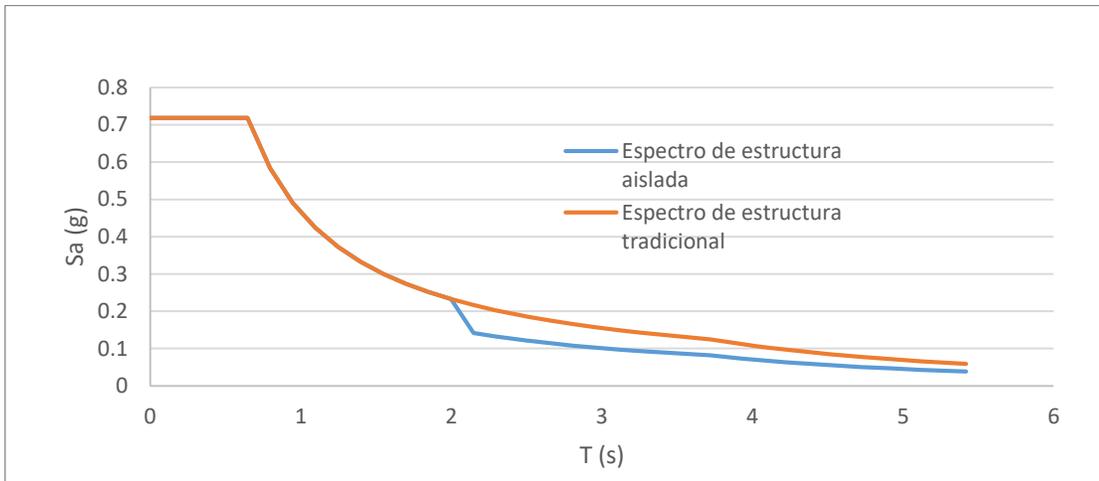


Figura 10 Espectro de aceleraciones para Armenia en estructuras aisladas

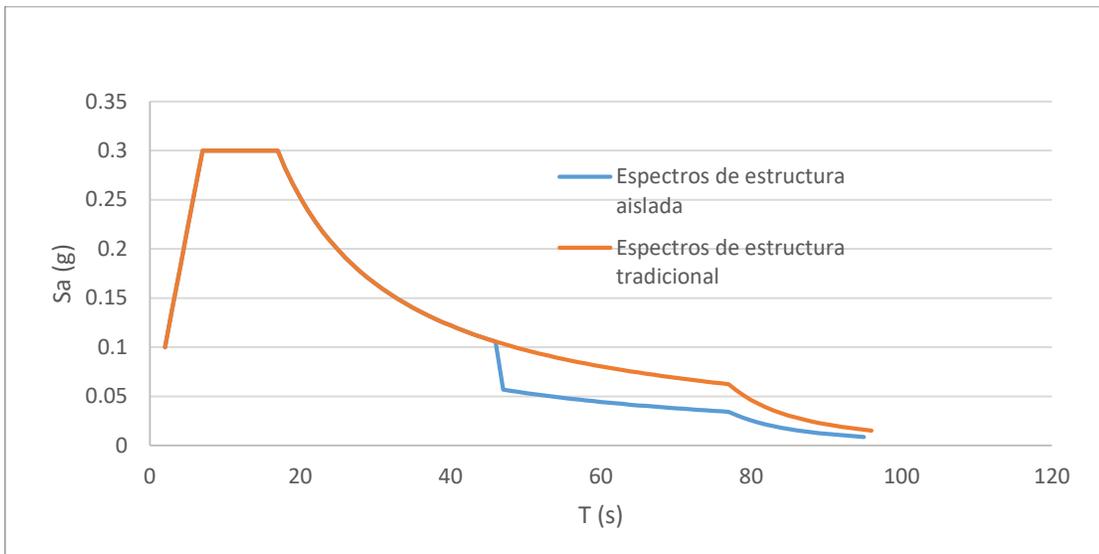


Figura 11 Espectros para el umbral de daño

El espectro de aceleraciones para estructuras aisladas presenta un salto porque se considera el amortiguamiento que van a proveer los aisladores, este salto se encuentra en el periodo fundamental porque se ha demostrado que los aisladores sísmicos pierden efectividad en los modos altos o superiores.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

5.5 PARÁMETROS DE LAS ESTRUCTURAS

En el desarrollo inicial del trabajo se modelaron un total de 8 estructuras aisladas para evaluar diferentes tipos de aisladores y periodos objetivos, esto con el propósito de comparar las estructuras que resultasen más económica en términos de materiales de construcción. Cada una de las 4 estructuras que se indican en el numeral 5.5 se diseñaron con un detallamiento DMO y DMI, esto con el objetivo de conocer las demandas de ductilidad versus los costos de construcción en el análisis no lineal tiempo historia.

Durante el diseño de los hospitales se tuvo en cuenta tanto los parámetros de la NSR-10 como los parámetros del FEMA 451 y los demás códigos equivalentes al FEMA. El FEMA451 establece que las derivas para el análisis dinámico espectral no deben ser mayores a lo que se expone en la Tabla 1. Es decir, derivas de 0,75%. El FEMA451 en el capítulo 11 no plantea las derivas del umbral de daño directamente, sin embargo, se toman en cuenta de acuerdo a lo que se plantea en la NSR10 para el diseño de hospitales, en consecuencia, las estructuras aisladas se diseñaron para que las derivas en el umbral de daño fueran menores al 0,4%.

5.5.1 Edificio de 6 niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo de 2.5 s

En el diseño del edificio de 6 niveles con amortiguamiento del 20% y con periodo objetivo de 2,5 s se escogieron columnas 650 mm por 650 mm y vigas de 350 mm por 600 mm.

Tabla 25 edificio aislado de 6 niveles con amortiguamiento del 20 % y periodo objetivo de 2.5 s

Parámetros para espectro de derivas y fuerzas de diseño		Parámetro para derivas en el umbral de daño	
Periodo objetivo (s)	2,5 s	Periodo objetivo (s)	2,5 s
Sa (g)	0,186	Sd (g)	0,116
Sa (g)/Bd	0,121	Sa (g)/Bd	0,079
Amortiguamiento	20 %	Amortiguamiento	20%
RI	2	RI	2
DD (m)	0,189	DD (m)	0,118
KEFF (kN/m)	32281	KEFF (kN/m)	32281
KMIN (kN/m)	29091	KMIN (kN/m)	29091
KMAX (kN/m)	41965	KMAX (kN/m)	41965
VS-EEF (kN)	7900	VS-EFF (kN)	4931

5.5.1.1 Derivas

Derivas

Tabla 26 Derivas edificio aislado de 6 niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo de 2.5 s

Derivas en X	Derivas en Y
0,506%	0,47%

Derivas en el umbral de daño

Tabla 27 Derivas en umbral de daño edificio aislado de 6 niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo de 2.5 s

Derivas en X	Derivas en Y
0,348%	0,325%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

5.5.2 Edificio de 6 niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo de 3 s

En el diseño del edificio de 6 niveles con amortiguamiento del 30% y con periodo objetivo de 3 s se escogieron columnas 600 mm por 600 mm y vigas de 300 mm por 600 mm.

Tabla 28 edificio aislado de 6 niveles con amortiguamiento del 30 % y periodo objetivo de 3s

Parámetros para espectro de derivas y fuerzas de diseño		Parámetro para derivas en el umbral de daño	
Periodo Objetivo (s)	3,0 s	Periodo objetivo (s)	3,0 s
Sa (g)	0,157	Sd (g)	0,0951
Sa (g)/Bd	0,0865	Sd (g)/Bd	0,0524
Amortiguamiento	30 %	Amortiguamiento	30%
RI	2	RI	2
DD (m)	0,193	DD (m)	0,1171
KEFF (kN/m)	20158	KEFF (kN/m)	20158
KMIN (kN/m)	19336	KMIN (kN/m)	19336
KMAX (kN/m)	26207	KMAX (kN/m)	26207
VS-EEF (kN)	5065	VS-EFF (kN)	3069

5.5.2.1 Derivas

Derivas

Tabla 29 derivas del edificio aislado de 6 niveles con amortiguamiento del 30 % y periodo objetivo de 3s

Derivas en X	Derivas en Y
0,49%	0,45%

Derivas en el umbral de daño

Tabla 30 derivas en el umbral de daño del edificio aislado de 6 niveles con amortiguamiento del 30 % y periodo objetivo de 3s

Derivas en X	Derivas en Y
0,34%	0,32%

5.5.3 Edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 20% y periodo

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

objetivo de 3 s

En el diseño del edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 20% y con periodo objetivo de 3 s se escogieron columnas 900 mm por 900 mm y vigas de 400 mm por 700 mm.

Tabla 31 edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo de 3 s

Parámetros para espectro de derivas y fuerzas de diseño		Parámetro para derivas en el umbral de daño	
Periodo objetivo (s)	3 s	Periodo objetivo (s)	3 s
Sa (g)	0,157	Sd (g)	0,157
Sa (g)/Bd	0,102	Sa (g)/Bd	0,0621
Amortiguamiento	20 %	Amortiguamiento	20%
RI	2	RI	2
DD (m)	0,229	DD	0,139
KEFF (kN/m)	38155	KEFF (kN/m)	38155
KMIN (kN/m)	36305	KMIN (kN/m)	36305
KMAX (kN/m)	49549	KMAX (kN/m)	49549
VS-EEF (kN)	11344	VS-EFF (KN)	6870

5.5.3.1 Derivas

Derivas

Tabla 32 derivas edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo de 3 s

Derivas en X	Derivas en Y
0,41%	0,38%

Derivas en el umbral de daño

Tabla 33 derivas del umbral de daño edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo de 3 s

Derivas en X	Derivas en Y
0,26%	0,24%

5.5.4 Edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 30% y periodo

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

objetivo de 3,5 s

En el diseño del edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 30% y con periodo objetivo de 3,5 s se escogieron columnas 750 mm por 750 mm y vigas de 350 mm por 650 mm.

Tabla 34 edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo de 3,5 s

Parámetros para espectro de derivas y fuerzas de diseño		Parámetro para derivas en el umbral de daño	
Periodo Objetivo (s)	3,5 s	Periodo objetivo (s)	3,5 s
Sa (g)	0,1328	Sd (g)	0,082
Sa (g)/Bd	0,0732	Sa (g)/Bd	0,045
Amortiguamiento	30 %	Amortiguamiento	30%
RI	2	RI	2
DD (m)	0,222	DD	0,101
KEFF (kN/m)	26098	KEFF (kN/m)	26098
KMIN (kN/m)	24192	KMIN (kN/m)	24192
KMAX (kN/m)	33927	KMAX (kN/m)	33927
VS-EEF (kN)	7549	VS-EFF (KN)	3424

5.5.4.1 Derivas

Derivas

Tabla 35 derivas del edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo de 3,5 s

Derivas en X	Derivas en Y
0,468%	0,4362%

Derivas en el umbral de daño

Tabla 36 derivas del edificio de 10 niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo de 3,5 s

Derivas en X	Derivas en Y
0,266%	0,244%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Los edificios de seis niveles que se evaluaron cumple con los requerimientos del FEMA y de la NSR-10, respectan los límites de derivas planteados por el FEMA y las derivas en el umbral de daño.

Igualmente, los edificios de diez niveles cumplen a cabalidad las exigencias del FEMA y de la NSR-10, las derivas del umbral de daño están cerca del 0.25 % y las derivas están en un orden de 0.4 %.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

6 DISEÑO Y DESPIECE DE LOS ELEMENTOS

El diseño de las vigas fue realizado con la ayuda del software DCCAD-2010 bajo la licencia de F'C Control y Diseño S.A.S. Por otro lado, el diseño de las columnas se realizó mediante un software programado por el autor mediante el método de la envolvente de falla, el cual comprueba la regla de columna fuerte viga débil, calcula el cortante plástico de las columnas, la cuantía volumétrica y la cuantía.

La NSR-10 plantea que la cuantía de las columnas debe de ser mayor al 1% de su área bruta y que esta no debe de ser mayor al 4%. Durante el proceso de diseño se supuso una cuantía del 1%, con la cual se cumplían las demandas a flexo-compresión de las columnas en todos los casos y se hallaba el cortante plástico, pero en los hospitales aislados de 6 niveles se tuvo que aumentar la cuantía de las columnas debido a que no se cumplía el parámetro viga débil columna fuerte.

En el diseño de los elementos se tuvo en cuenta capacidad de disipación de energía alta (DES) para el edificio de Armenia y para los aisladores sísmicos se tuvo en cuenta el R_I de un edificio DES, pero con detallamiento DMO y DMI.

el R_I consiste en el factor de reducción de las estructuras aisladas, este factor se halla con los parámetros del FEMA. Se resalta que dicho factor no puede ser mayor que dos porque se espera que los edificios aislados se comporten, mayoritariamente, en el rango elástico.

7 DISEÑO DE LOS AISLADORES SÍSMICOS (LRB)

El diseño de los aisladores se detalla por medio de los parámetros de la literatura y en el diseño de los dos hospitales, se definió un aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB). En la práctica, la mayoría de los aisladores son modelados por medio de tres parámetros: la rigidez elástica es difícil de medir y es usualmente tomada con una proporción empírica de la rigidez de post fluencia que es estimada a la vez con el módulo de corte del núcleo de plomo. La fuerza de fluencia Q_d que es hallada con el esfuerzo de fluencia del plomo (10.3 MPa aproximadamente) y el área del núcleo de plomo. (Naeim & Kelly, 1999)

7.1 RIGIDEZ EFECTIVA (KEFF)

La rigidez efectiva corresponde a la rigidez equivalente entre la rigidez de fluencia del aislador y la rigidez de post-fluencia, según un modelo bilineal en un aislador (LRB). (Gordon & Ryan, 2012).

$$K_{eff} = \frac{2\pi^2 W}{T_D^2 g}$$

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q_d}{D_D}$$

7.2 DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO

El desplazamiento de diseño tiene en cuenta el amortiguamiento de los aisladores, las sollicitaciones sísmicas del lugar de estudio y el periodo objetivo de la edificación. Tal como se mencionó en el Título 1.3.2.2.

7.3 FUERZA DE FLUENCIA DEL NÚCLEO DE PLOMO

La fuerza de fluencia del núcleo se debe encontrar teniendo en cuenta la rigidez efectiva, el amortiguamiento objetivo y el desplazamiento objetivo del aislador. La literatura indica que se halla mediante la siguiente expresión:

$$Q_D = \frac{\pi}{2} K_{eff} \beta D_D$$

7.3.1 Diseño del núcleo de plomo

Luego de encontrar la fuerza de fluencia que necesita el aislador, se encuentra el área que debe tener el núcleo de plomo para cumplir los requerimientos de fuerza, desplazamiento y amortiguamiento.

$$A_L = \frac{Q_D}{\text{Esfuerzo de fluencia del plomo}}$$

7.4 RIGIDEZ DE POST-FLUENCIA

La rigidez de post-fluencia puede ser encontrada mediante la expresión planteada en el Título 7.1 que tiene en cuenta la fuerza de fluencia del núcleo de plomo, el desplazamiento de diseño y la rigidez efectiva.

7.5 DISEÑO DE ÁREA Y DIMENSIONES DE LA CAPA DE CAUCHO

El diseño de los aisladores sísmicos es ampliamente documentado en la literatura, por lo cual no hay necesidad de entrar en detalle sobre el diseño de la geometría y las capas de caucho de los aisladores sísmicos elastoméricos

En la práctica, los diámetros del núcleo de plomo o de los anillos de caucho y de los anillos de acero vienen estandarizados. Entonces, estas expresiones sirven para la etapa de diseño, pero después se debe ajustar con las dimensiones y características ofrecidas por los fabricantes y luego, realimentar el modelo.

7.6 RESULTADO DEL DISEÑO DE LOS AISLADORES

7.6.1 Edificio de 6 niveles

Tabla 37 Aisladores hospital de seis niveles

Hospital aislado de 6 niveles amortiguamiento 30%, T = 3 s y DD =193 mm						
Ubicación	Carga Axial promedio (kN)	Rigidez efectiva (kN/mm)	Rigidez efectiva final del aislador (kN/mm)	Rigidez Post – Fluencia (kN/mm)	Rigidez elástica (kN/mm)	Fuerza de fluencia del aislador (plomo + caucho) (kN)
Esquina (I1)	1098	0,491	0,491	0,2085	2,085	58,64
Lateral (I2)	1882	0,842	0,933	0,4629	4,629	86,85
Central (I3)	3676	1,490	1,476	0,6377	6,377	179,59

7.6.2 Edificio de 10 niveles

Tabla 38 Aisladores de hospital de diez niveles

Hospital aislado de 10 niveles amortiguamiento 30%, T = 3,5 s y DD =222 mm						
Ubicación	Carga Axial promedio (kN)	Rigidez efectiva (kN/mm)	Rigidez efectiva final del aislador (kN/mm)	Rigidez Post – Fluencia (kN/mm)	Rigidez elástica (kN/mm)	Fuerza de fluencia del aislador (plomo + caucho) (kN)
Esquina (I1)	2075	0,682	0,767	0,353	3,537	101,02
Lateral (I2)	3306	1,087	1,201	0,467	4,678	166,99
Central (I3)	5370	1,765	1,950	0,835	8,357	264,80

La Tabla 37 y la Tabla 38 muestra solamente el diseño de los aisladores sísmicos de los edificios que se escogieron para el análisis no lineal tal como lo indica el Título 9. El diseño de los aisladores es uno de los parámetros más importante a la hora de modelar el edificio en un análisis no lineal y en el análisis lineal. Estos parámetros se configuran en Etabs® y Stera3D para los respectivos análisis.

El diseño de los aisladores basales LRB se realizó con la ayuda de un programa hecho por el director del trabajo de grado, Juan Andrés Oviedo Amézquita, para la empresa F'c S.A.S

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

7.7 Resultado de los aisladores sísmicos basales

Para las estructuras de 10 y 6 niveles aisladas se consideraron 3 tipos de aisladores sísmicos basales, porque gracias a la simetría de la edificación, se podía clasificar los apoyos en 3; aquellos que recibían cargas de columnas centrales, los de columnas laterales y las esquineras.

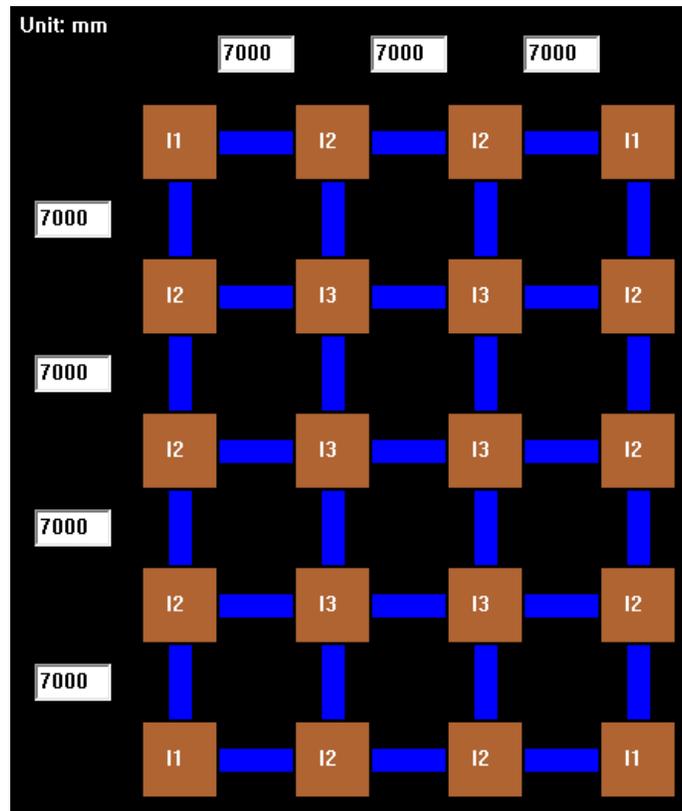


Figura 12 Planta de los edificios de 6 y 10 niveles aislados sísmicamente en Stera 3D

La Figura 12 muestra que el aislador tipo I1 pertenece a las columnas esquineras, el tipo I2 pertenece a las columnas laterales y, por último, el I3 a las columnas centrales. La distribución de los aisladores es como se indica en la imagen tanto para el edificio de seis niveles como para el edificio de diez niveles.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Los cálculos de las cantidades de concreto se realizaron de manera analítica y sin contar los desperdicios siempre presentes en las obras de construcción. Las cantidades de acero para las vigas es dado por el software DCCAD, sin embargo, sus cantidades fueron comprobadas de manera analítica. Las cantidades de acero en columnas fueron halladas de manera analítica.

8.1 CANTIDADES DE ACERO Y CONCRETO – HOSPITAL DE 6 PISOS

Las cantidades concreto se separaron según las demandas de material que requiere las vigas y las columnas, en este estudio no se tuvieron en cuenta las cantidades de concreto que demandan los nervios y la losa, debido a que estos no hacen parte del sistema principal de resistencia sísmica y porque las cantidades son iguales para los edificios empotrados y aislados.

Tabla 39 Edificio empotrado de 6 pisos

Hospital de 6 pisos empotrado DES	
Cantidad de acero	
Vigas	
Refuerzo superior (kg)	20783
Refuerzo inferior (kg)	12586
Refuerzo transversal (kg)	13840
Columnas	
Refuerzo Longitudinal (kg)	34581
Refuerzo transversal (kg)	29407
Total (kg)	111197
Concreto	
Vigas (m ³)	318
Columnas (m ³)	340
Total (m³)	658

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 40 Edificio de seis niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo 3 s DET. DMO

Hospital aislado de 6 piso periodo objetivo de 3 s y amort 30% DMO	
Cantidad de acero	
Vigas	
Refuerzo superior (kg)	18026
Refuerzo inferior (kg)	11491
Refuerzo transversal (kg)	10309
Columnas	
Refuerzo Longitudinal (kg)	21884
Refuerzo transversal (kg)	12459
Total (kg)	74169
Cantidades de concreto	
Vigas (m ³)	250
Columnas (m ³)	151
Total (m³)	401

Tabla 41 Edificio de seis niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo 3 s DET. DMI

Hospital aislado de 6 piso periodo objetivo de 3 s y amort 30% DMI	
Cantidad de acero	
Vigas	
Refuerzo superior (kg)	18026
Refuerzo inferior (kg)	11491
Refuerzo transversal (kg)	7196
Columnas	
Refuerzo Longitudinal (kg)	21884
Refuerzo transversal (kg)	6490
Total (kg)	65087
Vigas (m ³)	250
Columnas (m ³)	151
Total (m³)	401

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 42 Edificio de seis niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo 2.5 s DET. DMO

Hospital aislado de 6 piso periodo objetivo de 2.5 s y amort 20% DMO	
Cantidad de acero	
Vigas	
Refuerzo superior (kg)	21131
Refuerzo inferior (kg)	13873
Refuerzo transversal (kg)	13145
Columnas	
Refuerzo Longitudinal (kg)	21884
Refuerzo transversal (kg)	13949
Total (kg)	83982
Vigas (m ³)	289
Columnas (m ³)	177
Total (m³)	467

Tabla 43 Edificio de seis niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo 2.5 s DET. DMI

Hospital aislado de 6 piso periodo objetivo de 2.5 s y amort 20% DMI	
Cantidad de acero	
Vigas	
Refuerzo superior (kg)	21131
Refuerzo inferior (kg)	13873
Refuerzo transversal (kg)	13145
Columnas	
Refuerzo Longitudinal (kg)	21884
Refuerzo transversal (kg)	7196
Total (kg)	77229
Vigas (m ³)	289
Columnas (m ³)	177
Total (m³)	467

En el proceso de diseño del hospital asilado se consideró una tolerancia en el desplazamiento de los aisladores de 0.25 m. El diseño de las estructuras con sistemas de control pasivo arrojó que la tolerancia en el desplazamiento de la edificación cumple

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

con el modelo teórico. Sin embargo, el análisis no lineal se hará sólo en uno de los dos tipos de estructuras aisladas.

La estructura de seis niveles con amortiguamiento efectivo del 20% y con un periodo objetivo de 2,5 s demanda más materiales de construcción que el edificio de seis niveles con amortiguamiento efectivo de 30% y periodo objetivo de 3s. Además, en el primero se estaría subutilizando los aisladores debido a que su amortiguamiento es “moderado” con respecto a lo que realmente se puede lograr en el sistema de control pasivo que se utiliza.

8.1.1 Comparación de cantidades

Tabla 44 comparación de cantidades de obra

Tipo	Cantidades de concreto (m ³)	Cantidades de acero (kg)	Ahorro acero (%)	Ahorro concreto (%)
Hospital empotrado	658	111197	-	-
Hospital aislado DMO amortiguamiento 30% y T=3.0 s	401	74168	33%	39%
Hospital Aislado DMI amortiguamiento 30% y T=3.0 s	401	65087	41%	39%
Hospital aislado DMO amortiguamiento 20% y T=2.5 s	467	83982	24%	29%
Hospital aislado DMI amortiguamiento 20% y T=2.5 s	467	77229	31%	29%

La Tabla 44 muestra que hay una reducción importante en las cantidades de materiales. Los edificios escogidos para el análisis no lineal (hospitales con aisladores con amortiguamiento igual al 30%) tienen una reducción de acero de más del 30%, por otro lado, el concreto tiene una reducción de cerca del 40%.

8.2 CANTIDADES DE ACERO Y CONCRETO – HOSPITAL DE 10 PISOS

En el edificio de 10 niveles se calcularon las cantidades de concreto y acero para el sistema principal de resistencia sísmico. Este análisis no tiene en cuenta las cantidades de nervios y losa debido a que las cantidades son las mismas.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 45 Edificio empotrado de 10 pisos

Hospital de 10 pisos empotrado DES	
Cantidad de acero	
Vigas	
Refuerzo superior (kg)	41936
Refuerzo inferior (kg)	31574
Refuerzo transversal (kg)	35292
Columnas	
Refuerzo Longitudinal (kg)	109591
Refuerzo transversal (kg)	119598
Total (kg)	337991
Concreto	
Vigas (m ³)	754
Columnas (m ³)	1093
Total (m³)	1848

Tabla 46 Edificio de diez niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo 3 s DET. DMO

Hospital aislado de 10 piso periodo objetivo de 3 s y amort. 20% DMO	
Cantidad de acero	
Vigas	
Refuerzo superior (kg)	37506
Refuerzo inferior (kg)	25758
Refuerzo transversal (kg)	20834
Columnas	
Refuerzo Longitudinal (kg)	54796
Refuerzo transversal (kg)	33601
Total (kg)	172494
Concreto	
Vigas (m ³)	624
Columnas (m ³)	567
Total (m³)	1191

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 47 Edificio de diez niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo 3 s DET. DMI

Hospital aislado de 10 piso periodo objetivo de 3 s y amort 20% DMI	
Cantidad de acero	
Vigas	
Refuerzo superior (kg)	37695
Refuerzo inferior (kg)	25758
Refuerzo transversal (kg)	14690
Columnas	
Refuerzo Longitudinal (kg)	54796
Refuerzo transversal (kg)	13430
Total (kg)	146368
Concreto	
Vigas (m ³)	624
Columnas (m ³)	567
Total (m³)	1191

Tabla 48 Edificio de diez niveles con amortiguamiento del 20% y periodo objetivo 3.5 s DET. DMO

Hospital aislado de 10 piso periodo objetivo de 3.5 s y amort 30% DMO	
Cantidad de acero	
Vigas	
Refuerzo superior (kg)	31605
Refuerzo inferior (kg)	20387
Refuerzo transversal (kg)	17686
Columnas	
Refuerzo Longitudinal (kg)	41097
Refuerzo transversal (kg)	26085
Total (kg)	136859
Vigas (m ³)	485
Columnas (m ³)	394
Total (m³)	879

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 49 Edificio de diez niveles con amortiguamiento del 30% y periodo objetivo 3.5 s DET. DMI

Hospital aislado de 10 piso periodo objetivo de 3.5 s y amort 30% DMI	
Cantidad de acero	
Vigas	
Refuerzo superior (kg)	31586
Refuerzo inferior (kg)	20387
Refuerzo transversal (kg)	12580
Columnas	
Refuerzo Longitudinal (kg)	41097
Refuerzo transversal (kg)	12298
Total (kg)	117947
Vigas (m ³)	485
Columnas (m ³)	394
Total (m³)	879

En el proceso de diseño del hospital aislado se consideró una tolerancia en el desplazamiento de los aisladores de 0.25 m. El diseño de las estructuras con sistemas de control pasivo arrojó que la tolerancia en el desplazamiento de la edificación cumple con el modelo teórico. Sin embargo, el análisis no lineal se hará sólo en uno de los dos tipos de estructuras aisladas.

La estructura de diez niveles con amortiguamiento efectivo del 20% y con un periodo objetivo de 3 s demanda más materiales de construcción que el edificio de diez niveles con amortiguamiento efectivo de 30% y periodo objetivo de 3.5 s. Además, en el primero se estaría subutilizando los aisladores debido a que su amortiguamiento es "moderado" con respecto a lo que realmente se puede lograr en el sistema de control pasivo

8.2.1 Comparación de cantidades

Tabla 50 comparación de materiales hospitales de 10 pisos

Tipo	Total Concreto (m ³)	Cantidades de acero (kg)	Ahorro acero (%)	Ahorro concreto (%)
Hospital empotrado	1849	337991		
Hospital aislado DMO amortiguamiento 30% y T=3.5 s	877,5	130785	61%	53%
Hospital Aislado DMI amortiguamiento 30% y T=3.5 s	877,5	115084	66%	53%
Hospital aislado DMO amortiguamiento 20% y T=3.0 s	1191	172494	49%	36%
Hospital aislado DMI amortiguamiento 20% y T=3.0 s	1191	146368	57%	36%

La Tabla 50 muestra que hay un ahorro de más del 60% en acero para los edificios aislados con detallamiento DMO y DMI y la reducción de concreto es mayor al 50%. El costo del concreto de las vigas y columnas se separará debido a que el $f'c$ de ambos concretos es diferente.

8.3 COSTO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Con el propósito de conocer el costo de los materiales cuantificados se preguntó a una empresa constructora, líder en el sector inmobiliario de Medellín, acerca de los precios del concreto de 21 MPa, concreto de 28 MPa y el acero.

Tabla 51 Costo de materiales

Material	Precio (IVA incluido)
Concreto de 21 MPa (m ³)	\$ 330,000.00
Concreto de 28 MPa (m ³)	\$ 360,000.00
Acero (kg)	\$ 2,088.00

8.3.1 Hospitales de 6 niveles

Tabla 52 Comparación costos de materiales hospitales de 6 pisos

Tipo	Total	Reducción (%)	Reducción (\$)
Hospital empotrado	\$ 459,519,336.00		
Hospital aislado DMO amortiguamiento 30% y T=3.0 s	\$ 291,722,784.00	37%	\$ 167,796,552.00
Hospital Aislado DMI amortiguamiento 30% y T=3.0 s	\$ 272,761,656.00	41%	\$ 186,757,680.00
Hospital aislado DMO amortiguamiento 20% y T=2.5 s	\$ 334,444,416.00	27%	\$ 125,074,920.00
Hospital aislado DMI amortiguamiento 20% y T=2.5 s	\$ 320,344,152.00	30%	\$ 139,175,184.00

La Tabla 52 expone la reducción en dinero que provoca la disminución de las secciones de los elementos del hospital de 6 pisos que posee aisladores sísmicos elastoméricos. Cabe resaltar que estos precios corresponden a la cantidad idealizada de material, es decir no se tienen en cuenta desperdicios.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

8.3.2 Hospitales de 10 niveles

Tabla 53 Comparación costos de materiales hospitales de 10 pisos

Tipo	Total	Reducción (%)	Reducción (\$)
Hospital empotrado	\$ 1,348,715,208.00		
Hospital aislado DMO amortiguamiento 30% y T=3.5 s	\$ 574,459,080.00	57%	\$ 774,256,128.00
Hospital Aislado DMI amortiguamiento 30% y T=3.5 s	\$ 541,675,392.00	60%	\$ 807,039,816.00
Hospital aislado DMO amortiguamiento 20% y T=3.0 s	\$ 770,207,472.00	43%	\$ 578,507,736.00
Hospital aislado DMI amortiguamiento 20% y T=3.0 s	\$ 715,656,384.00	47%	\$ 633,058,824.00

8.3.3 Costo de los aisladores sísmicos (LRB)

Los aisladores sísmicos elastoméricos no son producidos en el país, por ende, deben de ser importados lo que aumenta su costo en más o menos 21%. Actualmente el USD se cotiza en unos \$ 2 900 COP. El costo de los aisladores sísmicos elastoméricos es, en promedio, de \$ 5 000 USD por cada aislador. Por lo tanto, el costo adicional que tendría cada una de las edificaciones aisladas sería de \$ 121 000 USD o \$ 350'000.000 COP, bajo las condiciones de ambas edificaciones.

9 ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA

Los análisis no lineales no se realizaron para los 8 edificios aislados que se tenían en un principio (los que se muestran en la Tabla 52 y Tabla 53). Se escogen los dos que se comportaron mejor en términos de ahorro de material y, además, se escoge aquellos que utilizan al máximo el amortiguamiento posible en el sistema LRB. Es decir, se toma el edificio de 6 niveles con amortiguamiento del 30% y el edificio de diez niveles con amortiguamiento del 30%.

El análisis no lineal se realizó mediante el software STERA3D bajo licencia estudiantil. Para el análisis no lineal se modelaron cada una de las vigas y columnas que compone el edificio, es decir, se puso el refuerzo transversal, el refuerzo superior, el refuerzo inferior y geometría de la sección de cada viga y columna.

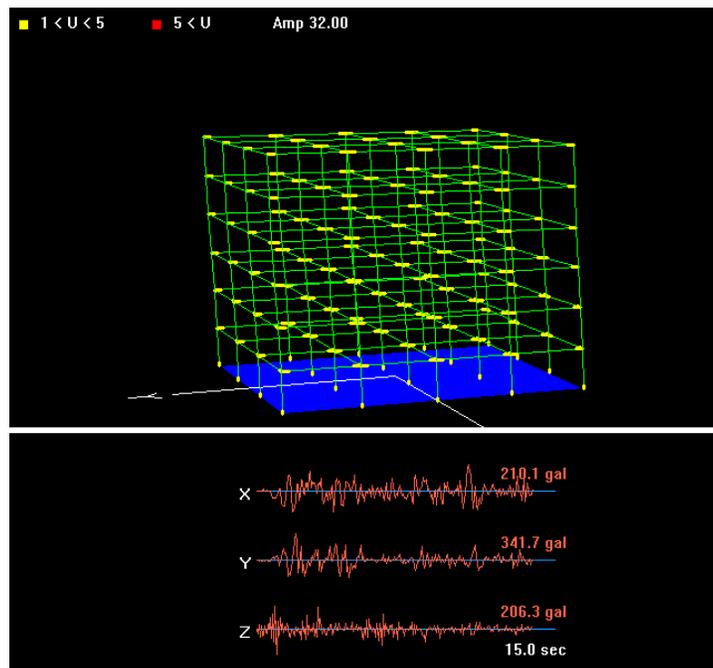


Figura 13 Edificio de seis niveles empotrado bajo el sismo de “El Centro”

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

9.1 Escalamiento de acelerogramas

Para el análisis no lineal se escaló los acelerogramas de tal manera que el espectro de respuesta del sismo coincidiera con el espectro elástico de diseño de la NSR10 en un valor no inferior al 80%, además se ajustaron de tal manera que el promedio de los espectros de respuesta de los diferentes sismos fuera mayor o igual al de la norma en un intervalo más amplio, como lo indica la NSR-10. En la evaluación del daño estructural de las edificaciones aisladas y empotradas se utilizó tres acelerogramas correspondientes al sismo de Armenia (Ar), de Northridge (N) y del Imperial Valley (IV) escalados de esta manera.

Cada uno de los tres acelerogramas fue recortado cuando llegaba al 95% de su energía total liberada para que el análisis no lineal fuera más ágil.

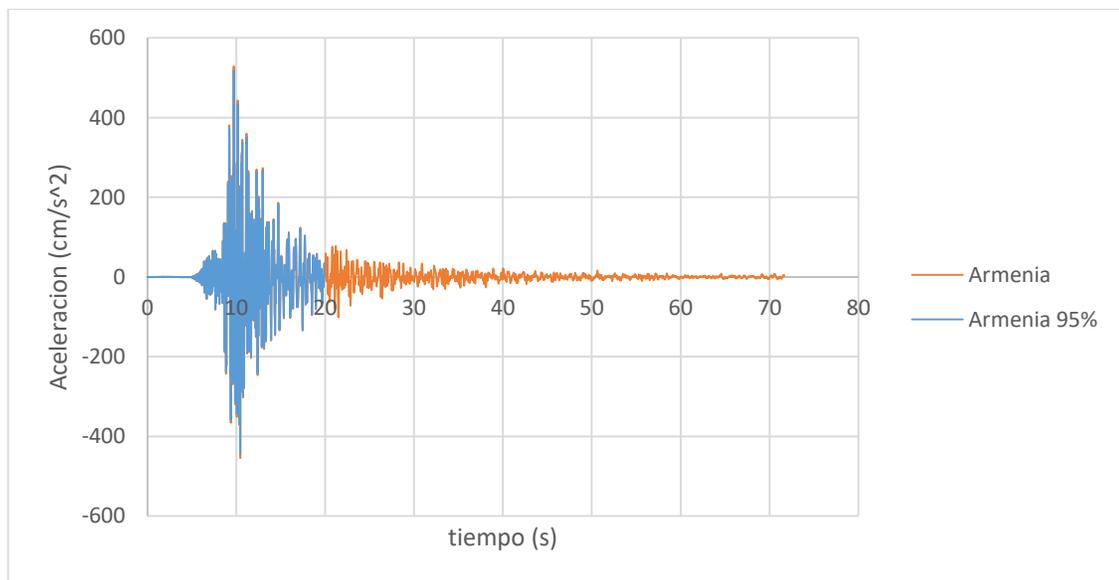


Figura 14 Acelerograma de Armenia

Además de los acelerogramas mencionados anteriormente, se analizó la estructura en una sola dirección con un acelerograma, correspondiente a una de las réplicas que hubo en el sismo de Armenia, escalado mediante series de Fourier al espectro de la NSR10. Este análisis se hizo tanto en la dirección X (DX) como en la dirección Y (DY) para cada uno de los edificios.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

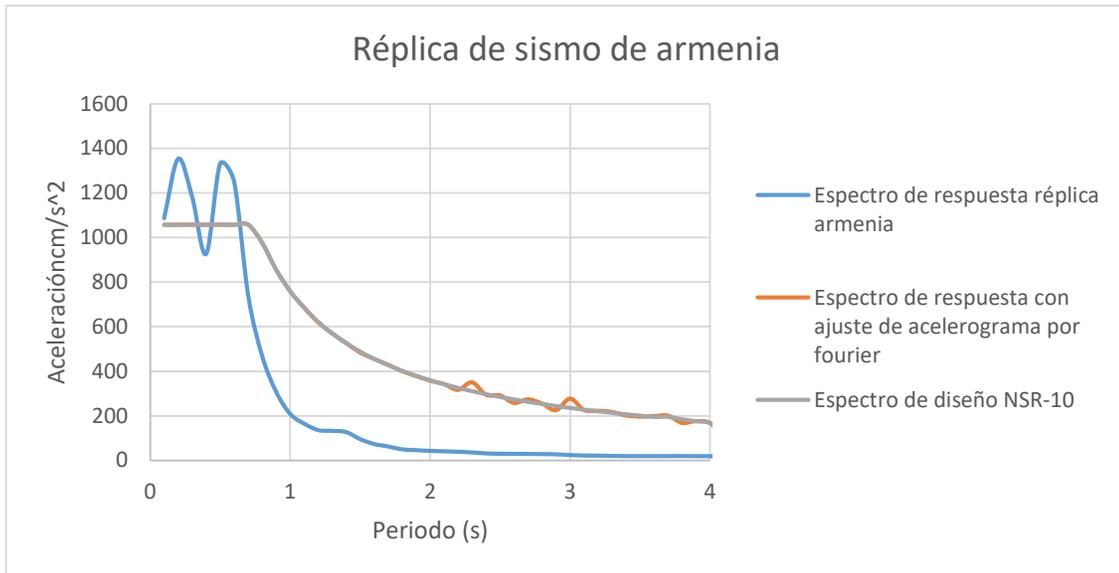


Figura 15 escalamiento del acelerograma por series de Fourier para la coincidencia de espectros de respuesta.

9.2 EVALUACIÓN DEL DAÑO CON EL ÍNDICE DE PARK, ANG Y WEN

El daño estructural se halló mediante el índice de daño enunciado en el 1.3.2.3. El índice de Park, Ang y Wen tiene en cuenta los daños por deformación excesiva y por cargas cíclicas. Para el cálculo del índice se utilizaron los siguientes parámetros.

9.2.1 FACTOR β

El parámetro β es importante porque es el que representa el efecto de las cargas cíclicas en los miembros estructurales. El factor puede ser hallado por medio de dos ecuaciones que propusieron Park, Ang y Wen en su tesis de doctorado. En nuestro análisis se utilizó la segunda ecuación enunciada debido a que era la que se ajustaba más a los valores típicos enunciados en la literatura ente 0.1 y 0.2. (Valles, Reinhorn, & Kunnath, 1996). Este factor tiene en cuenta la cuantía de detallamiento de las vigas.

$$\beta = (-0.165 + 0.0315 \frac{l}{d} + 0.131 p_t) \cdot 0.84^{pw}$$

9.2.2 Deformación última

Encontrar exactamente la deformación última de una viga o columna puede ser complejo, si se omite la falla por cortante y se tienen vigas y columnas muy esbeltas, la deformación última puede hallarse mediante la curva esfuerzo deformación. También puede ser práctico y suficientemente correcto utilizar la siguiente expresión.

$$\delta_u = \mu_u \delta_y$$

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

En donde

μ_u : factor de ductilidad

δ_y : deformación de fluencia (Park, Ang, & WEN, 1984)

9.2.3 Índices globales de daño

Los índices de daños globales se hallan por medio de un promedio ponderado que tiene en cuenta la energía disipada, siguiendo la expresión propuesta por el software Idarc 2D

$$DI_{story} = \sum (\lambda_i)(DI_i) \text{ component}; (\lambda_i) \text{ component} = \frac{E_i}{\sum E_i}$$

$$DI_{overall} = \sum (\lambda_i)(DI_i) \text{ Story}; (\lambda_i) \text{ story} = \frac{E_i}{\sum E_i}$$

Los elementos con daños severos no pueden ser sometidos a reparaciones, tienen que ser sometidos a demolición y reconstrucción. Los elementos que tenga un índice de daño menor 0.5, es decir daño moderado, pueden ser sometidos a reparación. (Wen, H-S, & Y, 1998)

9.2.4 Daño de elementos estructurales

Edificio de seis niveles - vigas

Tabla 54 índice de daños edificios de seis niveles - vigas

Edificio	Daño vigas (Cantidad)						Porcentaje de daños (%)				
	Escala	Escaso	Menor	Moderado	Severo	Colapso	Escaso	Menor	Moderado	Severo	Colapso
Empotrado	Armenia	0	16	153	17	0	0%	9%	82%	9%	0%
	Northridge	61	111	14	0	0	33%	60%	8%	0%	0%
	Imperial Valley	0	35	59	92	0	0%	19%	32%	49%	0%
	Réplica DX	96	0	0	84	6	52%	0%	0%	45%	3%
	Réplica DY	90	0	0	96	0	48%	0%	0%	52%	0%
Aislado DMO	Armenia	167	19	0	0	0	90%	10%	0%	0%	0%
	Northridge	126	60	0	0	0	68%	32%	0%	0%	0%
	Imperial Valley	72	46	27	41	0	39%	25%	15%	22%	0%
	Réplica DX	129	25	32	0	0	69%	13%	17%	0%	0%
	Réplica DY	126	30	30	0	0	68%	16%	16%	0%	0%
Aislado DMI	Armenia	28	47	109	2	0	15%	25%	59%	1%	0%
	Northridge	43	39	71	33	0	23%	21%	38%	18%	0%
	Imperial Valley	31	26	19	95	15	17%	14%	10%	51%	8%
	Réplica DX	111	12	15	48	0	60%	6%	8%	24%	0%
	Réplica DY	110	12	32	32	0	59%	6%	17%	17%	0%

Los índices de daño de la Tabla 54 muestra que el edificio empotrado sufre en su mayoría algún tipo de daño estructural que iría desde daño menor a colapso, en las réplicas hay un comportamiento diferente porque el sismo sólo está en una dirección. Este resultado es lógico porque la energía del sismo es disipada por medio de daño en los elementos estructurales. En el sismo del Imperial Valley la estructura empotrada presenta daños severos en el 50% de sus vigas, lo que significa más costos de reparación, demolición y cantidad de tiempo. En el sismo de Armenia la estructura empotrada posee el 82% de sus elementos con daño

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

moderado, en el acelerograma correspondiente al sismo de Northridge el daño estructural es mayoritariamente menor. Para los acelerogramas modificados por series de Fourier cada una de las direcciones sufrió en sus direcciones correspondientes daños estructurales severos y de colapso.

La estructura aislada con detallamiento DMO, tiene un daño mayoritariamente menor para todas sus vigas en el sismo de Armenia, lo que indica costos de reparación nulos; para el sismo de Northridge pasa algo parecido casi todos los elementos tienen un daño estructural menor en las vigas. Por otro lado, para el sismo del Imperial Valley el 37% de las vigas presentaron un daño estructural severo o moderado, esto es una incursión importante en el rango inelástico, pero hay una disminución importante comparando con el edificio empotrado. Para los acelerogramas modificados por series del Fourier los daños estructurales son pocos, casi todas las vigas presentan unos daños estructurales escaso o bajo con un porcentaje apreciable con daños moderados.

La estructura aislada con detallamiento DMI presenta curvas de histéresis y deformaciones similares a las que presenta el edificio aislado con detallamiento DMO. Lo que cambia es la capacidad de los elementos de estar en el rango no lineal. Para el sismo de Armenia el 59% de los elementos tiene un daño moderado. En el sismo de Northridge hay una cantidad significativa de daños severos pero la mayoría de las vigas tiene un daño entre escaso y moderado. Por otro lado, en el sismo del Imperial Valley la mayoría de los elementos resulta con daño severo o colapso y en las réplicas de Armenia, en cada dirección, los elementos presentan en su mayoría daños estructurales severos o de colapso, en la dirección de estudio.

Edificio de seis niveles – columnas

Tabla 55 índice de daño edificios de seis niveles – columnas

Edificio	Daño Columnas (Cantidad)						Porcentaje de daños (%)				
	Escala	Escaso	Menor	Moderado	Severo	Colapso	Escaso	Menor	Moderado	Severo	Colapso
Empotrado	Armenia	100	6	14	0	0	83%	5%	12%	0%	0%
	Northridge	100	0	6	14	0	83%	0%	5%	12%	0%
	Imperial Valley	100	0	6	14	0	83%	0%	5%	12%	0%
	Réplica DX	100	0	0	16	4	83%	0%	0%	13%	3%
	Réplica DY	100	0	0	16	4	83%	0%	0%	13%	3%
Aislado DMO	Armenia	120	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
	Northridge	120	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
	Imperial Valley	120	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
	Réplica DX	120	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
	Réplica DY	120	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
Aislado DMI	Armenia	120	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
	Northridge	120	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
	Imperial Valley	100	16	4	0	0	83%	13%	3%	0%	0%
	Réplica DX	114	6	0	0	0	95%	5%	0%	0%	0%
	Réplica DY	116	4	0	0	0	97%	3%	0%	0%	0%

La Tabla 55 muestra que para el edificio empotrado y para los sismos del Imperial Valley y Northridge 14 de las 20 columnas que se encuentran en el primer nivel poseen un daño severo según el índice de Park. Además, para las réplicas las columnas del primer nivel sufren daños severos y 4 de ellas, aquellas que están en las esquinas, colapsaron según el índice de daño. En el sismo de Armenia las columnas del primer nivel sufren daños moderados y menores.

En el edificio aislado con detallamiento DMO es daño es escaso para todas las columnas en todos los sismos. El edificio aislado con detallamiento DMI tiene daños escasos para la mayoría de las columnas del primer nivel para cada uno de los sismos, con la excepción del sismo del Imperial Valley donde las columnas de las esquinas tienen daño moderado.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Edificio de diez niveles - vigas

Tabla 56 índice de daño edificios de diez niveles – vigas

Edificio	Daño vigas						Porcentaje de daños				
	Escala	Escaso	Menor	Moderado	Severo	Colapso	Escaso	Menor	Moderado	Severo	Colapso
Empotrado	Armenia	0	64	177	69	0	0%	21%	57%	22%	0%
	Northridge	131	44	66	69	0	42%	14%	21%	22%	0%
	Imperial Valley	0	0	53	257	0	0%	0%	17%	83%	0%
	Réplica DX	160	0	30	120	0	52%	0%	10%	39%	0%
	Réplica DY	150	0	32	128	0	48%	0%	10%	41%	0%
Aislado DMO	Armenia	231	78	1	0	0	75%	25%	0%	0%	0%
	Northridge	156	116	38	0	0	50%	37%	12%	0%	0%
	Imperial Valley	96	69	120	25	0	31%	22%	39%	8%	0%
	Réplica DX	192	15	78	25	0	62%	5%	25%	8%	0%
	Réplica DY	190	28	80	12	0	61%	9%	26%	4%	0%
Aislado DMI	Armenia	41	113	131	25	0	13%	36%	42%	8%	0%
	Northridge	48	69	111	82	0	15%	22%	36%	26%	0%
	Imperial Valley	35	38	57	158	22	11%	12%	18%	51%	7%
	Réplica DX	175	12	28	70	25	56%	4%	9%	23%	8%
	Réplica DY	170	12	32	84	12	55%	4%	10%	27%	4%

La Tabla 56 muestra que, para el edificio empotrado, las vigas en el sismo del Imperial Valley presentan en su mayoría daños severos, al igual que la réplica del sismo de Armenia que fueran escalados por series de Fourier. Igualmente, para los sismos de Armenia y Northridge hay una tendencia importante de daños severos y moderados. Las vigas en el edificio aislado con detallamiento DMO presentan, en los sismos de estudio, vigas con daños menores o escasos. Por otro lado, el comportamiento de las estructuras aisladas con detallamiento DMI presentan diversos elementos con colapso y una proporción importante de vigas con daños severos.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Edificio de diez niveles – columnas

Tabla 57 índice de daño edificio de diez niveles - columnas

Edificio	Daño Columnas (Cantidad)						Porcentaje de daños (%)				
	Escala	Escaso	Menor	Moderado	Severo	Colapso	Escaso	Menor	Moderado	Severo	Colapso
Empotrado	Armenia	163	29	8	0	0	82%	15%	4%	0%	0%
	Northridge	200	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
	Imperial Valley	174	4	6	16	0	87%	2%	3%	8%	0%
	Réplica DX	180	0	16	4	0	90%	0%	8%	2%	0%
	Réplica DY	180	6	12	2	0	90%	3%	6%	1%	0%
Aislado DMO	Armenia	200	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
	Northridge	200	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
	Imperial Valley	200	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
	Réplica DX	200	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
	Réplica DY	200	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
Aislado DMI	Armenia	200	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
	Northridge	200	0	0	0	0	100%	0%	0%	0%	0%
	Imperial Valley	180	16	4	0	0	90%	8%	2%	0%	0%
	Réplica DX	196	4	0	0	0	98%	2%	0%	0%	0%
	Réplica DY	196	4	0	0	0	98%	2%	0%	0%	0%

Se puede observar en la Tabla 57 que la estructura empotrada presenta daños considerables en las columnas de primer nivel para el sismo de Armenia y también para las réplicas, pero en menor proporción. Los otros sismos causaron daños más leves en la estructura. El edificio aislado presenta todas sus columnas con daños escasos en todos los sismos de análisis, igualmente el edificio aislado con detallamiento DMI obtiene un daño escaso o menor en el 98% o más de sus columnas para cada uno de los sismos de análisis

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

9.2.5 Índice de daño por nivel

Edificio de 6 niveles

Tabla 58 índice de daño por nivel edificio de 6 niveles

Piso	Empotrado					Aislado 6 DMO					Aislado 6 DMI				
	Ar	IV	N	DX	DY	Ar	IV	N	DX	DY	Ar	IV	N	DX	DY
Piso 1	0,22	0,53	0,48	0,75	0,76	0,05	0,39	0,12	0,21	0,18	0,13	0,67	0,31	0,42	0,31
Piso 2	0,29	0,46	0,26	0,77	0,74	0,09	0,48	0,22	0,34	0,30	0,26	0,88	0,54	0,69	0,53
Piso 3	0,33	0,42	0,24	0,72	0,70	0,12	0,45	0,23	0,32	0,29	0,32	0,76	0,54	0,62	0,57
Piso 4	0,33	0,33	0,20	0,58	0,63	0,14	0,31	0,17	0,22	0,19	0,29	0,51	0,39	0,37	0,33
Piso 5	0,33	0,26	0,18	0,49	0,53	0,11	0,13	0,10	0,08	0,07	0,20	0,19	0,19	0,16	0,12
Piso 6	0,30	0,20	0,14	0,43	0,44	0,06	0,06	0,05	0,04	0,03	0,10	0,09	0,09	0,07	0,05

La Tabla 58 muestra que el edificio aislado DMO presenta un mejor comportamiento en cuanto a daños que el edificio empotrado para cada uno de los sismos en estudio. Se aprecia una reducción en los índices de daños de las vigas de la estructura aislada con detallamiento DMO en cada uno de los niveles. Los elementos estructurales del edificio empotrado en el sismo de Armenia presentaron un daño moderado en casi todos sus niveles, en el sismo del Imperial Valley se presentó varios niveles con índices de daño moderado rozando el índice severo y un nivel con índice de daño severo, en el sismo de Northridge se presentó pocos daños en la edificación y en las réplicas hay daños severos en casi todos los pisos. Por otro lado, el edificio aislado DMO, en el sismo de Armenia, Northridge y las réplicas, tuvo daños mayoritariamente menores y unos cuantos moderados. El edificio aislado con detallamiento DMI no muestra una tendencia clara hay niveles con menor índice de daño y otros con mayor daño comparándolo con el empotrado.

Edificio de 10 niveles

Tabla 59 índice de daño por nivel edificio de 10 niveles

Piso	Empotrado					Aislado 10 DMO					Aislado 10 DMI				
	Ar	IV	N	DX	DY	Ar	IV	N	DX	DY	Ar	IV	N	DX	DY
Piso 1	0,21	0,60	0,14	0,45	0,40	0,06	0,20	0,08	0,26	0,16	0,10	0,33	0,14	0,28	0,27
Piso 2	0,32	0,67	0,29	0,59	0,56	0,08	0,31	0,16	0,43	0,33	0,15	0,56	0,31	0,57	0,64
Piso 3	0,30	0,69	0,38	0,65	0,60	0,08	0,35	0,20	0,39	0,41	0,14	0,62	0,37	0,70	0,77
Piso 4	0,28	0,73	0,45	0,66	0,62	0,10	0,45	0,25	0,56	0,42	0,19	0,86	0,47	1,11	0,79
Piso 5	0,29	0,72	0,48	0,65	0,64	0,14	0,46	0,29	0,54	0,50	0,28	0,88	0,56	1,04	0,98
Piso 6	0,37	0,71	0,49	0,63	0,65	0,18	0,41	0,29	0,47	0,42	0,35	0,78	0,56	0,90	0,82
Piso 7	0,49	0,66	0,46	0,63	0,61	0,17	0,29	0,24	0,31	0,29	0,34	0,57	0,46	0,60	0,56
Piso 8	0,54	0,57	0,44	0,56	0,53	0,17	0,22	0,21	0,23	0,14	0,35	0,43	0,41	0,46	0,28
Piso 9	0,53	0,47	0,40	0,48	0,44	0,11	0,10	0,10	0,07	0,06	0,22	0,19	0,20	0,16	0,12
Piso 10	0,51	0,41	0,38	0,42	0,37	0,07	0,05	0,06	0,04	0,03	0,14	0,11	0,12	0,09	0,06

El edificio de 10 niveles aislado con detallamiento DMO presenta mejor comportamiento que el edificio empotrado en todos los sismos. Por ejemplo, el edificio aislado DMO no presenta daños significativos en el sismo de Armenia, mientras que en el edificio empotrado hay varios niveles con daños severos, este comportamiento se repite en el sismo de Northridge. El edificio aislado con detallamiento DMI presenta daños inferiores en algunos niveles, pero superiores en otros, en conclusión, no hay una tendencia clara al comparar la estructura empotrada con la aislada con detallamiento DMI.

9.2.6 Índice global de vigas

Edificio de 6 niveles

Tabla 60 índice global de daños en vigas edificios de 6 niveles

Índice global-vigas			
	Empotrado	Aislado DMO	Aislado DMI
Armenia	0,35	0,17	0,38
I. Valley	0,40	0,47	0,83
Northridge	0,24	0,22	0,54
Réplica DX	0,67	0,32	0,65
Réplica DY	0,67	0,29	0,53

El índice global de daño para las vigas muestra daños severos para el índice global de las vigas del edificio aislado DMI. El edificio aislado con detallamiento DMO posee índices de daño menores que el edificio empotrado en el 80 % de los sismos.

Edificio de 10 niveles

Tabla 61 índice global de daños vigas edificios de 10 niveles

Índice global-vigas			
	Empotrado	Aislado DMO	Aislado DMI
Armenia	0,48	0,19	0,37
I. Valley	0,68	0,41	0,77
Northridge	0,44	0,26	0,50
Réplica DX	0,62	0,47	0,87
Réplica DY	0,60	0,42	0,80

El edificio empotrado de diez niveles presenta daños severos en el 60 % de los sismos, el edificio aislado con detallamiento DMO no presenta daños severos en ninguno de los sismos de estudio y el hospital aislado con detallamiento DMI presenta índices de daño severos en el 80% de los sismos.

9.2.7 Índice global de columnas

Edificio de 6 niveles

Tabla 62 índice global de daño para columnas edificios 6 niveles

Índice global-Columnas			
	Empotrado	Aislado DMO	Aislado DMI
Armenia	0,14	0,01	0,02
I. Valley	0,55	0,03	0,06
Northridge	0,52	0,01	0,04
Réplica DX	0,74	0,02	0,04
Réplica DY	0,74	0,02	0,03

El índice global de daños para columnas muestra una de las grandes ventajas en el momento de utilizar edificios aislados. Las columnas son en gran medida las que garantizan el no colapso de la estructura, tener colapso en una viga es grave, pero tenerlo en una columna es mucho peor. La Tabla 62 expone que el comportamiento estructural de las columnas en las estructuras aisladas es excelente, el daño global de las columnas es escaso; mientras que, para el edificio empotrado, el índice global presenta daños severos y no reparables para el 80% de los casos.

Edificio de 10 niveles

Tabla 63 índice global de daño para columnas edificios 10 niveles

Índice global-Columnas			
	Empotrado	Aislado DMO	Aislado DMI
Armenia	0,09	0,00	0,01
I. Valley	0,51	0,01	0,02
Northridge	0,04	0,01	0,01
Réplica DX	0,36	0,01	0,02
Réplica DY	0,32	0,01	0,02

Los índices globales de las columnas en los hospitales de 10 niveles muestran una tendencia parecida al de seis niveles. Sin embargo, al edificio empotrado de diez niveles tuvo daños inferiores al edificio empotrado de seis niveles. Empero, presentó daños moderados en el 40% de los sismos y daños severos en el 20 % de los sismos. Por otro lado, los edificios aislados presentaron daños globales escasos para sus columnas.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

9.2.8 Índice global de toda la estructura

Edificio de 6 niveles

Tabla 64 índice global de daño estructura de 6 niveles

Sismo	Índice Global de daño		
	Empotrado	Aislado DMO	Aislado DMI
Armenia	0,32	0,12	0,27
Imperial Valley	0,46	0,45	0,75
Northridge	0,36	0,19	0,46
DX	0,70	0,28	0,52
DY	0,69	0,25	0,42

El índice global de toda la estructura resalta el mejor desempeño de las estructural aislada con detallamiento DMO frente a la estructura empotrada y se remarca que la estructura aislada DMI y la empotrada van en un vaivén, en algunos sismos es mayor el daño en la estructura aislada con detallamiento DMI y en otros casos, el hospital empotrado tiene daños más severos.

Edificio de 10 niveles

Tabla 65 índice global de daño estructura de 10 niveles

Sismo	Índice Global de daño		
	Empotrado	Aislado DMO	Aislado DMI
Armenia	0,43	0,14	0,26
Imperial Valley	0,66	0,38	0,70
Northridge	0,41	0,23	0,44
DX	0,58	0,43	0,80
DY	0,55	0,38	0,73

El índice global de daño muestra que el mejor comportamiento lo tuvo el edificio aislado con detallamiento DMO, debido a que los cinco sismos se presentaron daños moderados. El edificio empotrado presentó mejor comportamiento que el edificio aislado con detallamiento DMI en el 80% de los sismos de estudio.

9.2.9 Cuantificación del daño

Este ítem pretende contar la cantidad de elementos dañados que tiene cada estructura, se considera un elemento con daño cuando el índice de Park, Ang y Wen es mayor a 0.2. Se cuantifica la cantidad de vigas y columnas de manera analítica y de forma separada. Posteriormente se halla el porcentaje en función de la cantidad de vigas y columnas, separadamente.

Cuando un elemento estructural tiene más de 0.5 en su índice de daño, no se puede reparar, entonces la pérdida del elemento sería del 100%. Si el índice de daño es menor a 0.2 se considera que el daño es casi inapreciable, por ende, la pérdida sería del 0%, en el intervalo se haría una interpolación. Este procedimiento se realiza con el propósito de conocer la cantidad de materiales que demandaría la reparación de los elementos estructurales.

Tabla 66 Porcentajes de elementos dañados edificio de 6 niveles

Porcentaje de elementos dañados 6 niveles									
Sismo	Empotrado			Aislado DMO			Aislado DMI		
	Viga	Col	Total	Viga	Col	Total	Viga	Col	Total
Armenia	100%	17%	206	10%	0	19	85%	0%	158
Imperial Valley	95%	17%	197	61%	0	114	83%	17%	175
Northridge	67%	17%	145	32%	0	60	77%	0%	143
DX	46%	17%	106	31%	0	57	32%	0%	60
DY	50%	17%	113	32%	0	60	30%	0%	57

Tabla 67 Porcentajes de elementos dañados edificio de 10 niveles

Porcentaje de elementos dañados - 10 niveles									
Sismo	Empotrado			Aislado DMO			Aislado DMI		
	Viga	Col	Total	Viga	Col	Total	Viga	Col	Total
Armenia	100%	19%	347	25%	0%	79	87%	0%	269
Imperial Valley	100%	13%	336	69%	0%	214	89%	10%	295
Northridge	58%	0%	179	50%	0%	154	85%	0%	262
DX	48%	10%	170	38%	0%	118	44%	2%	139
DY	52%	10%	180	39%	0%	120	45%	2%	144

La Tabla 67 y Tabla 66 muestra el porcentaje de daños de las columnas y vigas y la cantidad de elementos dañados. Estas tablas son en esencia un resumen de las anteriores.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

9.2.10 Cuantificación de costos

La cuantificación de los materiales que demanda las estructuras, se halla mediante el % de pérdidas que se describió en el Título 9.2.9, se multiplica el porcentaje de pérdida de las vigas por el costo total de las vigas y se realiza el mismo procedimiento para las columnas respectivamente. A continuación, se muestra los costos de reparación.

Tabla 68 cuantificación de costo

	Estructura	Costo total	Reparación
Armenia	6 aislada DMO	\$ 291,722,784.00	\$ 1,223,117.98
	6 aislada DMI	\$ 272,761,656.00	\$ 65,894,830.08
	6 empotrada	\$ 459,519,336.00	\$ 103,299,462.99
	10 aislada DMO	\$ 587,516,329.97	\$ 9,961,380.74
	10 aislada DMI	\$ 542,048,985.75	\$ 115,968,869.65
	10 empotrada	\$ 1,348,715,208.00	\$ 365,366,773.93
Imperial Valley	6 aislada DMO	\$ 291,722,784.00	\$ 56,136,527.43
	6 aislada DMI	\$ 272,761,656.00	\$ 114,142,094.79
	6 empotrada	\$ 459,519,336.00	\$ 143,637,645.93
	10 aislada DMO	\$ 587,516,329.97	\$ 111,519,134.89
	10 aislada DMI	\$ 542,048,985.75	\$ 211,240,057.98
	10 empotrada	\$ 1,348,715,208.00	\$ 547,789,656.69
Northridge	6 aislada DMO	\$ 291,722,784.00	\$ 8,257,928.81
	6 aislada DMI	\$ 272,761,656.00	\$ 77,721,539.45
	6 empotrada	\$ 459,519,336.00	\$ 62,281,616.23
	10 aislada DMO	\$ 587,516,329.97	\$ 38,929,157.36
	10 aislada DMI	\$ 542,048,985.75	\$ 159,788,269.83
	10 empotrada	\$ 1,348,715,208.00	\$ 187,745,821.76
DX	6 aislada DMO	\$ 291,722,784.00	\$ 19,174,866.04
	6 aislada DMI	\$ 272,761,656.00	\$ 51,755,209.81
	6 empotrada	\$ 459,519,336.00	\$ 136,098,784.24
	10 aislada DMO	\$ 587,516,329.97	\$ 79,723,337.69
	10 aislada DMI	\$ 542,048,985.75	\$ 114,632,157.05
	10 empotrada	\$ 1,348,715,208.00	\$ 277,443,859.71
DY	6 aislada DMO	\$ 291,722,784.00	\$ 15,029,559.14
	6 aislada DMI	\$ 272,761,656.00	\$ 48,672,715.58

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

	6 empotrada	\$ 459,519,336.00	\$ 143,437,188.38
	10 aislada DMO	\$ 587,516,329.97	\$ 70,112,018.39
	10 aislada DMI	\$ 542,048,985.75	\$ 111,765,590.23
	10 empotrada	\$ 1,348,715,208.00	\$ 297,052,173.71

La Tabla 68 indica que las estructuras aisladas con detallamiento DMO siempre tienen costos de reparación menores a las estructuras empotradas. Por otro lado, las estructuras aisladas con detallamiento DMI presentan costos de reparación menores que las estructuras empotradas en el 80% de los sismos porque en ocasiones, los porcentajes de pérdida de las estructuras con detallamiento DMI son mayores a las estructuras empotradas.

10 LUCRO CESANTE

El lucro cesante consiste básicamente en dejar de percibir ingresos por la aparición de una situación, problema o siniestros que impiden, a un complejo industrial o a una entidad prestadora de servicios, realizar sus procesos de facturación por bienes o servicios y que conlleva a la incapacidad de producir para cumplir con sus obligaciones. Ante el evento de un siniestro o situación, las entidades pueden o no tener seguros contra daños contra incendio, daño emergente o daño por lucro cesante. En ocasiones el último es el que garantiza la continuidad de la empresa en el futuro de la organización, porque es frecuente que las pérdidas producida por lucro cesante sean mayores a los daños materiales en la organización. (Botero, 2009).

El lucro cesante que se asegura es la utilidad bruta y es el máximo valor por el cual una aseguradora va a responder. En el proceso de aseguración de una empresa, corporación o grupo industrial las cifras del lucro cesante deben ajustar con respecto a los datos reales del negocio año a año y con respecto a los cambios organizacionales en el negocio. Las aseguradoras cuantifican además los gastos fijos que tienen la compañía, sin embargo, en algunos casos limitan las pólizas, por ejemplo, en cuanto a la nómina, las compañías aseguradoras responden por el personal necesario para operar durante la detención de las actividades. Empero, estas condiciones pueden cambiar dependiendo de lo pactado entre ambas partes, hay distintas formas de asegurar el lucro cesante, la forma inglesa, la forma americana y entre otros. (AXA COLPATRIA, 2016). La utilidad neta se haya luego de restarle a la utilidad bruta los gastos operaciones, los gastos no operaciones e impuestos; en este trabajo se utiliza la utilidad neta de los hospitales en el último año.

Este trabajo utiliza el lucro cesante de la manera inglesa que contempla dos intervalos de tiempo donde la institución deja de percibir ingresos, el primero es cuando sucede el accidente y el segundo el intervalo de tiempo donde la empresa recupera sus niveles de venta.

Tabla 69 Estados financieros

Hospital	Gastos de administración (millones de pesos)	Utilidad neta o pérdida neta (millones de pesos)	Lucro cesante anual (millones de pesos)	Lucro cesante mensual (millones de pesos)
San Juan de Dios	8516	3339	11855	988
Clínica la sagrada familia	3271	640	3911	326
Hospital Pablo Tobón Uribe	40197	6347	46544	3879
Clínica Medellín del Poblado	16565	4540	21105	1759

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La Tabla 69 muestra los gastos de administración de hospitales de seis y diez niveles en las ciudades de Armenia y Medellín. Se buscaron los hospitales que tuvieran un área aproximadamente igual a la de las estructuras en estudio. Para los edificios de seis pisos los hospitales escogidos fueron el hospital San Juan de Dios de Armenia (Hospital San Juan de Dios, 2015) y la clínica la Sagrada Familia de Armenia (Clínica la sagrada familia, 2015), sin embargo, se prefiere la clínica de la Sagrada Familia por su mayor similitud. Los edificios de diez niveles se asemejaron con el Hospital Pablo Tobón Uribe de Medellín (HPTU, 2015) y la Clínica Medellín del poblado (CMP, 2015). Empero, se prefiere la clínica Medellín del Poblado por ser más semejante.

Cada uno de los sismos produce más o menos daños, lo que implicaría tiempos de reparación más o menos largos; además, las cantidades de material requeridos tendrían una afectación en los tiempos de reparación por el transporte del material, la cantidad de elementos provocaría más demoras en la reparación y la reparación de algunos elementos tardaría más tiempo que otros (columnas del primer nivel con índice de daño mayor a 0.5 que son difíciles de reparar). A partir de estas hipótesis, se considera que los tiempos promedios de reparación y recuperación de ventas sería de un año para ambas edificaciones empotradas; para variar el lucro cesante con respecto al sismo de estudio se divide el costo de reparación de la estructura empotrada o aislada (que tiene en cuenta la cantidad de elementos dañados y la gravedad del daño) por el costo de reparación promedio de la estructura empotrada en estudio para todos los sismos. Esta fracción se multiplicaría por el lucro cesante de la edificación de seis niveles (Clínica de la sagrada familia) o por el lucro cesante de la edificación de diez niveles (Clínica Medellín del poblado)

11 COSTOS TOTALES

Se presenta un resumen de los costos de materiales de construcción, reparación, lucro cesante y aisladores para cada una de las edificaciones en el corto y en el largo plazo.

Tabla 70 costos totales para sismo de Armenia en millones de COP

Armenia						
Estructura	Ítem	Empotrada	Aislada DMO	Aislada DMI	Dif E-DMO	Dif E-DMI
6 Pisos	Concreto y acero	\$ 459.5	\$ 291.7	\$ 272.8	37%	41%
	Aisladores		\$ 350.0	\$ 350.0		
	Reparación	\$ 103.3	\$ 1.2	\$ 65.9	99%	36%
	Lucro cesante	\$ 3,431.0	\$ 40.6	\$ 2,188.6	99%	36%
	total	\$ 3,993.8	\$ 683.6	\$ 2,877.3	83%	28%
10 pisos	Concreto y acero	\$ 1,348.7	\$ 636.9	\$ 604.1	53%	55%
	Aisladores		\$ 350.0	\$ 350.0		
	Reparación	\$ 365.4	\$ 10.0	\$ 116.0	97%	68%
	Lucro cesante	\$ 23,012.6	\$ 6,27.3	\$ 7,304.4	97%	68%
	total	\$ 24,726.7	\$ 1,624.2	\$ 8,374.5	93%	68%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 71 costos totales para sismo de Northridge en millones de COP

Northridge						
Estructura	Ítem	Empotrada	Aislada DMO	Aislada DMI	Dif E-DMO	Dif E-DMI
6 Pisos	Concreto y acero	\$ 459.52	\$ 291.72	\$ 272.76	37%	41%
	Aisladores		\$ 350.00	\$ 350.00		
	Reparación	\$ 62.28	\$ 8.26	\$ 77.72	87%	-25%
	Lucro cesante	\$ 2,068.63	\$ 274.28	\$ 2,581.46	87%	-25%
total		\$ 2,590.43	\$ 924.26	\$ 3,281.94	64%	-27%
10 pisos	Concreto y acero	\$ 1,348.72	\$ 636.92	\$ 604.14	53%	55%
	Aisladores		\$ 350.00	\$ 350.00		
	Reparación	\$ 187.75	\$ 38.93	\$ 159.79	79%	15%
	Lucro cesante	\$ 11,825.17	\$ 2,451.95	\$ 10,064.27	79%	15%
total		\$ 13,361.64	\$ 3,477.80	\$ 11,178.19	74%	16%

Tabla 72 Costos totales para el sismo del Imperial Valley en millones de COP

Imperia Valley						
Estructura	Ítem	Empotrada	Aislada DMO	Aislada DMI	Dif E-DMO	Dif E-DMI
6 Pisos	Concreto y acero	\$ 459.52	\$ 291.72	\$ 272.76	37%	41%
	Aisladores		\$ 350.00	\$ 350.00		
	Reparación	\$ 143.64	\$ 56.14	\$ 114.14	61%	21%
	Lucro cesante	\$ 4,770.81	\$ 1,864.53	\$ 3,791.14	61%	21%
total		\$ 5,373.96	\$ 2,562.39	\$ 4,528.04	52%	16%
10 pisos	Concreto y acero	\$ 1,348.72	\$ 636.92	\$ 604.14	53%	55%
	Aisladores		\$ 350.00	\$ 350.00		
	Reparación	\$ 547.79	\$ 111.52	\$ 211.24	80%	61%
	Lucro cesante	\$ 34,502.54	\$ 7,024.04	\$ 13,304.96	80%	61%
total		\$ 36,399.05	\$ 8,122.47	\$ 14,470.34	78%	60%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 73 Costos totales para la réplica del sismo de Armenia DX en millones de COP

DX						
Estructura	Ítem	Empotrada	Aislada DMO	Aislada DMI	Dif E-DMO	DifE-DMI
6 Pisos	Concreto y acero	\$ 459.52	\$ 291.72	\$ 272.76	37%	41%
	Aisladores		\$ 350.00	\$ 350.00		
	Reparación	\$ 136.10	\$ 19.17	\$ 51.76	86%	62%
	Lucro cesante	\$ 4,520.41	\$ 636.88	\$ 1,719.01	86%	62%
total		\$ 5,116.03	\$ 1,297.77	\$ 2,393.52	75%	53%
10 pisos	Concreto y acero	\$ 1,348.72	\$ 636.92	\$ 604.14	53%	55%
	Aisladores		\$ 350.00	\$ 350.00		
	Reparación	\$ 277.44	\$ 79.72	\$ 114.63	71%	59%
	Lucro cesante	\$ 17,474.81	\$ 5,021.38	\$ 7,220.11	71%	59%
total		\$ 19,100.97	\$ 6,088.02	\$ 8,288.88	68%	57%

Tabla 74 Costos totales para la réplica del sino de Armenia DY en millones de COP

DY						
Estructura	Ítem	Empotrada	Aislada DMO	Aislada DMI	Dif E-DMO	Dif E-DMI
6 Pisos	Concreto y acero	\$ 459.52	\$ 291.72	\$ 272.76	37%	41%
	Aisladores		\$ 350.00	\$ 350.00		
	Reparación	\$ 143.44	\$ 15.03	\$ 48.67	90%	66%
	Lucro cesante	\$ 4,764.15	\$ 499.19	\$ 1,616.62	90%	66%
total		\$ 5,367.10	\$ 1,155.95	\$ 2,288.06	78%	57%
10 pisos	Concreto y acero	\$ 1,348.72	\$ 636.92	\$ 604.14	53%	55%
	Aisladores		\$ 350.00	\$ 350.00		
	Reparación	\$ 297.05	\$ 70.11	\$ 111.77	76%	62%
	Lucro cesante	\$ 18,709.84	\$ 4,416.01	\$ 7,039.56	76%	62%
total		\$ 20,355.61	\$ 5,473.04	\$ 8,105.46	73%	60%

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Tabla 71, Tabla 72, Tabla 73 y Tabla 74 muestran los costos totales de cada una de las estructuras en cada uno de los sismos. Los aisladores sísmicos elastoméricos pueden ser una fuente de ahorro en el corto plazo, pero en el largo plazo provee muchos beneficios, en términos de lucro cesante y reparación post- sismo. Los edificios aislados con detallamiento DMO provocan una disminución significativa en todos los casos; los edificios aislados con detallamiento DMI pueden tener un comportamiento adverso a lo esperado, provocando más costos.

12 CURVAS DE CAPACIDAD

12.1 CURVA DE CAPACIDAD ESTRUCTURAS AISLADAS

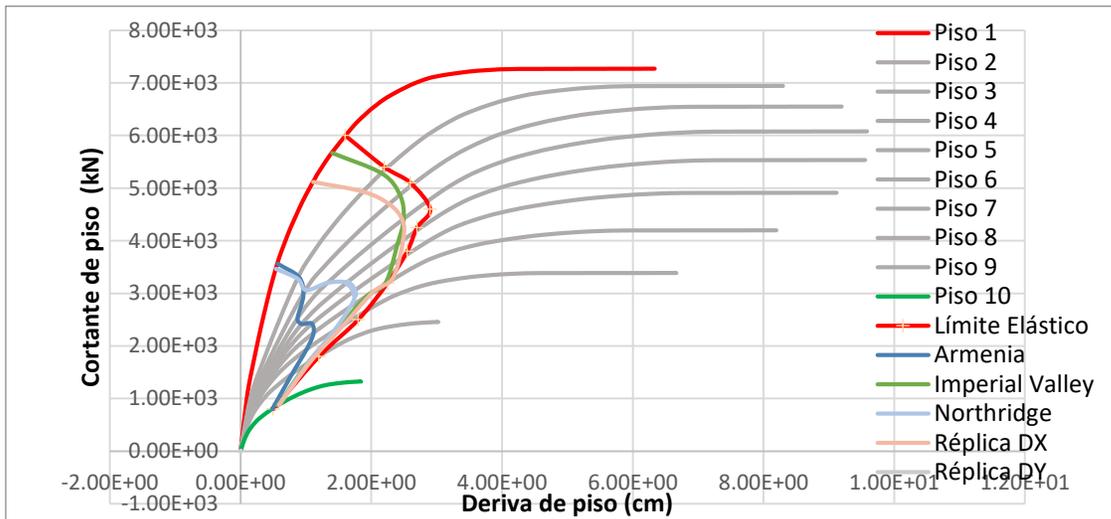


Figura 16 Curva de capacidad de la estructura de 10 niveles aislada DMO

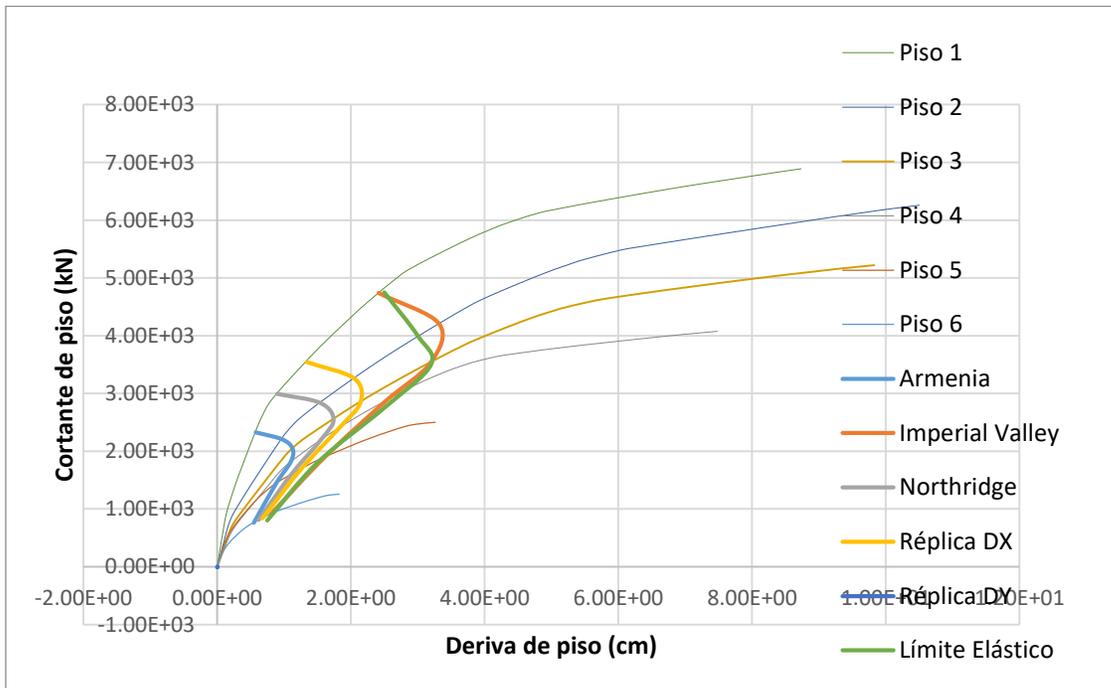


Figura Curva de capacidad de la estructura de 6 niveles aislada DMO

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La Figura 16 y Figura muestran un análisis de capacidad que se realizó a las estructuras aisladas, se expone el comportamiento de cada uno de los pisos a medida que las derivas aumentan. Además de estas curvas, se presentan los máximos desplazamientos que ocurrieron durante cada uno del sismo (Armenia, Imperial Valley, Northridge, la réplica del sismo de Armenia en la dirección X y en la dirección Y) y una aproximación del límite elástico de cada uno de los niveles. El límite elástico se halló por medio de una representación bilinear, bajo el criterio de igualdad de áreas.

Las figuras muestran que ambas estructuras aisladas se comportan, durante los sismos de estudios, en el rango elástico, en una zona muy cercana al límite elástico.

12.2 CURVA DE CAPACIDAD DE LAS ESTRUCTURAS EMPOTRADAS

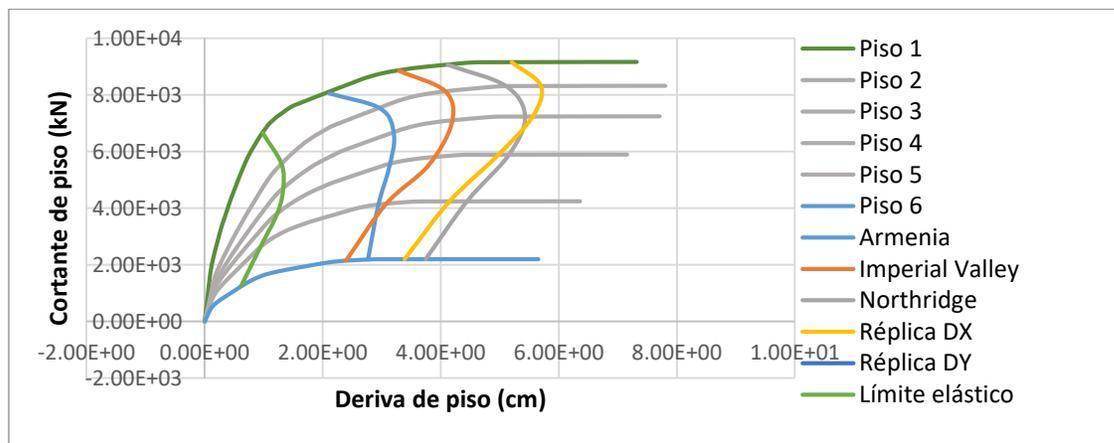


Figura 17 Curva de capacidad estructura empotrada de 6 niveles

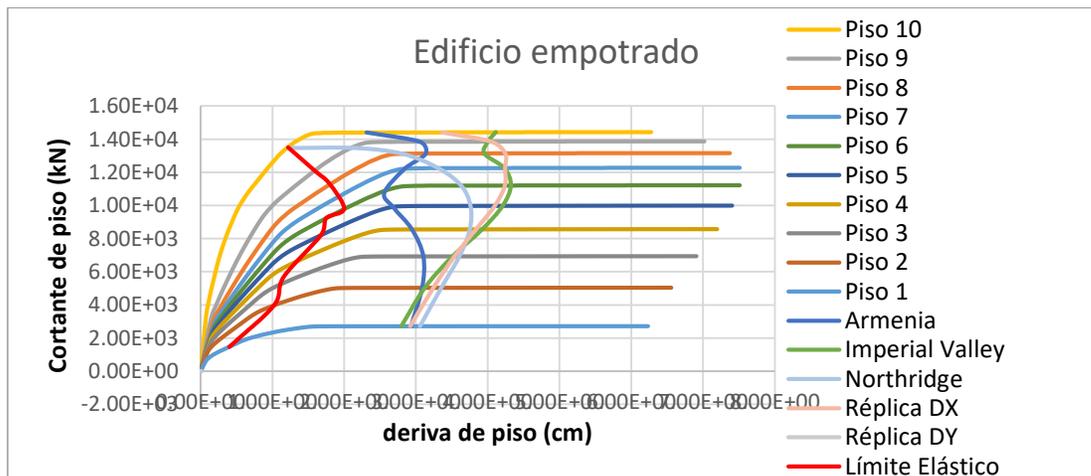


Figura 18 Curva de capacidad estructura empotrada de 10 niveles

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La Figura 17 y Figura 18 expone que las estructuras empotradas, como es bien sabido, se comportan en el rango inelástico cuando son expuestas a sismos de diseño. El análisis muestra que los componentes de los edificios aislados se van a comportar mayoritariamente en el rango elástico, que conllevaría a una reducción en las demandas de disipación de energía y a una disminución de las demandas de ductilidad.

13 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

13.1 EVALUACIÓN DE LA DEMANDA DE DUCTILIDAD

El Anexo 2 y 3 muestran las demandas de disipación de energía, disipación de ductilidad para cada uno de los elementos de las estructuras durante cada uno de los sismos. Luego se analizó cada uno de estos elementos de acuerdo al índice de Park, Ang y Wen, se encontró el índice de daño por piso, el daño global en vigas, el daño global de columnas y el daño global de la estructura. El índice de Park, Ang y Wen tiene en cuenta dos parámetros la deformación de la viga o columna y las cargas cíclicas en términos de la energía disipada por la viga o columna tal como se muestra en el Título 1.3.2.3. Lo que diferencia el índice de daño de un edificio DMO, DMI y el empotrado es la capacidad de plastificarse y de soportar cargas cíclicas.

El índice de Park, Ang y Wen tiene un término de suma importancia que es la rotación última del elemento, este parámetro se halló por medio de la aproximación planteada en el Título 9.2.2. Basándose en el hecho que es el detallamiento el que le da capacidad de deformarse a un elemento en concreto reforzado sin colapsar, se utiliza una rotación última de 7, 5 y 2.5 veces la rotación de fluencia para los edificios detallados DES, DMO y DMI respectivamente.

El análisis mostró que las estructuras en estudio con detallamiento DMO se comporta bastante mejor que las estructuras empotradas tal como se muestra en los títulos 9, Tabla 54, Tabla 55, Tabla 56, Tabla 57, Tabla 58, Tabla 59, Tabla 60, Tabla 61, Tabla 62 y Tabla 63. Por otro lado, el edificio aislado con detallamiento DMI no muestra una tendencia clara según el índice de daño porque en algunos sismos tuvo mejor desempeño que la estructura empotrado; empero, en otras ocasiones tuvo un desempeño menos bueno.

Al realizar un análisis de capacidad de las estructuras empotradas y aisladas se encontró que las estructuras aisladas trabajan mayoritariamente en el rango elástico. El hecho de trabajar en el rango elástico hace que las estructuras aisladas reduzcan las demandas de ductilidad y disipación de energía.

13.2 CUANTIFICACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DE MATERIAL

La cuantificación de los requerimientos arrojó que las estructuras aisladas provocan una disminución en la cantidad de acero y concreto tal como lo muestra la Tabla 52 y Tabla 53. Se encontró que para la estructura de 10 niveles el ahorro era mayor al costo de los aisladores, pero para la estructura aislada de 6 niveles el costo de los aisladores era mayor al ahorro en materiales.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

13.3 COMPARACIÓN LOS COSTOS DE MATERIAL, CONSTRUCCIÓN Y REPARACIÓN EN EL CORTO Y LARGO PLAZO.

El análisis económico a corto y plazo mostró que en el corto plazo puede ser más económico o no construir estructuras aisladas sísmicamente. Pero el análisis a largo plazo mostró que indudablemente es preferible construir una estructura aislada por el hecho de no tener daños graves en las columnas, por el hecho de tener en conjunto daños menos severos en los elementos y, por lo tanto, por el hecho de tener costos y tiempos de reparación menores que permitirán al hospital continuar con su normal funcionamiento.

14 CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

Este trabajo presenta la modelación y diseño de seis hospitales, dos empotrados y cuatro aislados, de acuerdo a la NSR 10 y al FEMA. Cada uno de ellos se modeló en Etabs® y se hizo el diseño de cada uno de los elementos estructurales del edificio; para las estructuras aisladas se diseñó con un detallamiento de capacidad de disipación de energía baja (DMI) e intermedia (DMO). Luego se cuantificaron costos de materiales de los elementos estructurales y se escogieron dos de las cuatro estructuras aisladas a partir de los costos de materiales de las edificaciones y de acuerdo al amortiguamiento que los aisladores proveen. Posteriormente, se hizo un análisis no lineal tiempo historia en STERA3D, donde se definieron cada una de las secciones de los elementos estructurales; los edificios fueron analizados bajo 5 sismos, utilizando dos metodologías de análisis y escalamientos de los acelerogramas. La primera metodología escaló los acelerogramas de acuerdo a lo exigido por la NSR-10 y utilizó los sismos de Armenia, Imperial Valley y Northridge en las tres direcciones; por otro lado, la segunda metodología utilizó series de Fourier para escalar los acelerogramas y utilizó la réplica del sismo de Armenia en dirección X y Y individualmente. Se encontraron los índices de daño para las seis estructuras (dos empotradas, dos aisladas DMO y dos aisladas DMI) en donde se tuvo en cuenta el detallamiento para el cálculo de la rotación última de los elementos estructurales. Finalmente, se encontró los costos de materiales para la reparación post-sismo.

- Se diseñó estructuras de 6 y 10 niveles empotradas en la base. El edificio de seis pisos se diseñó con columnas cuadradas de 900 mm con concreto de 28 MPa y vigas de 400 mm por 600 mm (bxh) con concreto de 28 MPa. El de diez niveles se utilizaron columnas cuadradas de 1250 mm de 28 MPa y vigas de 550 mm por 700 mm.
- Se diseñó dos estructuras aisladas en la base de seis niveles. La primera estructura de seis niveles se concibió con columnas cuadradas de 650 mm y vigas de 350 mm por 600 mm y amortiguamiento en los aisladores del 20%, la segunda estructura de seis niveles se diseñó con columnas cuadradas de 600 mm y vigas de 300 mm por 600 mm y aisladores con amortiguamiento del 30%.
- Se concibió dos estructuras aisladas en la base de diez niveles. La primera estructura de diez niveles se diseñó con columnas cuadradas de 900 mm y vigas de 400 mm por 700 mm y amortiguamiento en los aisladores del 20 %, la segunda estructura de diez niveles se diseñó con columnas cuadradas de 750 mm y vigas de 350 mm por 650 mm y amortiguamiento en los aisladores del 30%
- El hospital de seis niveles con amortiguamiento de los aisladores igual al 20% presenta una reducción del costo de los materiales de construcción del 27 % para un detallamiento DMO frente al hospital empotrado y una disminución del 30% para un detallamiento DMI. El hospital de seis niveles con amortiguamiento del 30% presentó una reducción en los materiales de construcción del 37% para un detallamiento DMO y una disminución del 41 % para un detallamiento DMI.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- El hospital de diez niveles con amortiguamiento en los aisladores del 20% presentó una reducción del 43% en los materiales de construcción respecto a la estructura empotrada para un detallamiento DMO y una reducción del 47% para un detallamiento DMI. El edificio de diez niveles con amortiguamiento en los aisladores del 30% presentó una reducción del 57% en los materiales de construcción con respecto de la estructura empotrada para un detallamiento DMO y una disminución del 60% para un detallamiento DMI.
- La disminución de los materiales de construcción radica en dos aspectos, una disminución de las fuerzas sísmicas provocada por la utilización de los aisladores basales elastoméricos y el mejor desempeño que tiene los aisladores en el momento de controlar las derivas, que hace que se pueda tener elementos más esbeltos. Los elementos más esbeltos permiten tener menores cantidades de concreto y facilita cumplir los mínimos de la norma, por ejemplo, cuantías mínimas en columnas.
- Los índices de daño de todas las estructuras muestran que las vigas son las que más sufren daños moderados, severos o de colapso durante los sismos que se tuvieron en cuenta. Este hecho indica que se cumple uno de los objetivos de los códigos alrededor del mundo que es garantizar la relación viga débil columna fuerte.
- El desempeño estructural de las columnas en las estructuras aisladas es mucho mejor que el desempeño de las columnas de las estructuras empotradas. La Tabla 55, Tabla 57, Tabla 62 y Tabla 63 muestra que para ambos tipos detallamientos los daños estructurales en las columnas de los edificios aislados son menores o escasos. Por otro lado, los edificios empotrados presentan daños escasos o menores en todos los niveles con excepción del primero donde incluso se presenta colapso (según el índice de daño) en algún sismo para las columnas esquineras.
- El desempeño estructural de las vigas es mejor en la estructura aislada con detallamiento DMO que en la estructura empotrada. La estructura aislada con detallamiento DMI es mejor en ciertos casos y peor en otros casos comparándola con la estructura empotrada.
- Se halló las demandas de disipación de energía de cada uno de los elementos estructurales (ver Anexo 2). Se encuentra que la energía que debe disipar la estructuras en estudio empotrada es sustancialmente mayor a la que debe disipar las estructuras con aislamiento sísmico.
- Se encontró las demandas de ductilidad de cada uno de los miembros de las estructuras (ver Anexo 3). Las gráficas y los resultados del análisis cronológico no lineal indican que el factor de ductilidad, requerido para sus vigas es en la gran mayoría menor a 2 y en las columnas menor a 1. Por otro lado, las estructuras empotradas muestran un factor de ductilidad requerido en un intervalo grande cuya cota superior roza un factor de ductilidad mayor a 6.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

- Las columnas de los edificios aislados se comportan en el rango lineal y elástico durante los sismos de estudio. El Anexo 1, Anexo 2 y Anexo 3 muestran que los índices de daño de las columnas son menores y escasos, que la energía a disipar es significativamente menor en comparación con los edificios empotrados y que el factor de ductilidad demandado es siempre menor que uno. A partir de lo anterior, se puede concluir, para los edificios, sismos y lugar en estudio, que las columnas podrían tener un detallamiento DMO o incluso DMI. Sin embargo, se debería estudiar más a fondo el efecto de esta reducción en las estructuras aisladas, además realizar los análisis no lineales tiempo historia con un registro más abundante de aceleraciones y ahondar en la variación de la rotación última con el detallamiento.
- El factor de ductilidad demandado por las vigas de los edificios aislados es casi siempre menor o igual a dos, la energía a disipar es sustancialmente menor a la energía que debe disipar los edificios empotrados. Sin embargo, el índice de daño muestra que las vigas con detallamiento DMI pueden tener un comportamiento desfavorable durante el sismo; El Anexo 1 y el Título 9 indican que en ocasiones las vigas con detallamiento DMI tienen un desempeño peor que las vigas del edificio empotrado. Por otro lado, las vigas con detallamiento DMO poseen un mejor desempeño que las vigas del edificio empotrado, tienen un factor de ductilidad demanda casi siempre menor a dos y deben disipar menos energía que el empotrado; por ello, se concluye que se podría detallar las vigas para los edificios aislados, sismos y lugar en estudio bajo la exigencia DMO. Empero se debe ahondar más en este tema, en el efecto de esta reducción y en la variación de la rotación última cuando se cambia el refuerzo transversal.
- El análisis económico a corto plazo mostró que tener una estructura aislada sísmicamente puede ser una fuente de ahorro en cada una de las etapas de la vida útil de la edificación. La Tabla 52 y Tabla 53 exponen las reducciones de materiales gracias a la implementación de los aisladores, la estructura de seis niveles aislada es más costosa que las estructuras empotrada cuando se le suma el precio de los aisladores; empero la estructura de 10 niveles aislada es más económica en el corto plazo que la estructura empotrada.

El análisis económico a largo plazo, expuesto en la Tabla 70,

- Tabla 71, Tabla 72, Tabla 73 y Tabla 74, indica que las estructuras aisladas son una fuente importante de ahorro cuando se tienen en cuenta los costos de reparación post-sismos y las pérdidas por lucro cesante causadas por los tiempos de reparación.
- El desprendimiento o movimiento de elementos no estructurales provoca el 30% de las muertes durante un sismo, tal como se mencionó en el Título 1.3.1.2. El Anexo 4 expone que las estructuras con aislamiento sísmico poseen aceleraciones de piso menores que las estructuras tradicionales. La disminución de estas aceleraciones podría reducir las muertes ocasionadas por desprendimiento o movimiento de elementos no estructurales en los edificios aislados.
- La utilización de aisladores sísmicos basales ayuda a mejorar el comportamiento de las estructuras en cuanto a derivas, el Anexo 5 muestra que las estructuras aisladas, a pesar de ser menos masivas que las estructuras empotradas, tienen un mejor comportamiento en cuanto a los desplazamientos relativos del entrepiso.
- Se puede observar, en el Anexo 5, que las derivas de los edificios aislados estuvieron por debajo del 1% que es lo requerido por la NSR-10. El FEMA plantea derivas del 0,75%, se remarca que este requerimiento es cumplido en casi todos los sismos de estudio en ambas estructuras.

Actualmente se está proponiendo diseñar los hospitales aislados con aisladores basales bajo el desempeño de funcionalidad continua. Es decir, que el hospital con aisladores sísmicos basales tenga daños escasos en toda su estructura después del sismo de diseño; para lograr esto se exige diseñar el edificio aislado con un factor de reducción R_1 de uno, limitar las derivas al 0,3% y limitar las aceleraciones de piso a 0,4 g. (Oviedo J. A., Funcionalidad continua en hospitales aislados sísmicamente, 2016). Los edificios diseñados en este proyecto cumplen el criterio de aceleraciones de piso, pero no el de derivas para la metodología de funcionalidad continua y realmente los edificios en estudios deberán estar sometidos a reparaciones. El próximo paso de esta investigación sería evaluar las demandas de ductilidad y demandas de disipación de energía en condiciones de funcionalidad continua.

15 BIBLIOGRAFÍA

- ACIS. (2010). *NSR-2010*. Bogotá: Ministerio de hacienda.
- Arroyo, D., & Terán, A. (2002). Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía. *Revista de Ingeniería Sísmica*(66), 73-93.
- AXA COLPATRIA. (22 de 10 de 2016). *Anexo de lucro cesante pérdida de utilidad bruta forma inglesa*. Obtenido de http://www.axacolpatria.co/portal/Portals/0/PDF/Clausulados/P442_ane xo_lucro_cesante_forma_inglesa.pdf
- Beaulieu, R. (2010). *Calcul des charpentes d'acier*. Montréal - Laval: CISC ICCA.
- Botero, B. (2009). *El seguro de lucro cesante forma inglesa*. Bogota D.C: Pontificia Universidad Javeriana.
- Bueno, R., & Reyes, J. C. (2012). Criterio para el uso de asiladores en la base de una estructura en concreto. *Revista de Ingenieria*(36), 50-62.
- Clínica la sagrada familia. (2015). *Informe financiero*. Armenia: Confenalco Quindío.
- CMP. (15 de 10 de 2015). *Clínica medellín del poblado*. Obtenido de <http://www.clinicamedellin.com/estados-financieros/#.WAZQC4WcGFF>
- Díaz, B. (2008). *Vulnerabilidad y daño sísmico*. Cataluña, España: Universidad de Catalunya.
- Dowrick, D. (2008). *Earthquake risk reduction*. Chichester: Jonh Wilet & Sons. Recuperado el Septiembre de 2015
- Duque Escobar, G. (2003). *Manual De Geología Para Ingenieros*. Manizales, Caldas, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Duque, M. d., & Oviedo, J. A. (Diciembre de 2009). Situación de las técnicas de control de respuesta sísmica en Colombia. *Revista EIA*, 6(12), 113-123.
- El Pais. (2014). Armenia, 15 años. *Armenia, 15 años despues del terremoto*.

- Elgamal, A., & Fraser, M. (2008). *Web shaker University of California*.
Obtenido de
http://webshaker.ucsd.edu/homework/Base_Isolation_Web.pdf
- Farbiarz, J. (2007). *Universidad Nacional De Medellín*. Recuperado el 05 de Septiembre de 2015, de
<http://www.unalmed.edu.co/~cpis/cursos%20y%20publicaciones/temas/05-Sismo%20Resistencia.pdf>
- González, K., & Pérez, E. (2014). *Estudio económico a corto y largo plazo de una edificación aislada sísmicamente en su base mediante aisladores elastoméricos*. Envigado, Antioquia: Escuela de Ingeniería de Antioquia.
- Gordon, W., & Ryan, K. (2012). A review of seismic isolation for buildings: historical development and research. *MPDI - Buildings*, 300-325.
- Hernández, H. M., & Dávila, V. F. (2011). *Universidad Nacional de Ingeniería*. Recuperado el 26 de Octubre de 2015, de
<http://www.acreditacionfic.uni.edu.pe/files/analisisestructedifaislad.pdf>
- Hospital San Juan de Dios. (2015). *Informe de gestión hospital departamental san juan de dios*. Armenia: Audiencia pública, Gobernación del Quindío.
- HPTU. (16 de 10 de 2015). Obtenido de
<https://www.hptu.org.co/indicadores/category/24-estados-financieros-supersalud.html>
- Hsiang, T., & James, k. (2002). Stiffness analysis of fiber-reinforced rectangular seismic isolator. *Journal of Engineering Mechanics*, 4(128), 462-470.
- Jara, J. M. (1998). Comportamiento sísmico de edificios con disipadores de energía. *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, 6, 113-123.
- Kobayashi, E., & Kaneki, K. (2012). Elastomeric seismic protection isolator for bridges. *International Polymer Science and Technology*, 8(39), 7-14.
- Korswagen, P., & Huaranga, P. (2012). *Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú*. Lima: Pontificia Universidad Católica Del Perú.
- Mead, D. (1999). *Passive vibration control*. United Kingdom: John Wiley & Sons.

- Miramontes, D. (2011). *Universidad Autónoma de Zacatecas*. Recuperado el 27 de 10 de 2015, de Facultad de Ingeniería Civil:
<http://www.uaz.edu.mx/dmiram/dad.pdf>
- Murillo, J. (2001). *Descripción de fallas mas comunes en estructuras de concreto reforzado y de mampostería*. Puebla-Mexico: Universidad de las américas puebla. Recuperado el 23 de 10 de 2015
- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Design of seismic isolated structures*. California, United States of America. Recuperado el 05 de 05 de 2016
- Nagarajaiah, S., & Ferrell, K. (1999). Stability of elastomeric seismic isolation. *Journal of Structural Engineering*, 9(125), 946-954.
- Organización Panamericana de la Salud. (1990). *Guías para la mitigación de riesgos naturales en las instalaciones de la salud en los países de América Latina*. Washington: OPS.
- Oviedo, J. A. (2015). *Métodos de Análisis*. Recuperado el 05 de 09 de 2015, de
<http://classrooms.saber.eia.edu.co/20152/pregrado/mod/folder/view.php?id=5237>
- Oviedo, J. A. (2015). *Introducción a la Ingeniería Sísmica*. Medellín, Antioquia, Colombia: Escuela de Ingeniería de Antioquia.
- Park, Y. J., Ang, A. H.-S., & WEN, Y. K. (1984). *Seismic damage analysis and damage - limiting design of reinforced concrete buildings*. Urbana, Illinois: University of Illinois.
- Ryan, K. L., & Chopra, M. (March de 2004). Estimation of Seismic Demands on Isolators Based on Nonlinear Analysis. *Journal of Structural Engineering*, 3(130), 392-492.
- Sánchez, J., Masroor, A., & Ryan, K. (2013). Static and dynamic stability of elastomeric bearings for seismic protection of structures. *Journal of Structural Engineering*, 1149-1159.
- Sarrazín, M., & Moroni, M. O. (2009). Respuesta sísmica de puentes chilenos con apoyos aislantes. *REV.INT. DE Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura*, 2(2), 31-48.
- SCI. (2010). *Norma sismorresistente colombiana*. Bogotá DC: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Soto, J., & Arnés, H. (2005). *Análisis de edificios con aisladores sísmicos mediante procedimientos simplificados*. Valdivia: Universidad Austral de Chile.

Valles, R. E., Reinhorn, S., & Kunnath. (1996). *Idarc 2d version 4.0 a program for inelastic damage analysis of buildings*. University of New York at Buffalo.

Wen, Y. A., H-S, A., & Y, J. P. (1998). Seismic damage analysis and design of reinforced concrete buildings for tolerable damage. *Proceedings of ninth world conference on earthquake engineering*, 785-790.

ANEXO 1 – GRÁFICAS DE ÍNDICE DE DAÑO (ID)

El Anexo 1 muestra las gráficas de índices de daño para cada elemento de cada edificio durante cada sismo. El eje Y corresponde al índice de Park, Ang y Wen y el eje X corresponde a la identificación del miembro estructural de cada edificio, es decir, las primeras 20 columnas del primer nivel están enumeradas de 1 a 20 y así con las demás en orden creciente.

Vigas hospitales de 10 niveles

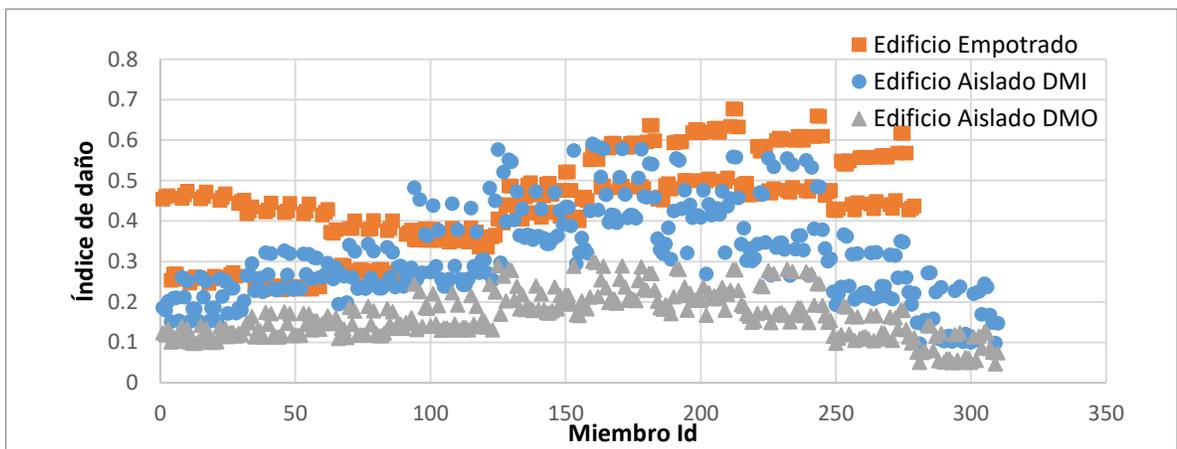


Figura 19 Índice de daño sismo de Armenia

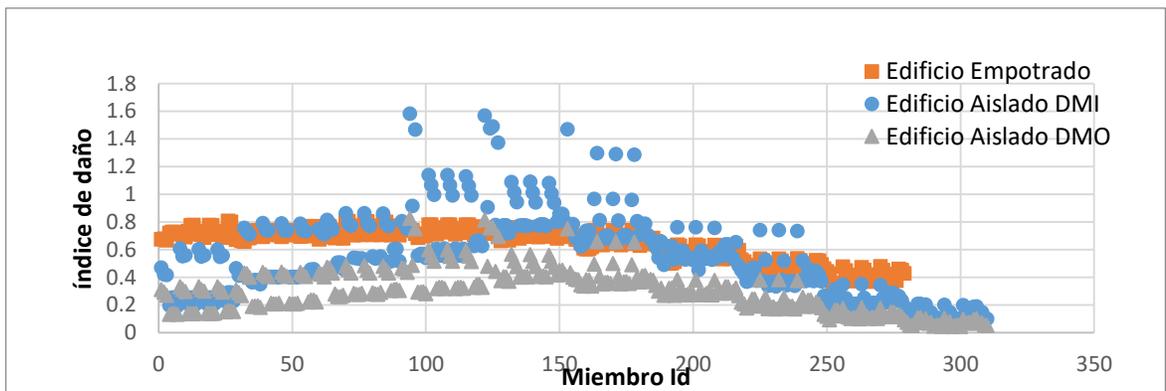


Figura 20 Índice de daño sismo del Imperial Valley

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

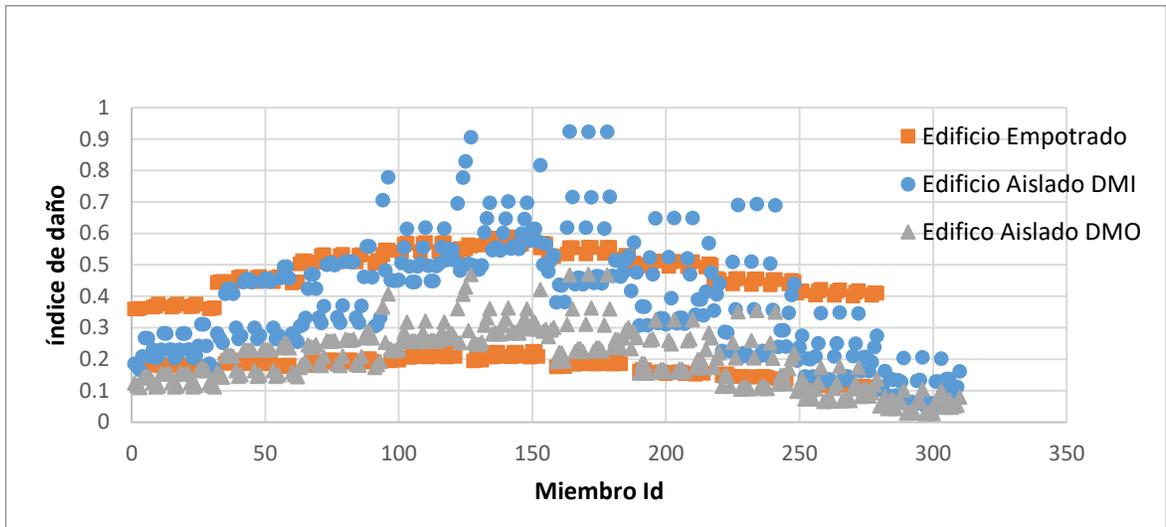


Figura 21 Índice de daño sismo de Northridge

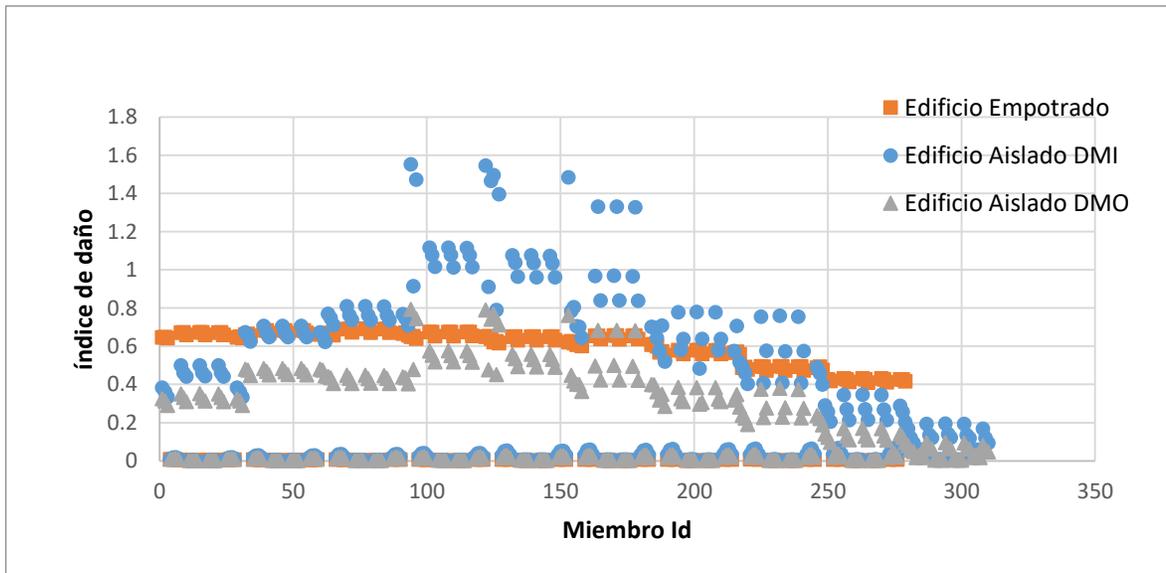


Figura 22 Índice de daño sismo de réplica de Armenia dirección x (DX)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

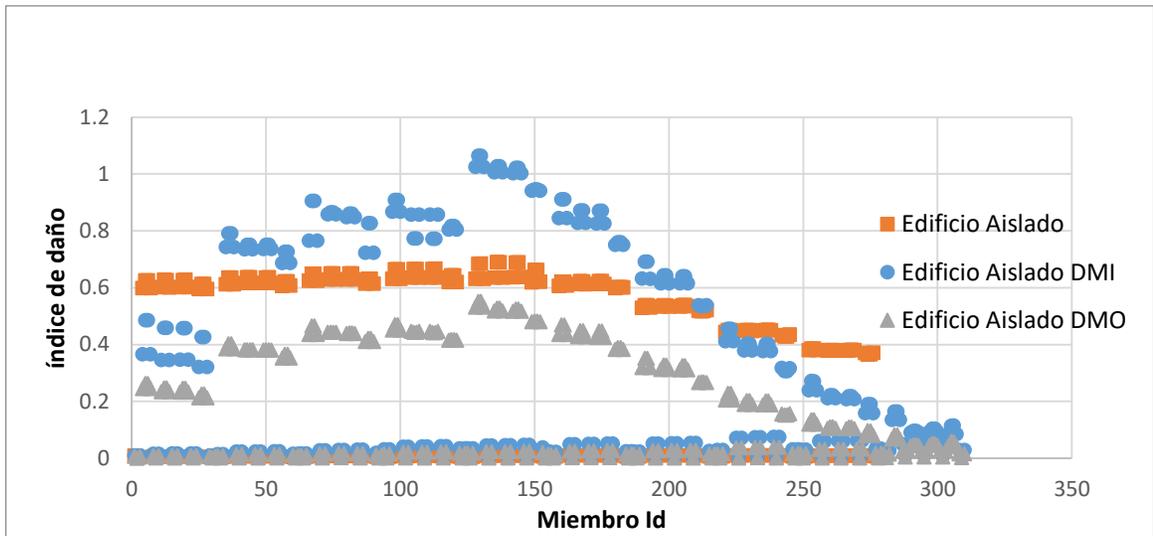


Figura 23 Índice de daño sismo réplica de Armenia dirección y (DY)

Columnas hospitalares de 10 niveles

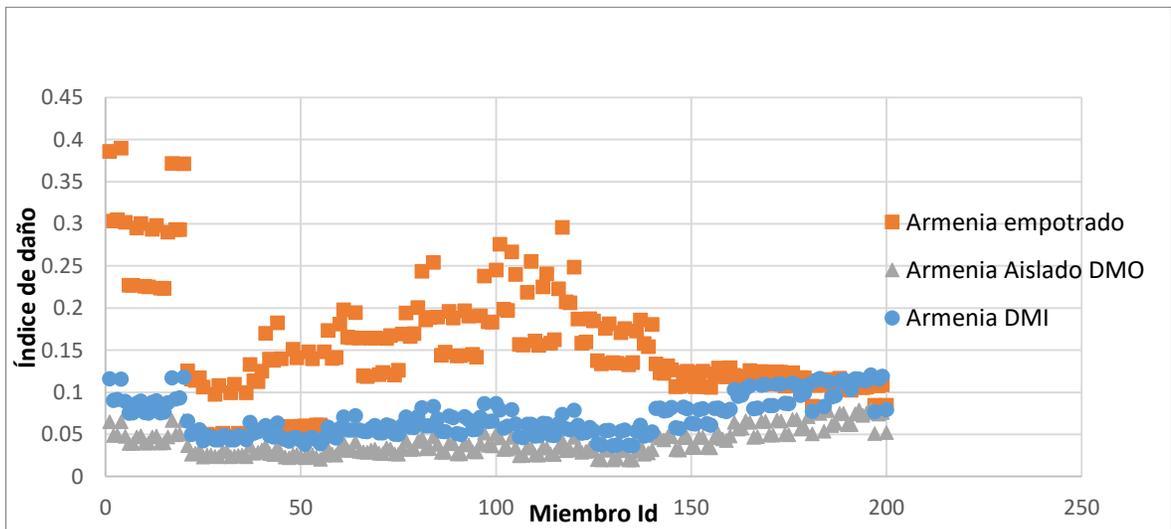


Figura 24 Índice de daño sismo de Armenia

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

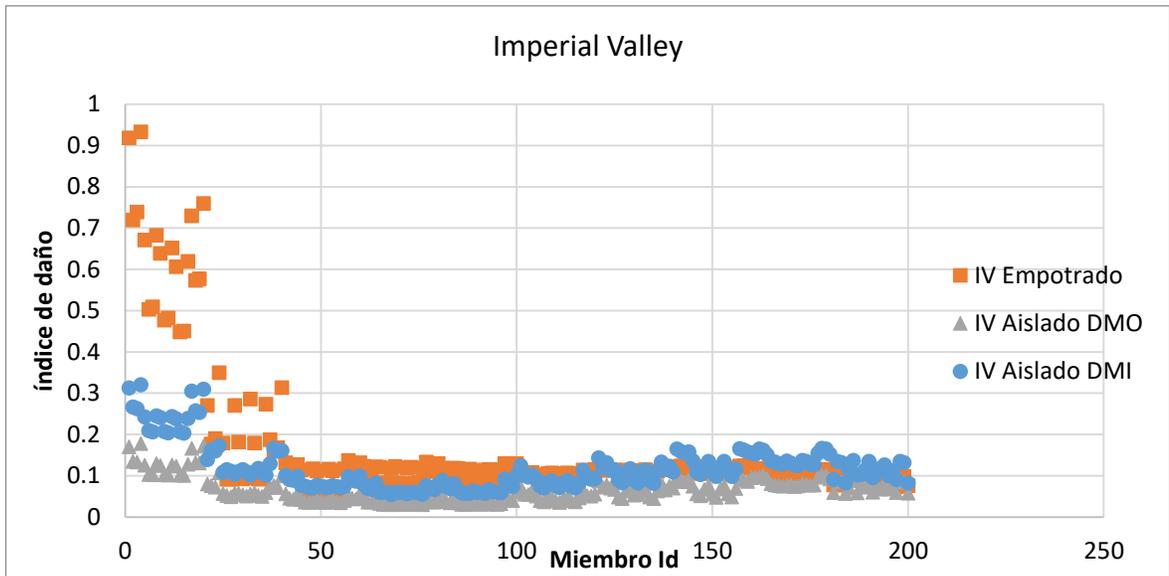


Figura 25 Índice de daño sismo del Imperial Valley

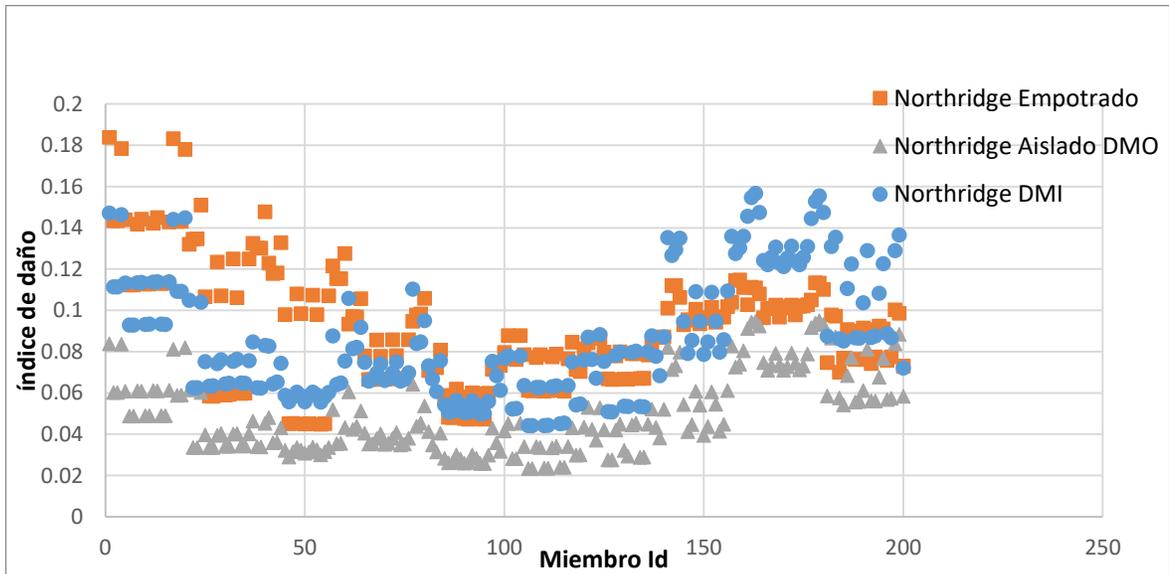


Figura 26 Índice de daño sismo de Northridge

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

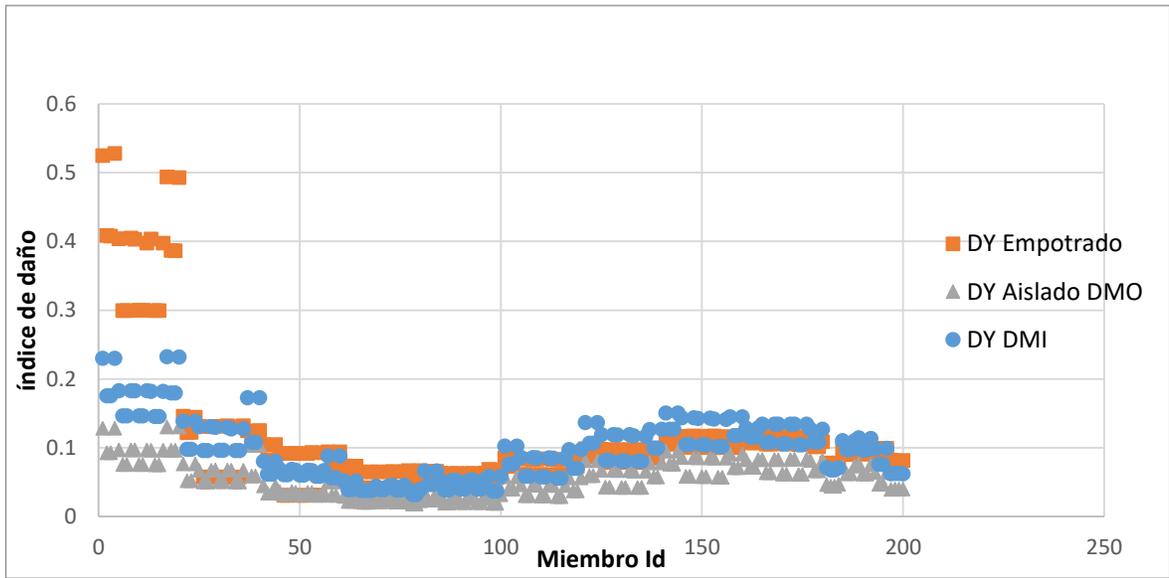


Figura 27 Índice de daño sismo réplica de Armenia dirección y (DY)

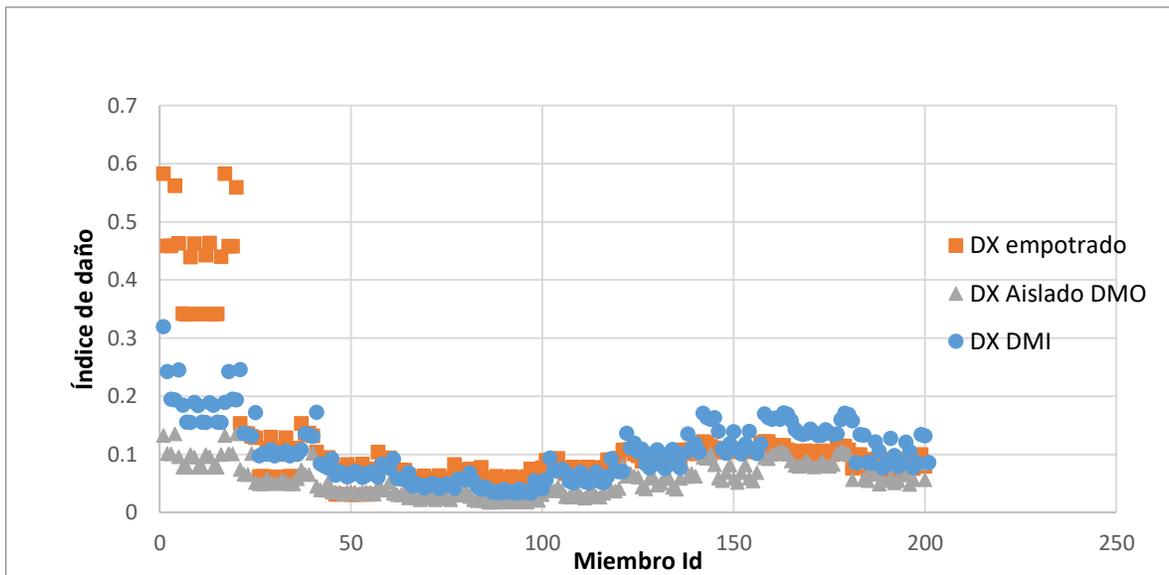


Figura 28 Índice de daño sismo réplica de Armenia dirección X (DX)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Vigas estructura de 6 niveles

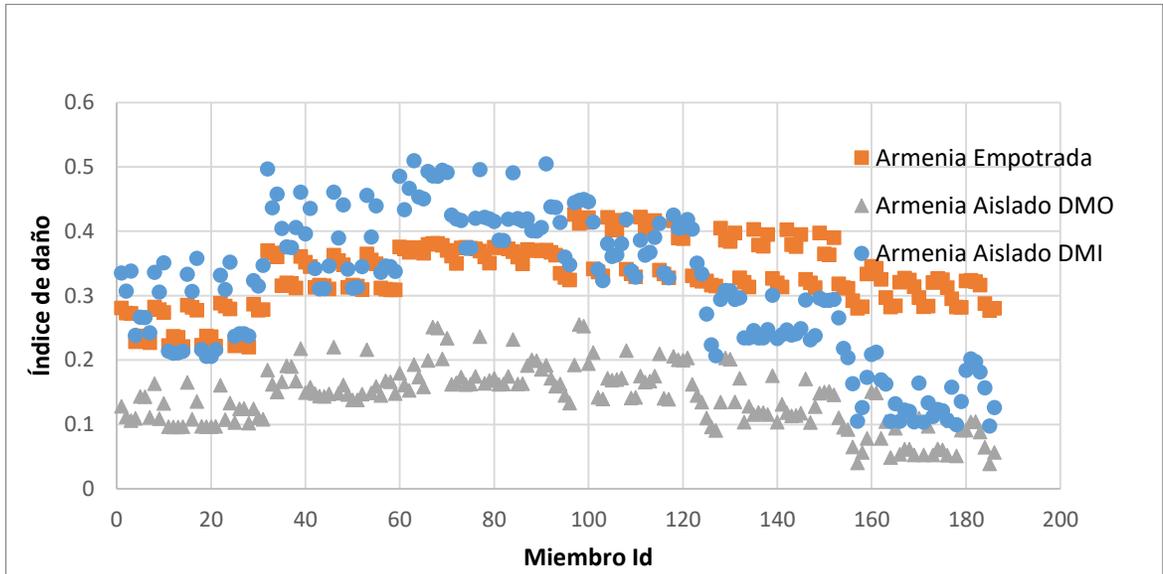


Figura 29 Índice de daño sismo de Armenia

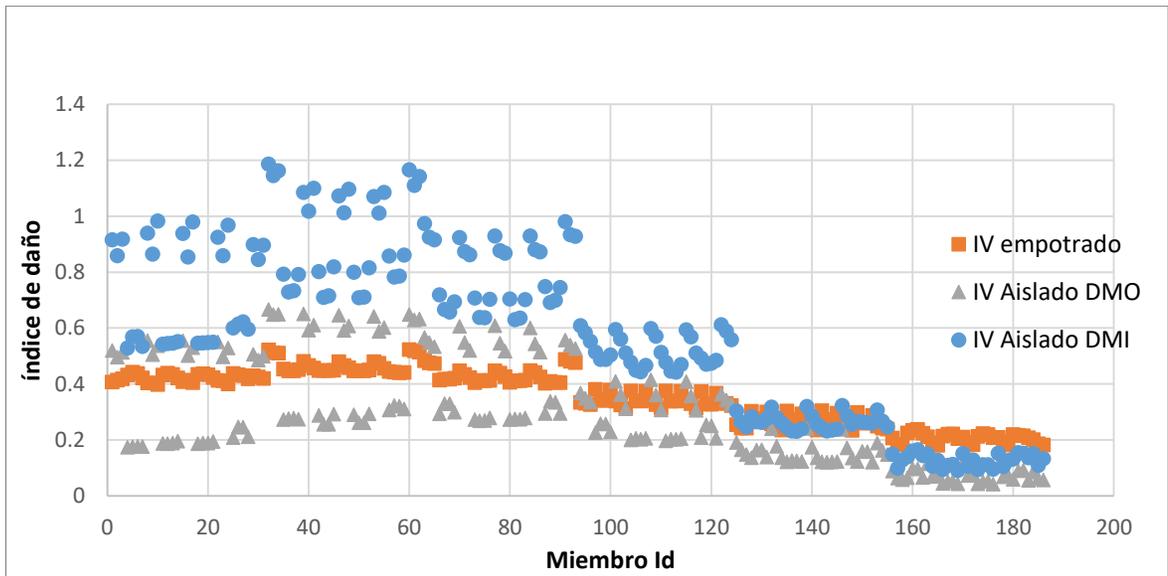


Figura 30 Índice de daño sismo del Imperial Valley

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

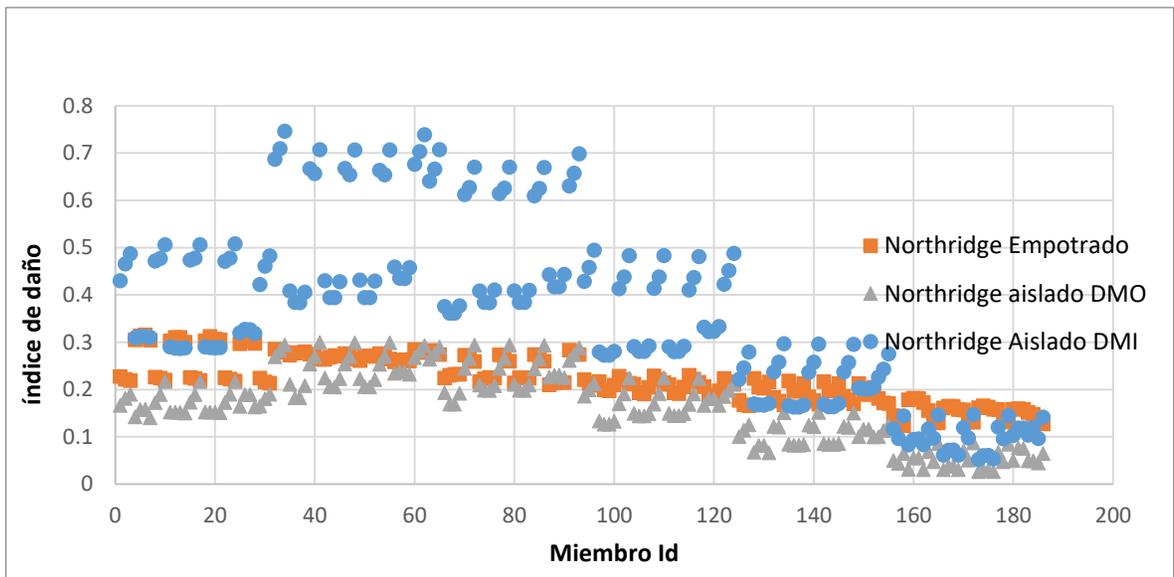


Figura 31 Índice de daño sismo de Northridge

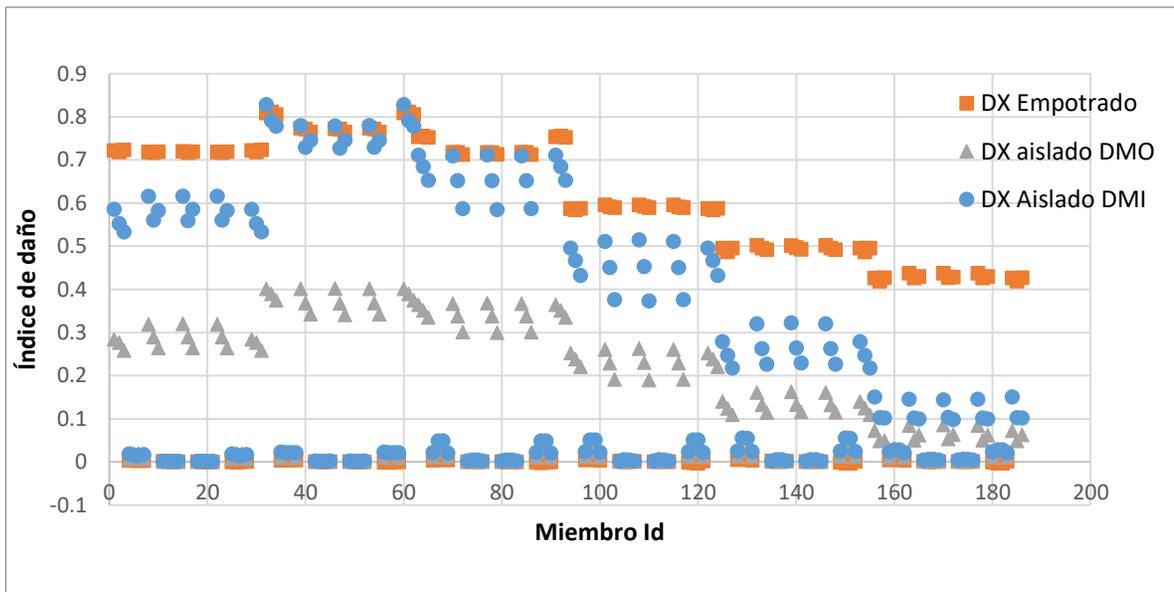


Figura 32 Índice de daño sismo réplica de Armenia dirección X (DX)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

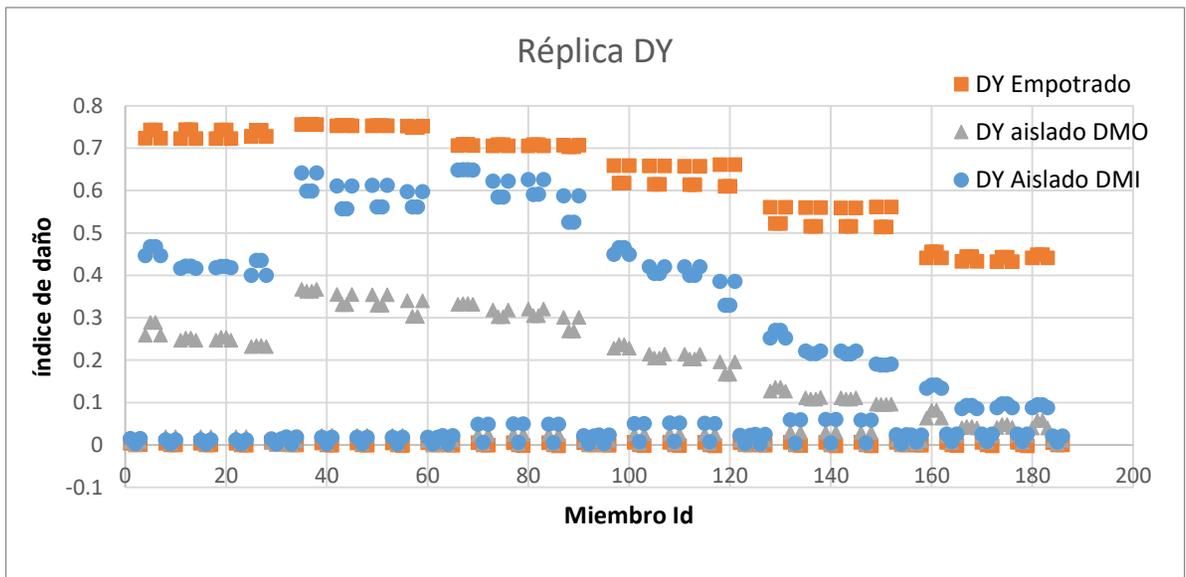


Figura 33 Índice de daño sismo réplica de Armenia Dirección Y (DY)

Columnas estructura de 6 niveles

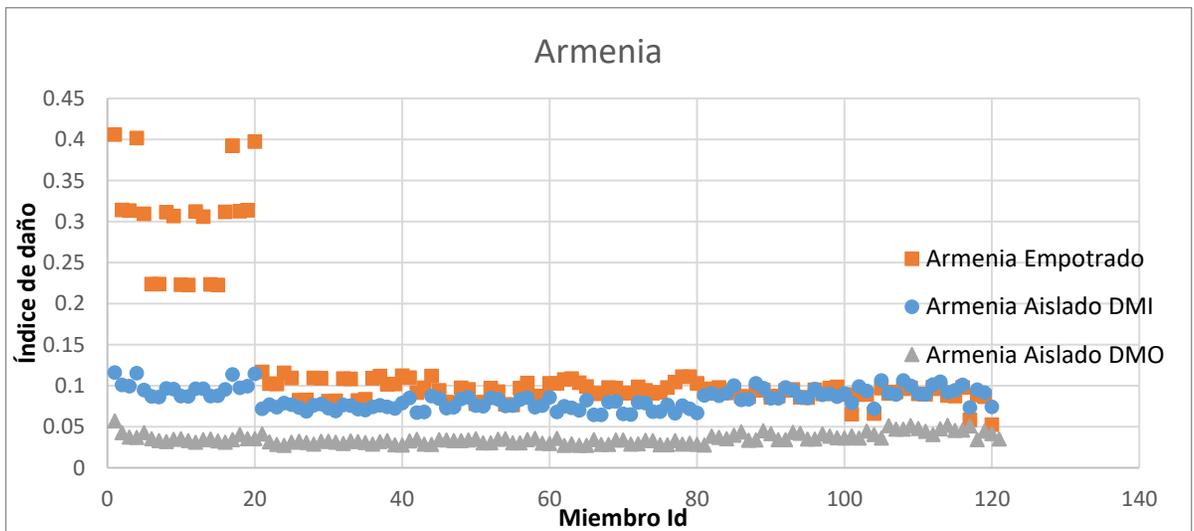


Figura 34 Índice de daño sismo de Armenia

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

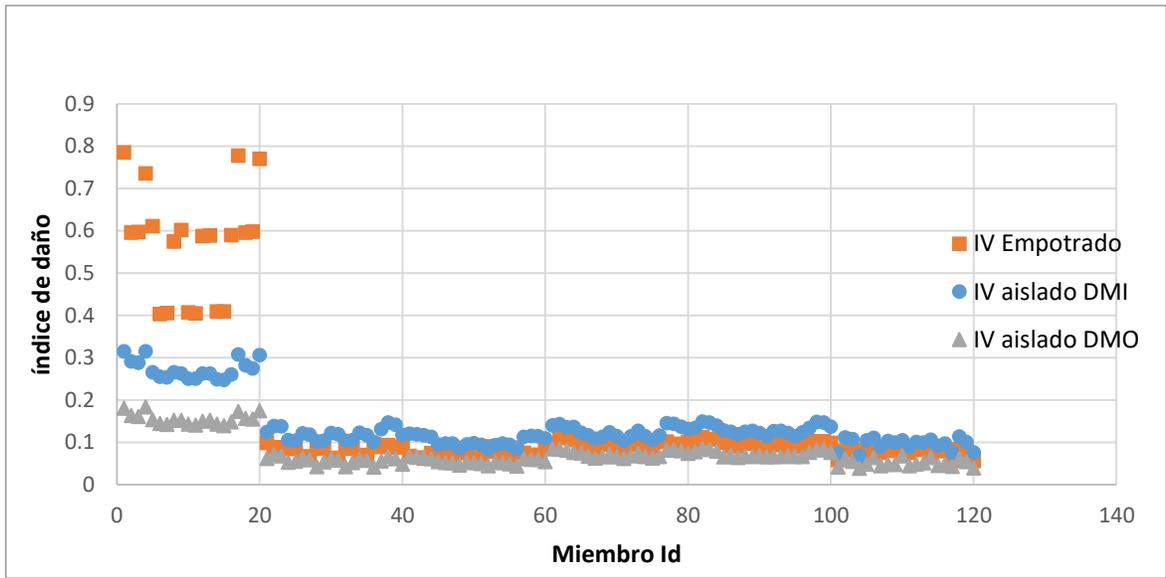


Figura 35 Índice de daño sismo del Imperial Valley

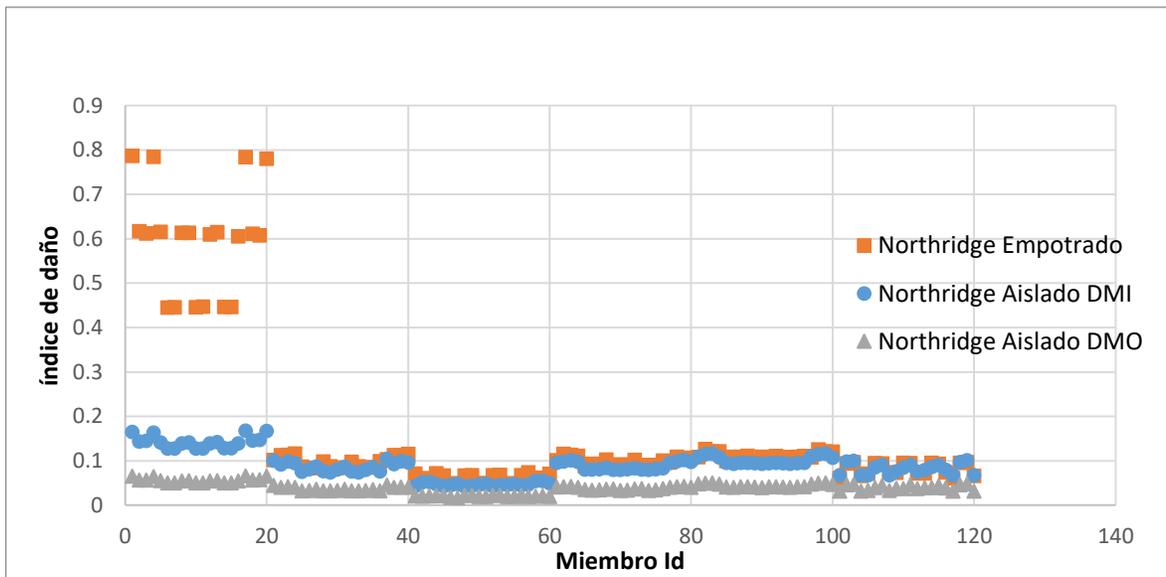


Figura 36 Índice de daño sismo Northridge

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

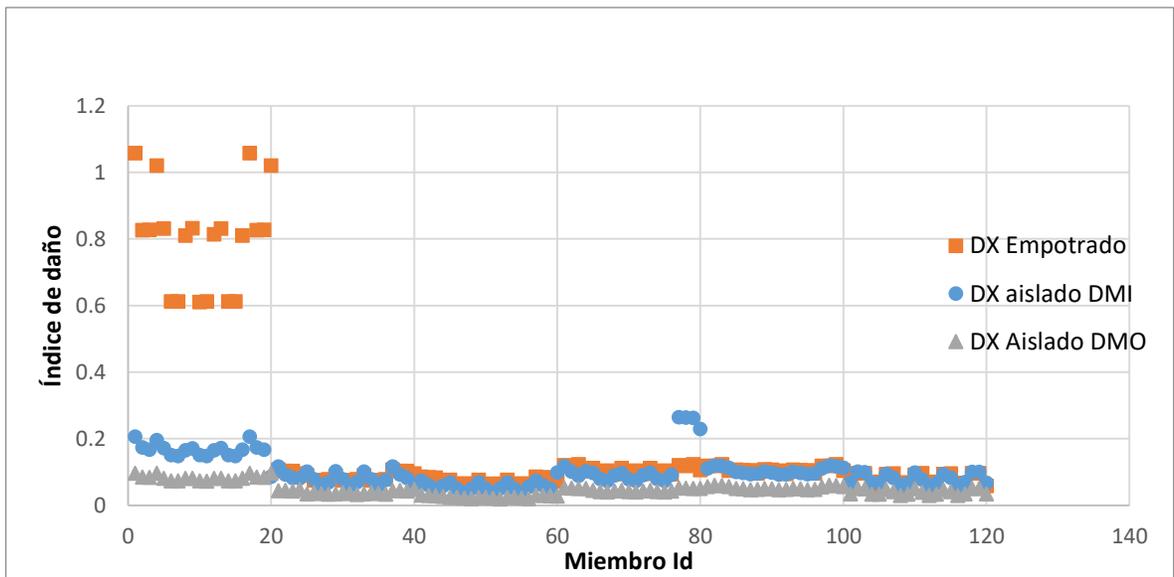


Figura 37 Índice de daño sismo réplica de Armenia dirección X (DX)

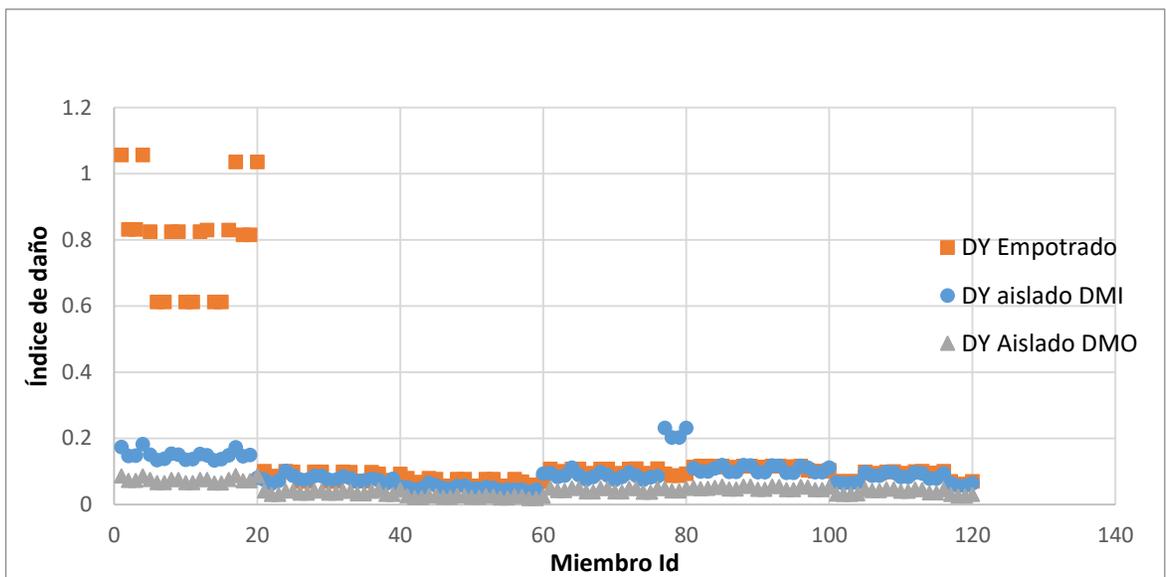


Figura 38 Índice de daño sismo réplica de Armenia dirección Y (DY)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ANEXO 2 – DEMANDA DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA (DE)

El Anexo 2 muestra las gráficas de demandas de disipación de energía para cada elemento de cada edificio durante cada sismo. El eje y corresponde a la energía que el elemento tuvo que disipar durante un sismo específicos y el eje X corresponde a la identificación del miembro estructural de cada edificio, es decir, las primeras 20 columnas del primer nivel están enumeradas de 1 a 20 y así con las demás en orden creciente.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Vigas estructuras de 6 niveles

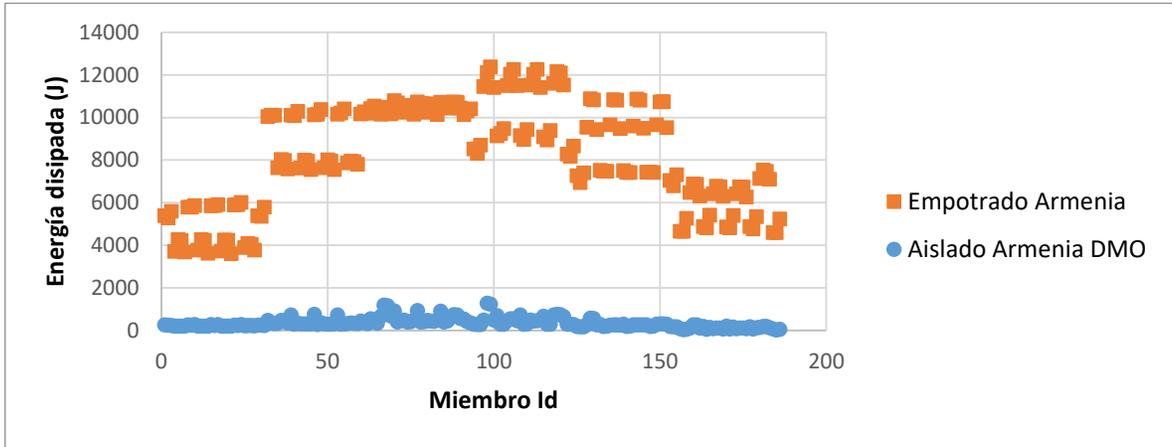


Figura 39 Energía disipada en sismos de Armenia

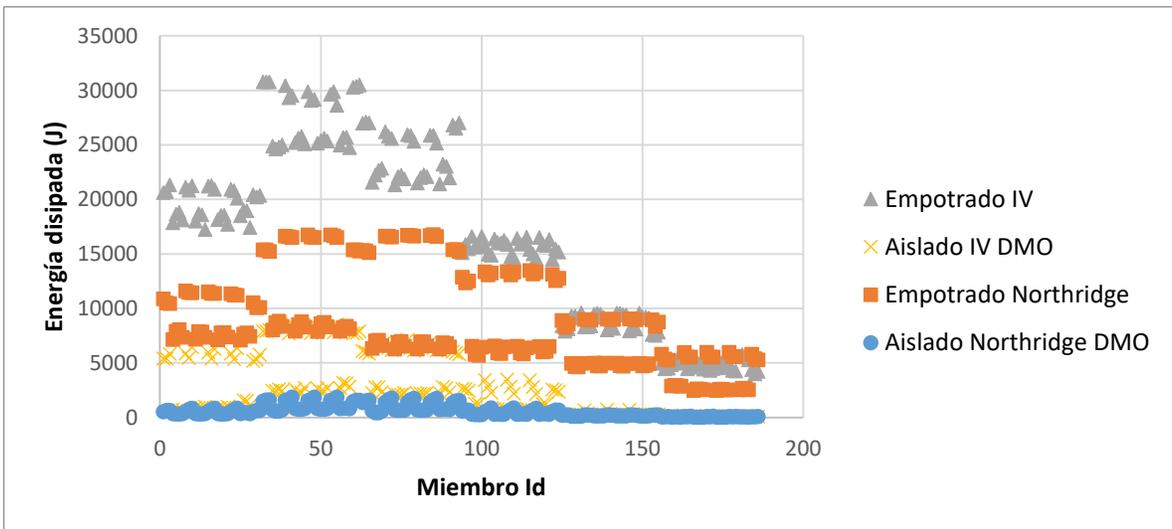


Figura 40 Energía disipada en sismos de Northridge e Imperial Valley

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

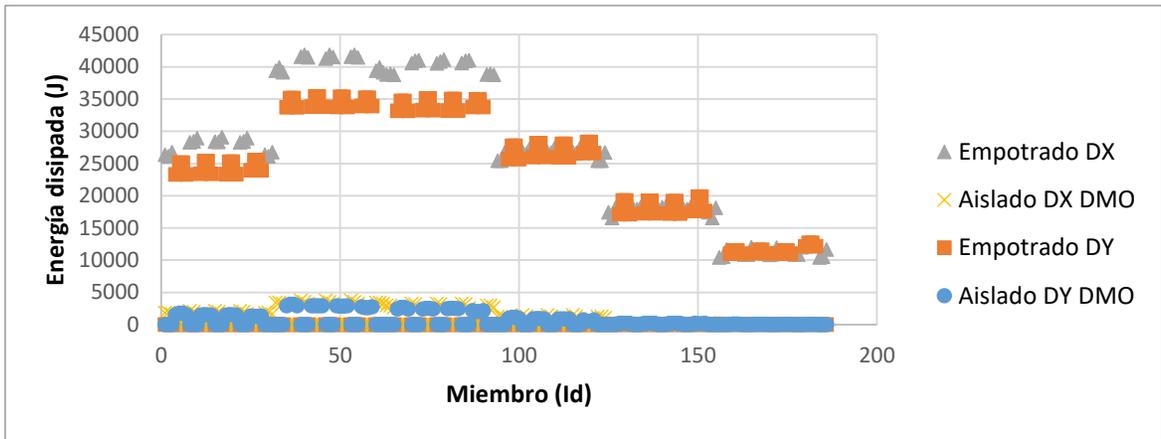


Figura 41 Energía disipada en sismos réplica de Armenia DX y DY

Columnas estructura de 6 niveles

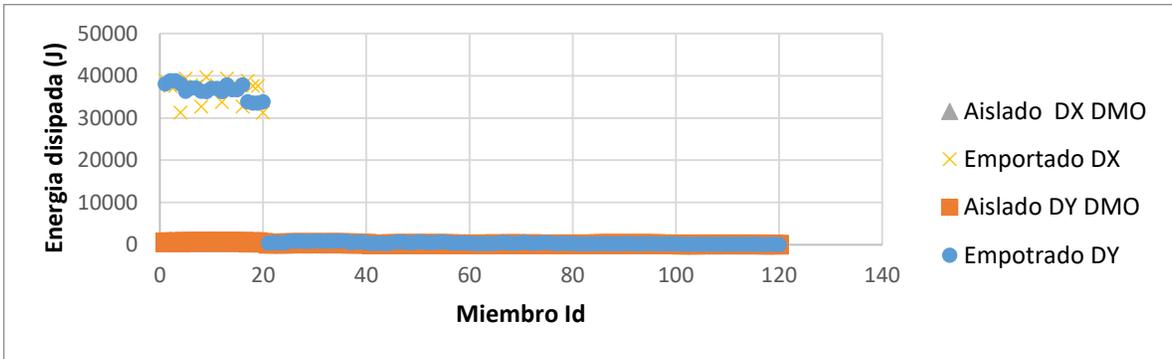


Figura 42 Energía disipada en sismos réplicas de Armenia

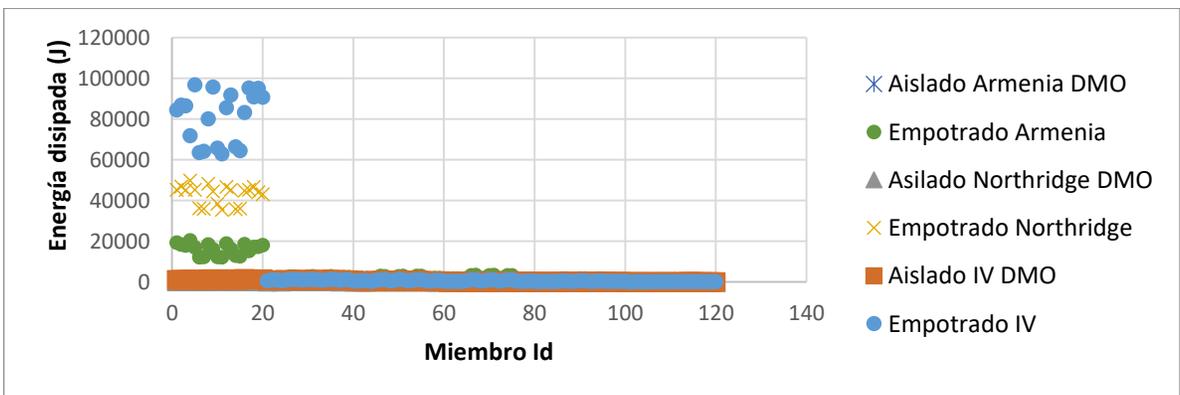


Figura 43 Energía disipada en sismos de Armenia, Northridge e Imperial Valley

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

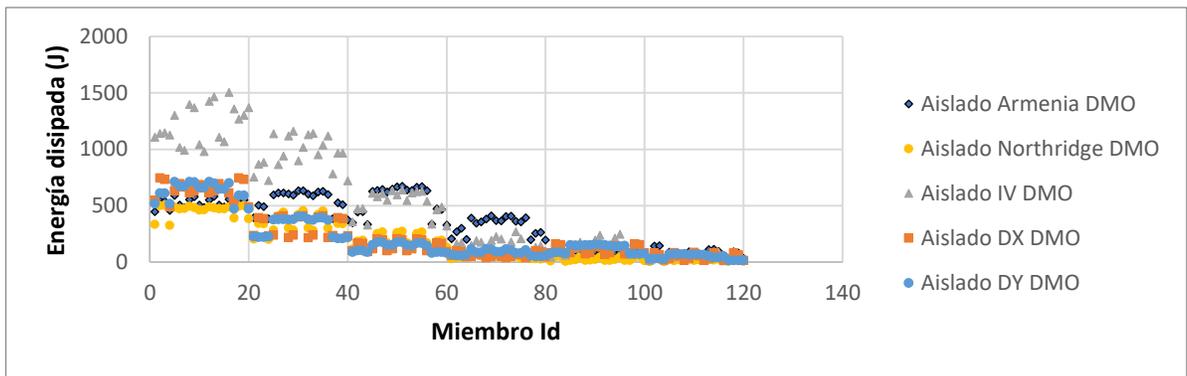


Figura 44 Energía disipada en sismos réplicas de Armenia, Imperial Valley, Northridge y Armenia

Vigas estructura de 10 niveles

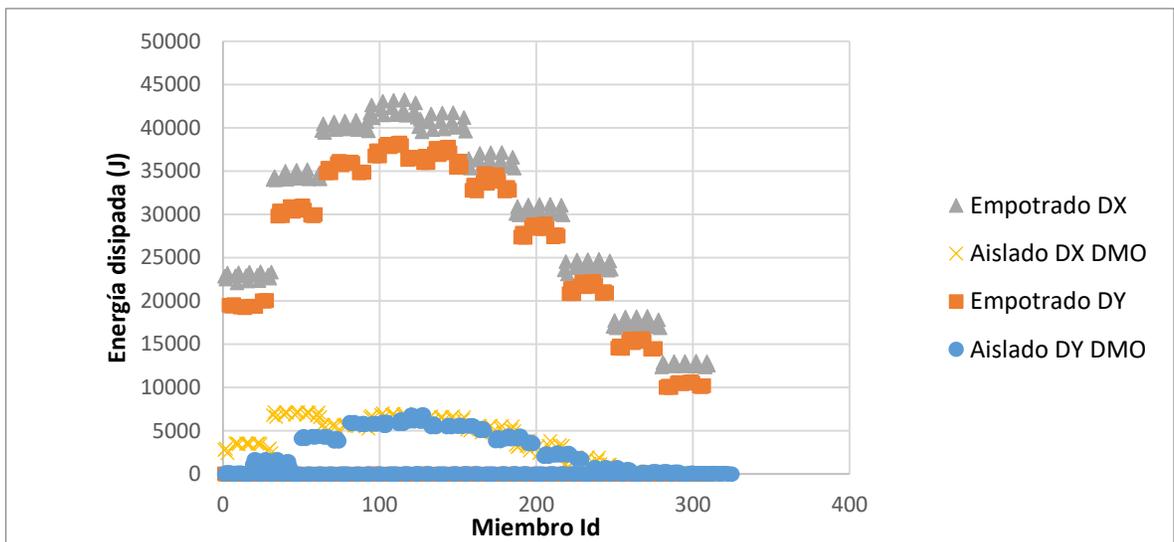


Figura 45 Energía disipada en sismos réplicas de Armenia

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

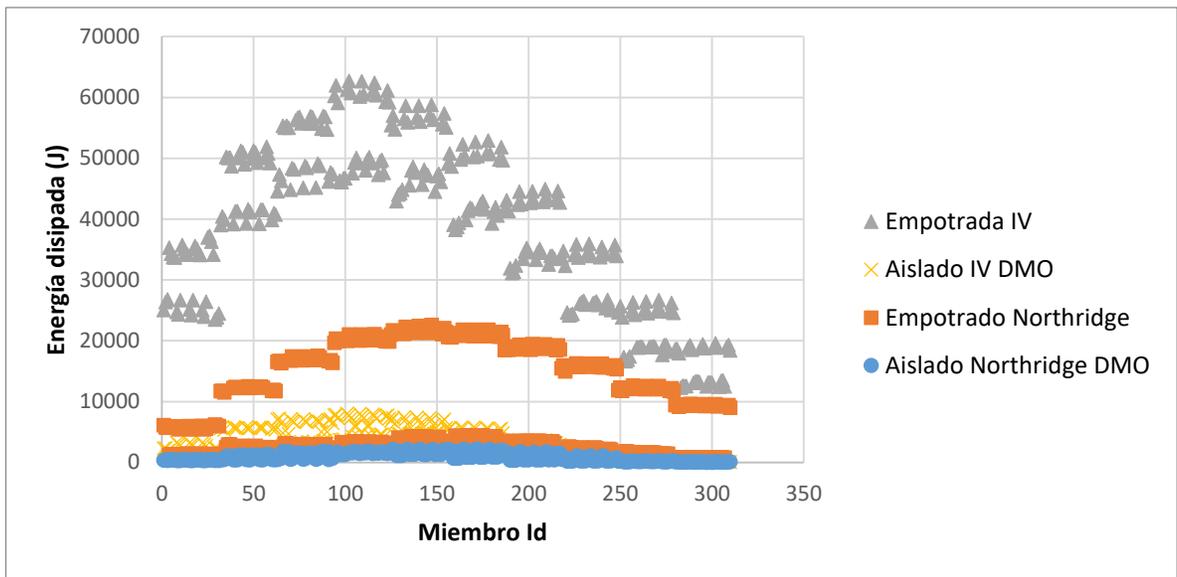


Figura 46 Energía disipada en sismos del Imperial Valley y Northridge

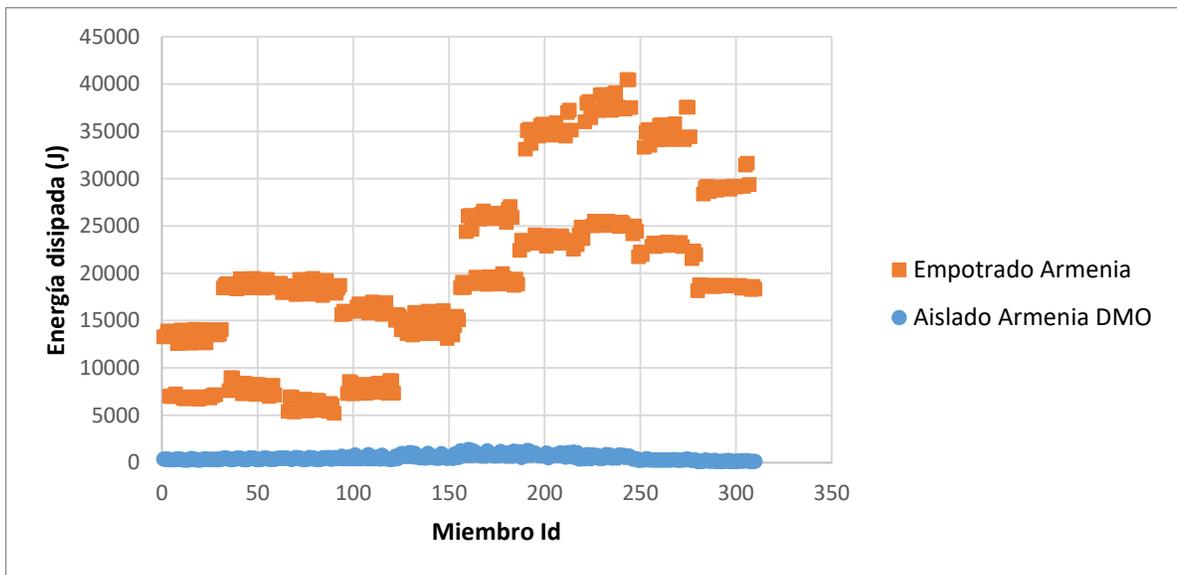


Figura 47 Energía disipada en sismos de Armenia

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Columnas estructura de 10 niveles

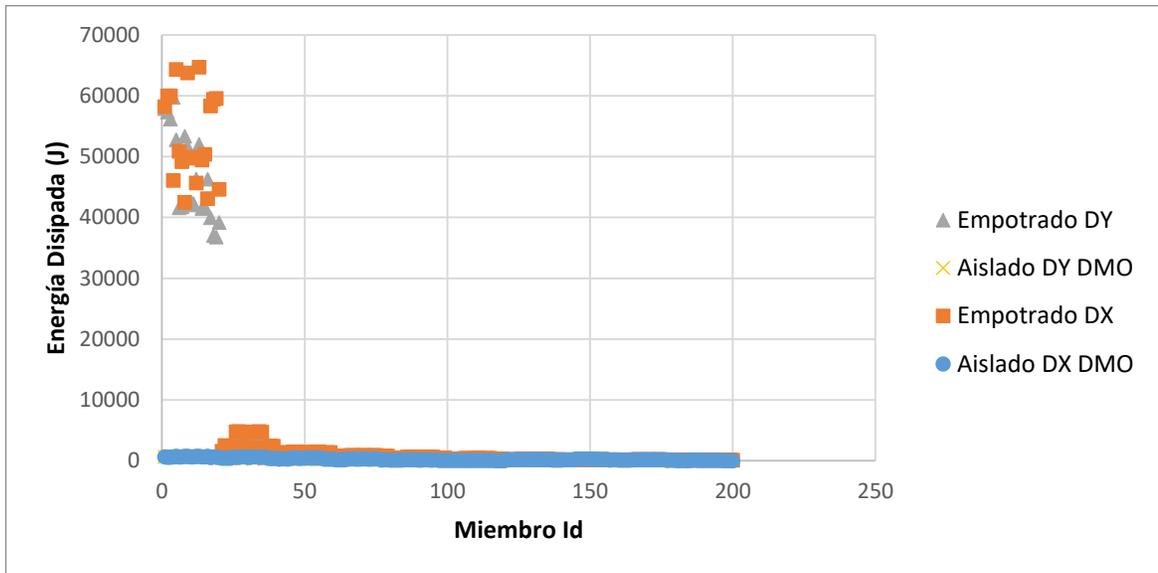


Figura 48 Energía disipada en sismos réplicas de Armenia

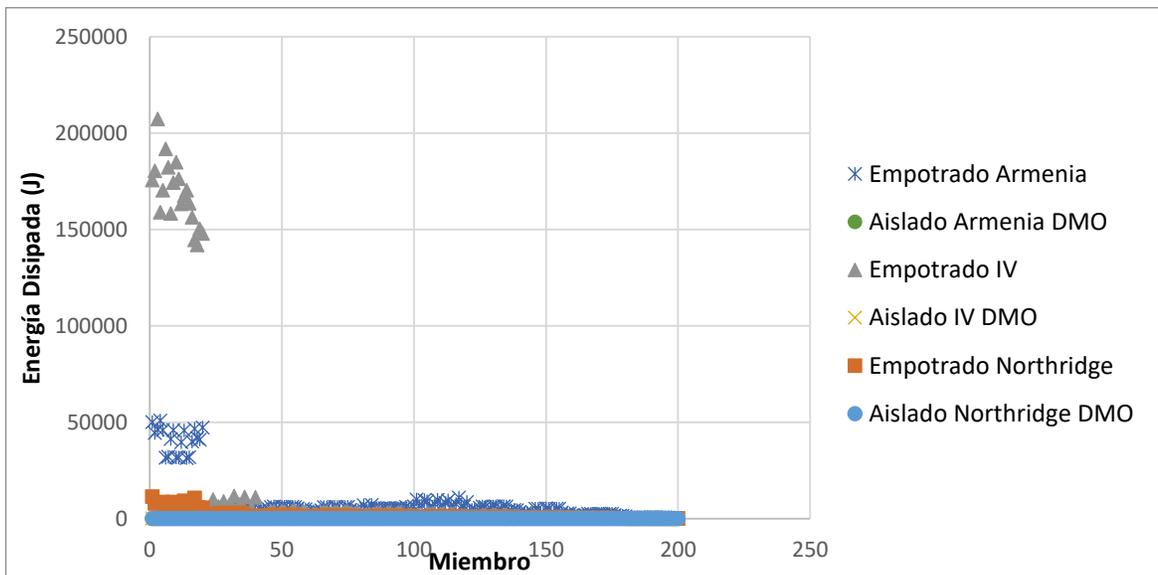


Figura 49 Energía disipada en sismos de Armenia, Imperial Valley y Northridge

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

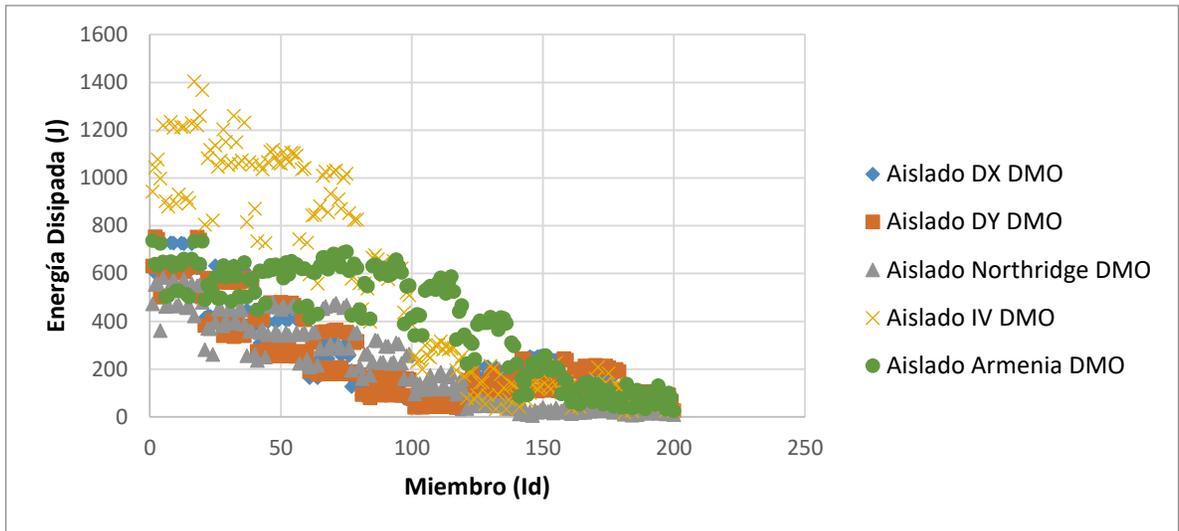


Figura 50 Energía disipada en sismos réplicas de Armenia, Northridge, Armenia e Imperial Valley

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ANEXO 3 – DEMANDA DE DUCTILIDAD (DD)

El Anexo 3 muestra las gráficas de demandas de ductilidad para cada elemento de cada edificio durante cada sismo. El eje y corresponde a la ductilidad demandada de cada miembro en un sismo específicos y el eje X corresponde a la identificación del miembro estructural de cada edificio, es decir, las primeras 20 columnas del primer nivel están enumeradas de 1 a 20 y así con las demás en orden creciente.

columnas edificio de 6 niveles

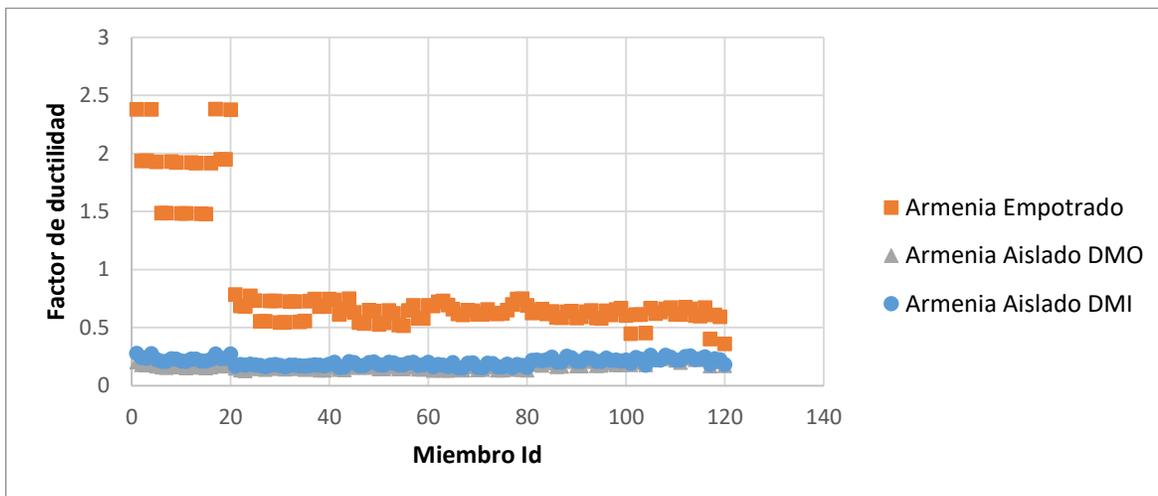


Figura 51 Demandas de ductilidad, sismos de Armenia

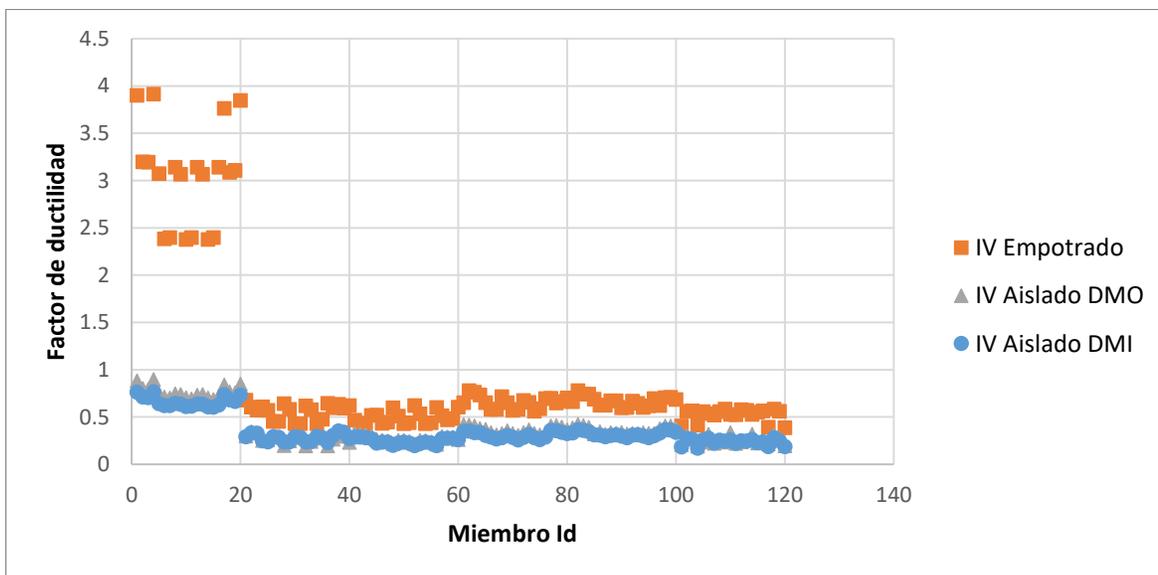


Figura 52 Demandas de ductilidad, sismo del Imperial Valley

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

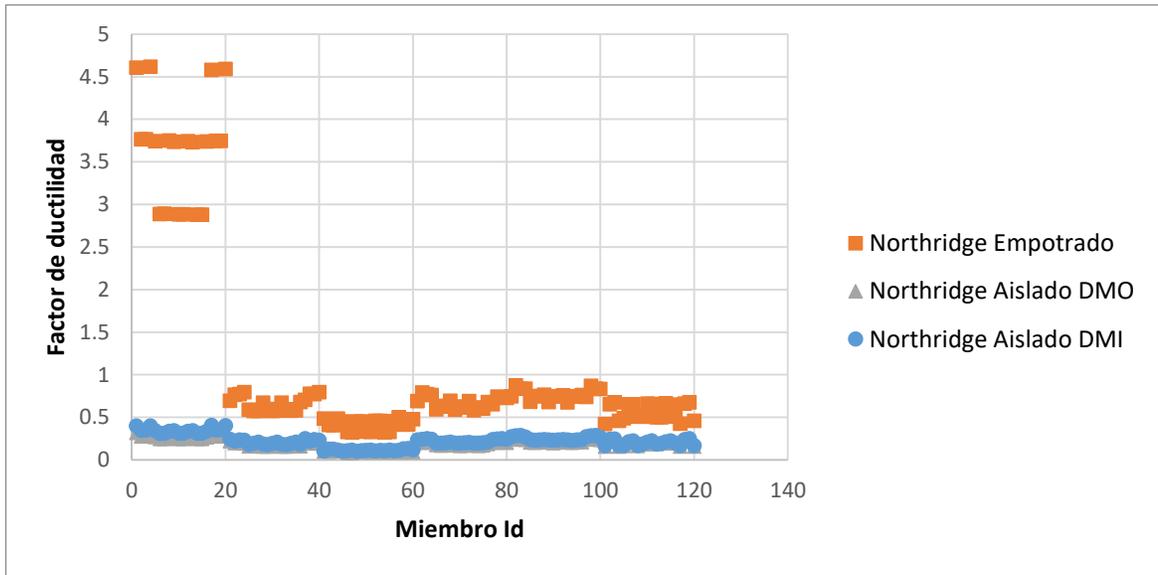


Figura 53 Demandas de ductilidad, sismo de Northridge

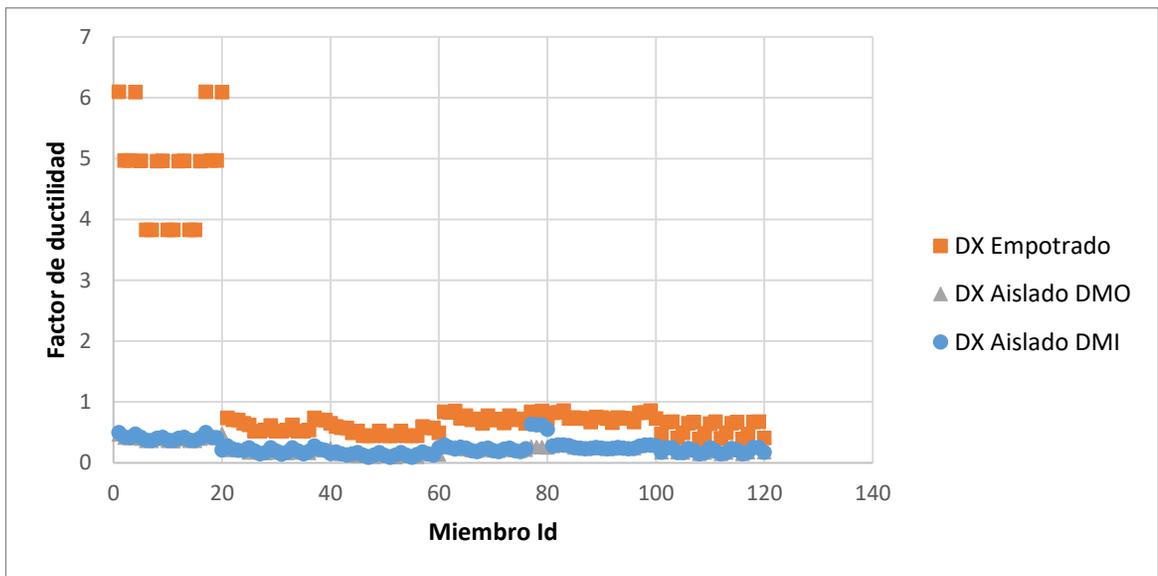


Figura 54 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección X (DX)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

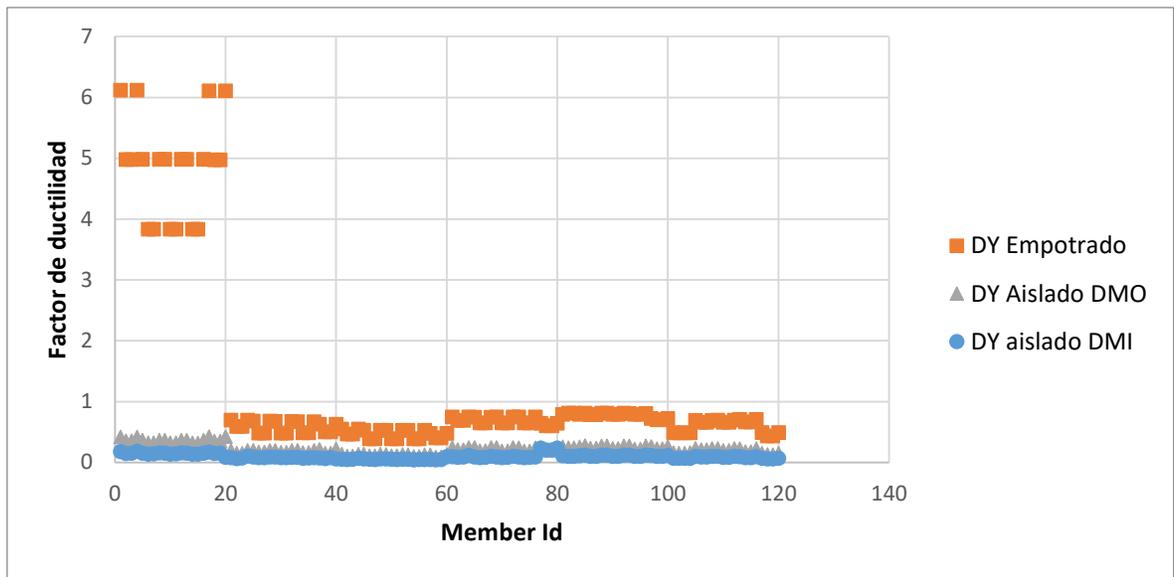


Figura 55 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección Y (DY)

Vigas edificio de 6 niveles

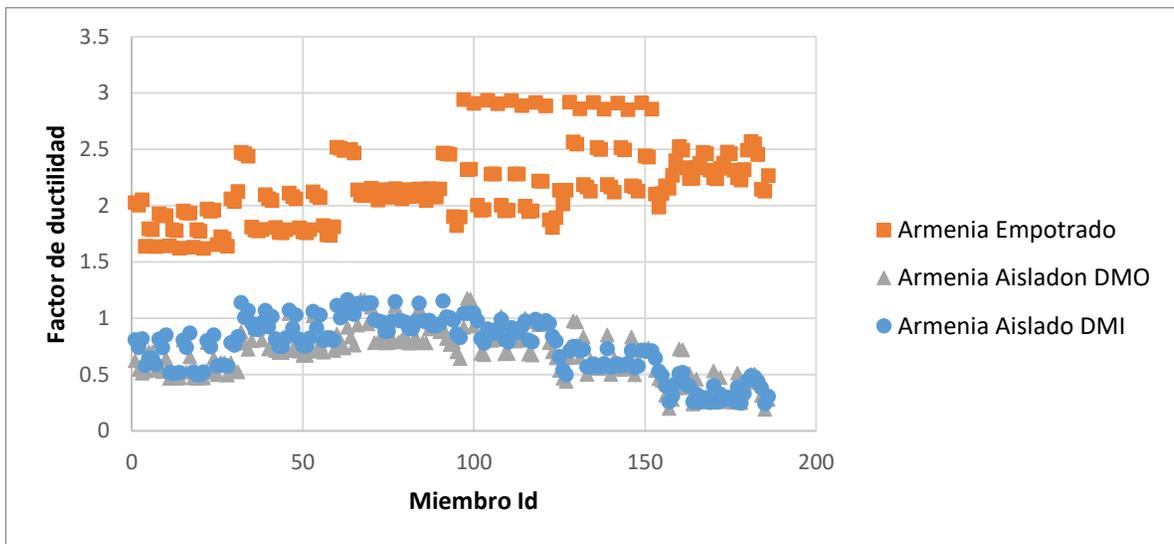


Figura 56 Demandas de ductilidad, sismo de Armenia

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

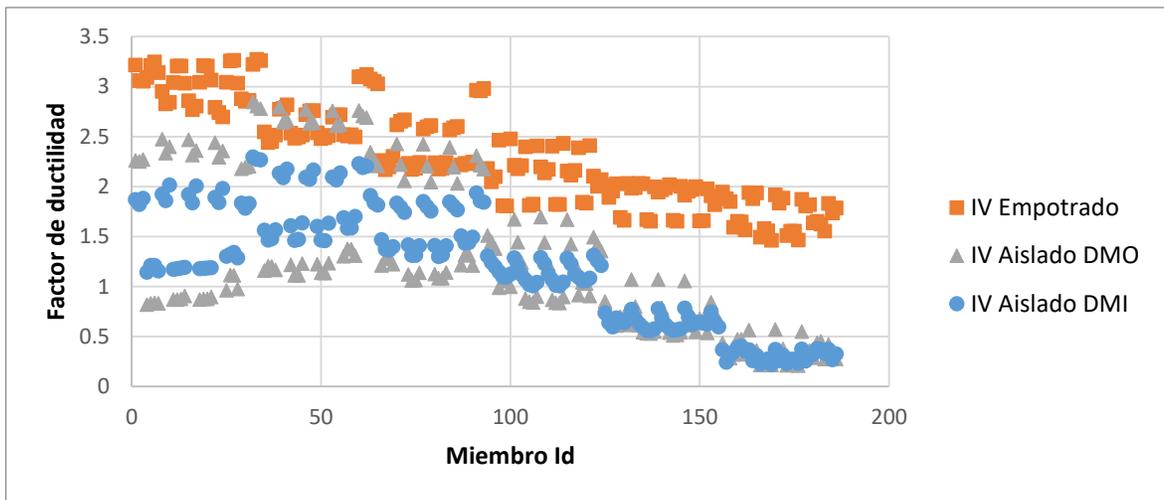


Figura 57 Demandas de ductilidad, sismo del Imperial Valley

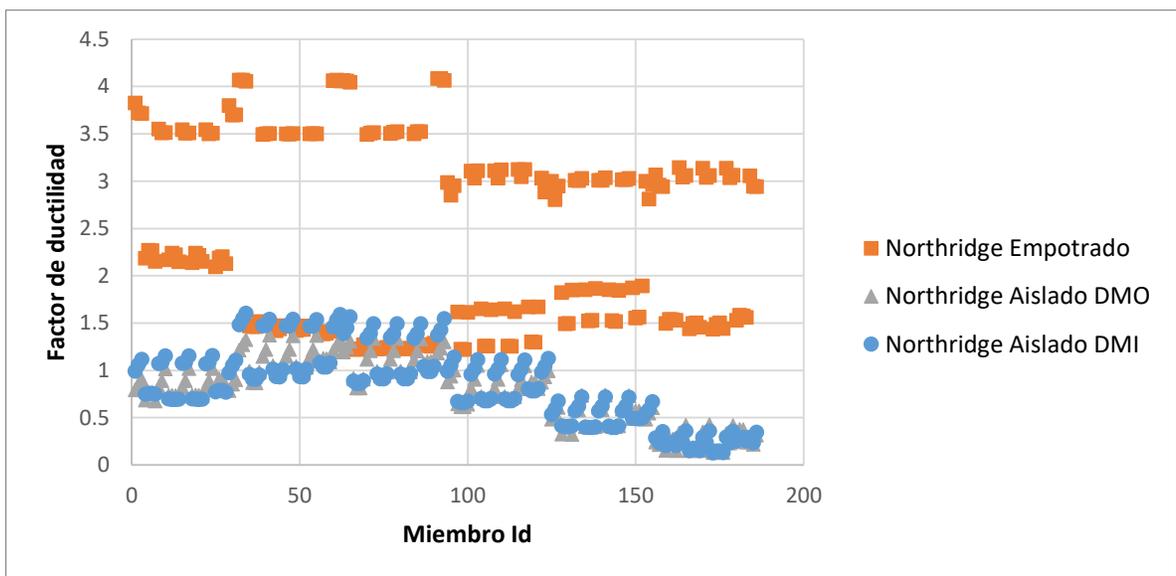


Figura 58 Demandas de ductilidad, sismo de Northridge

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

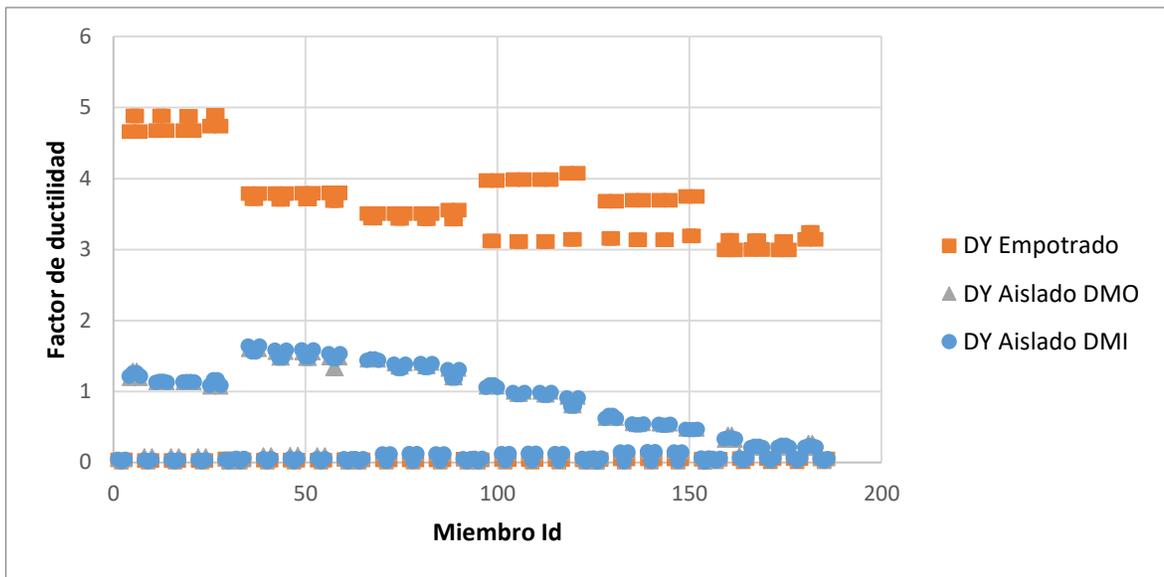


Figura 59 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección y (DY)

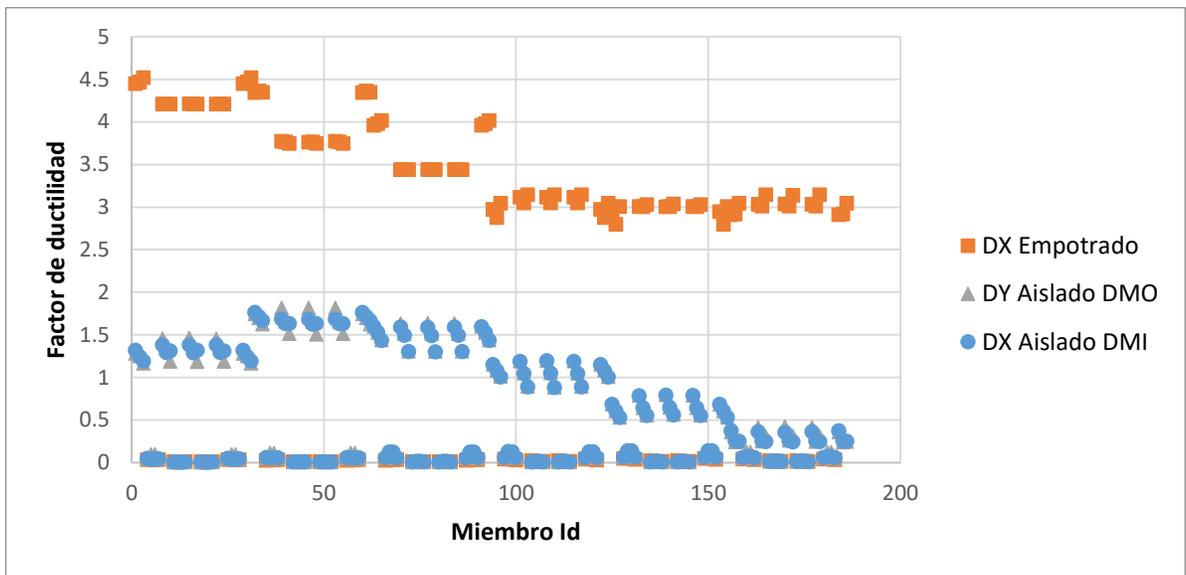


Figura 60 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección x (DX)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Columnas edificio de 10 niveles

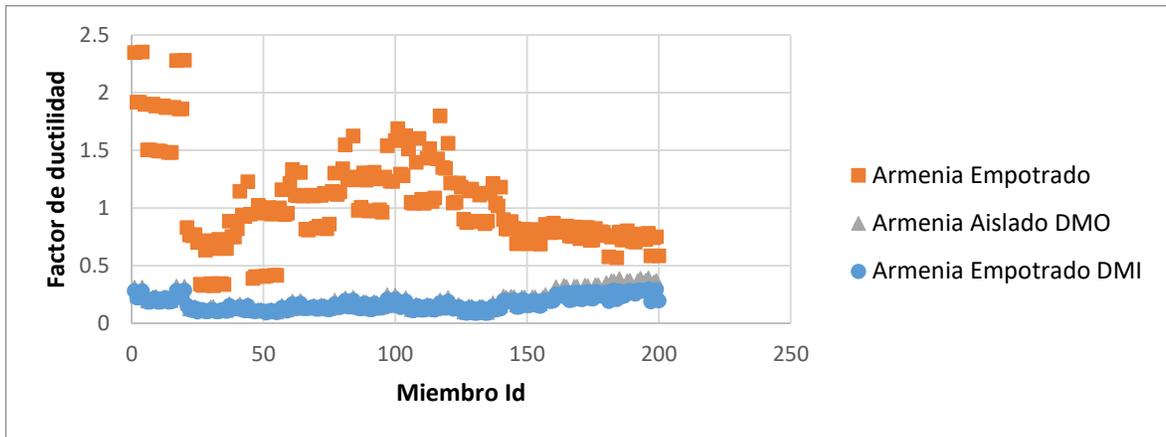


Figura 61 Demandas de ductilidad, sismo de Armenia

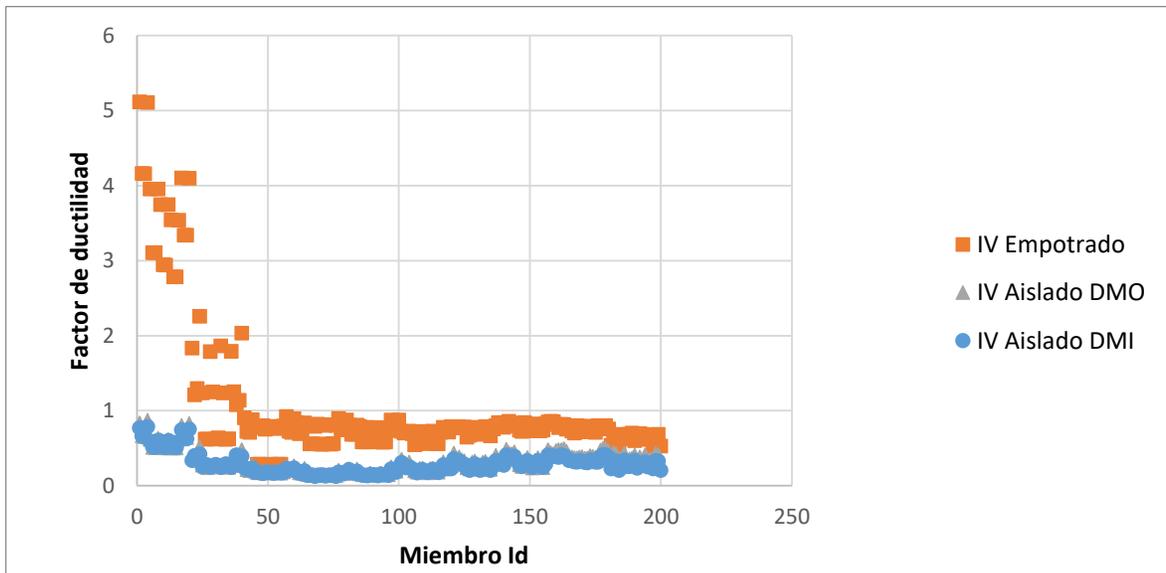


Figura 62 Demandas de ductilidad, sismo del Imperial Valley

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

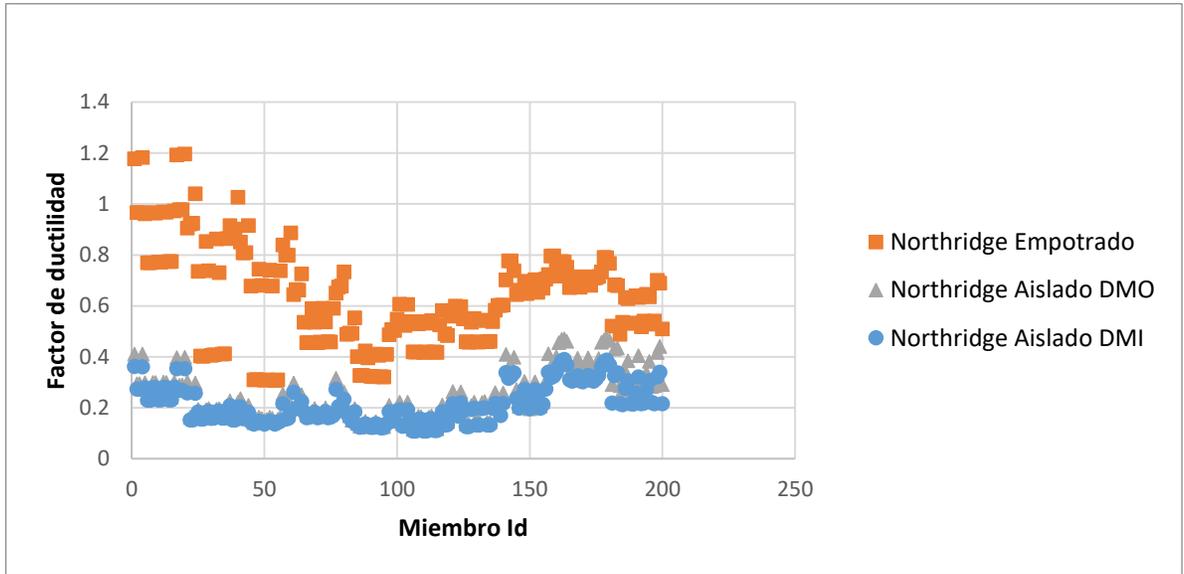


Figura 63 Demandas de ductilidad, sismo de Northridge

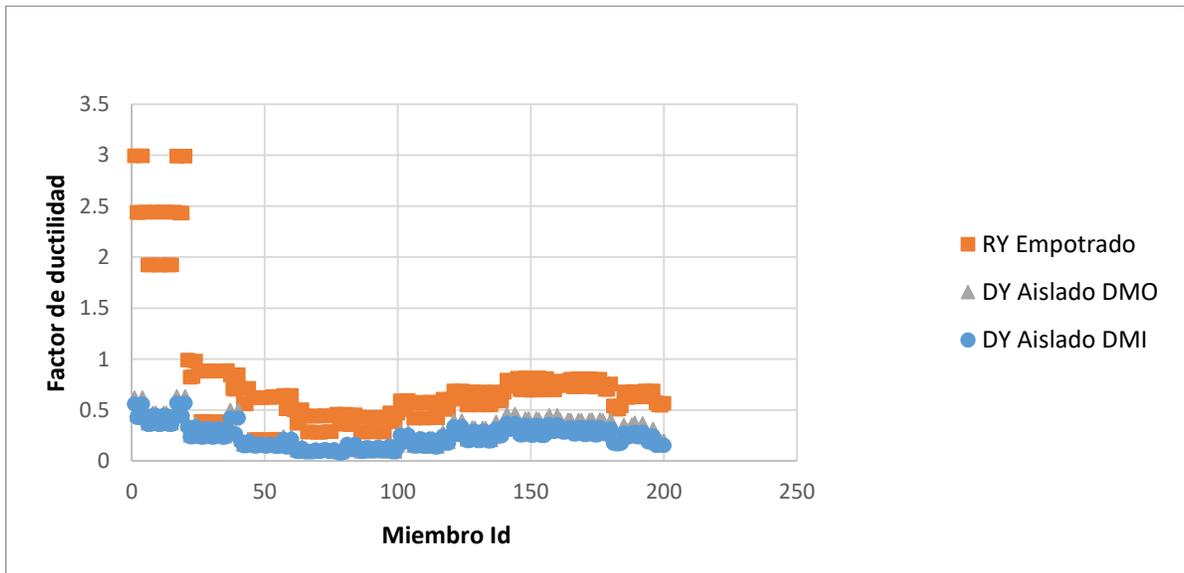


Figura 64 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección y (DY)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

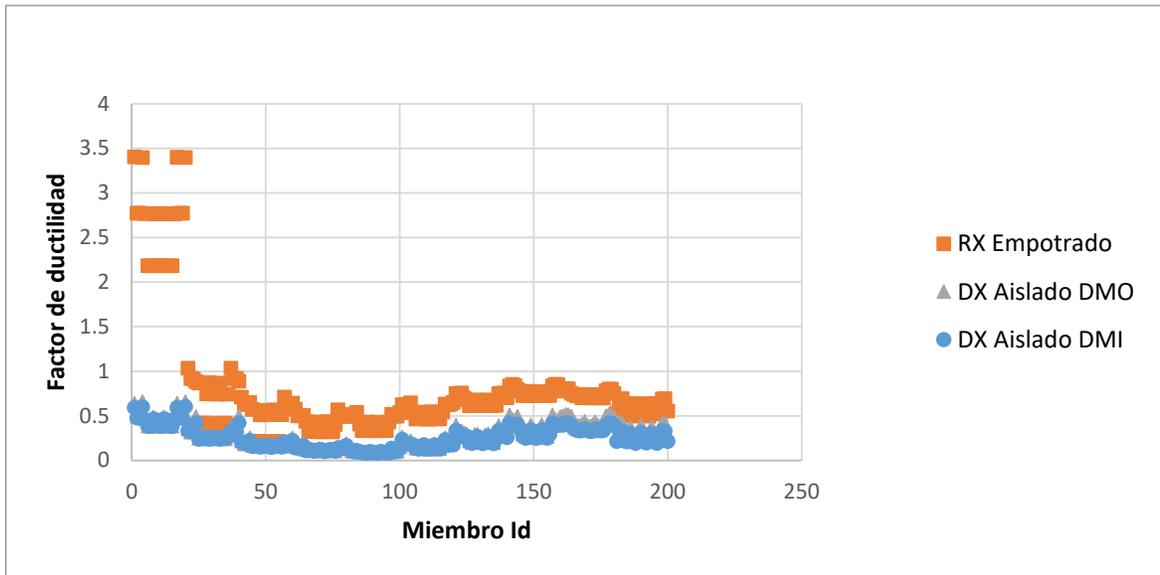


Figura 65 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección x (DX)

Vigas edificio de 10 niveles

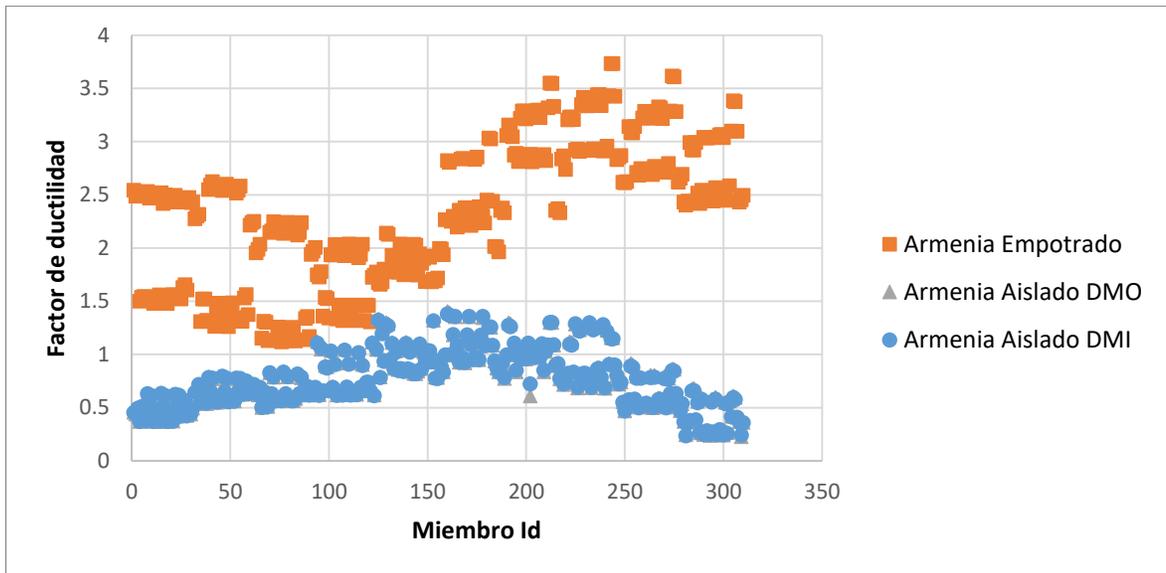


Figura 66 Demandas de ductilidad, sismo de Armenia

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

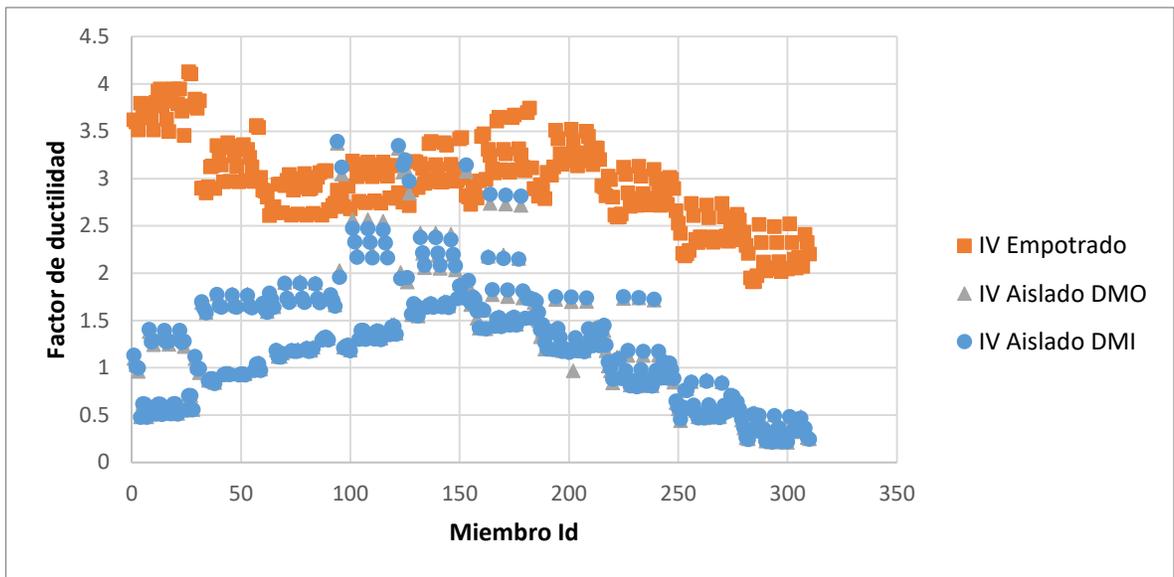


Figura 67 Demandas de ductilidad, sismo del Imperial Valley

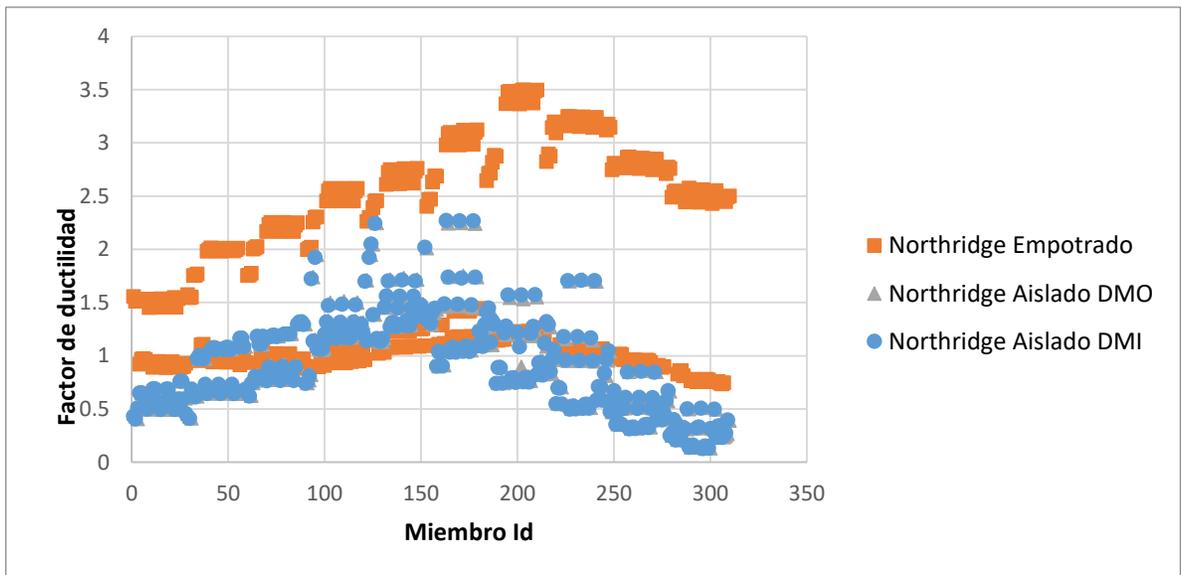


Figura 68 Demandas de ductilidad, sismo de Northridge

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

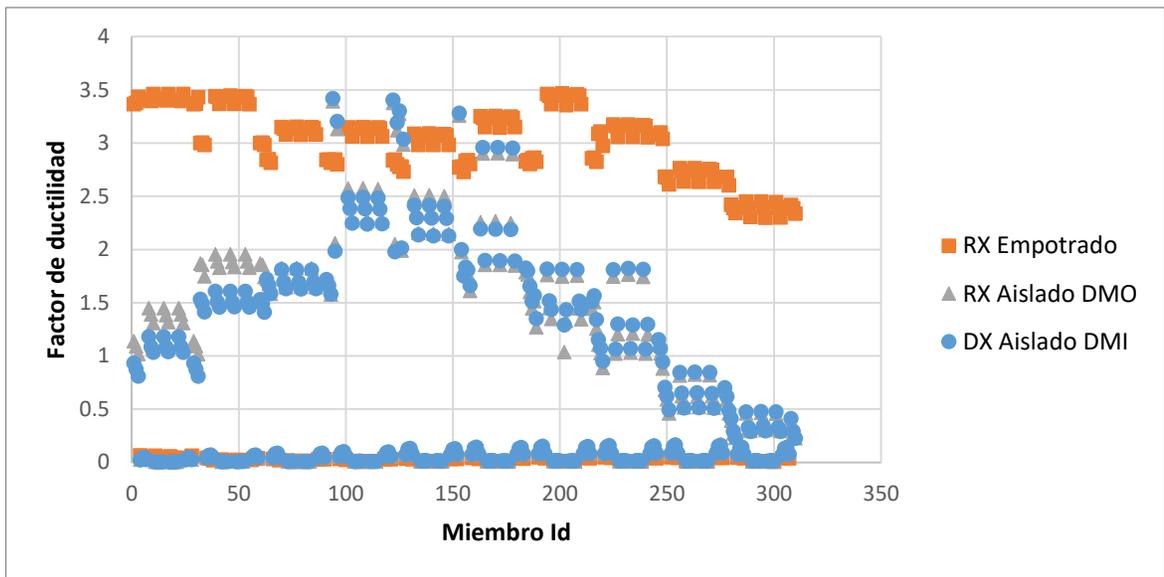


Figura 69 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección x (DX)

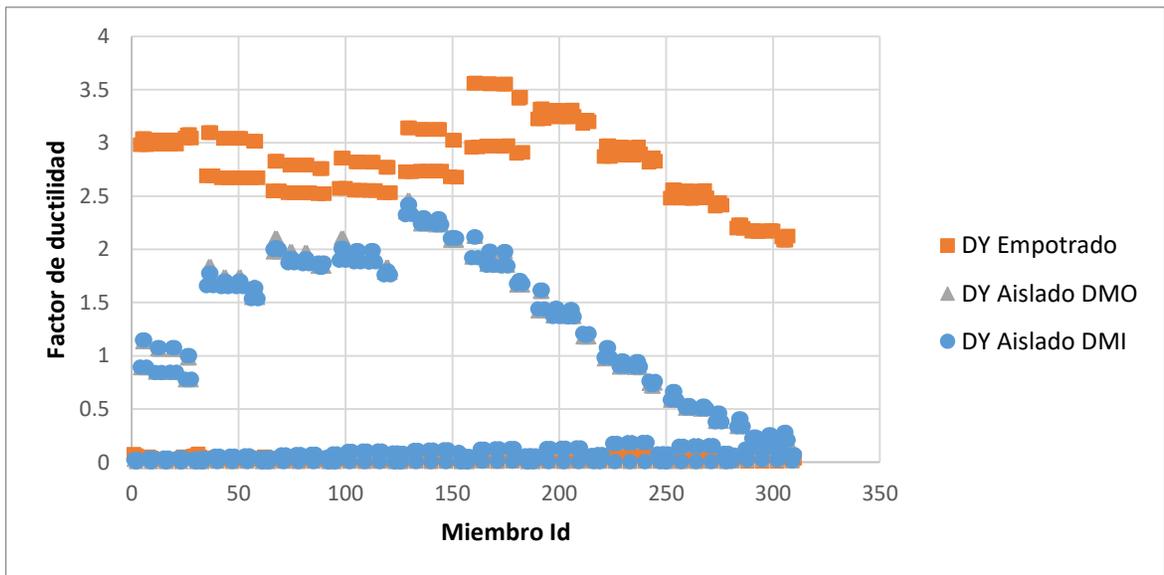


Figura 70 Demandas de ductilidad, sismo réplica de Armenia dirección y (DY)

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ANEXO 4 – ACELERACIONES ABSOLUTAS POR NIVEL

Hospital de 6 niveles

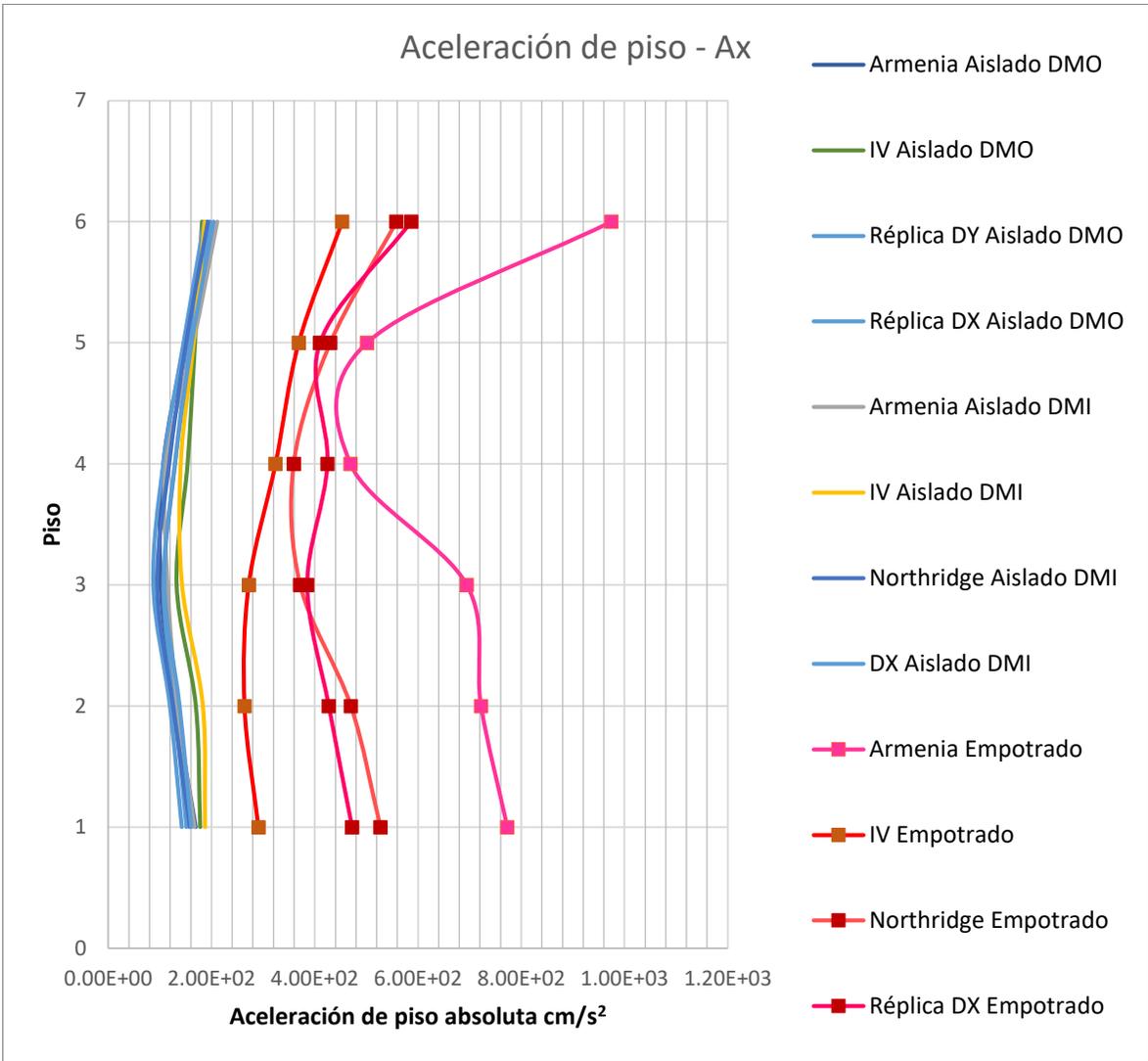


Figura 71 Aceleraciones de piso absolutas del hospital de 6 niveles - Ax

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

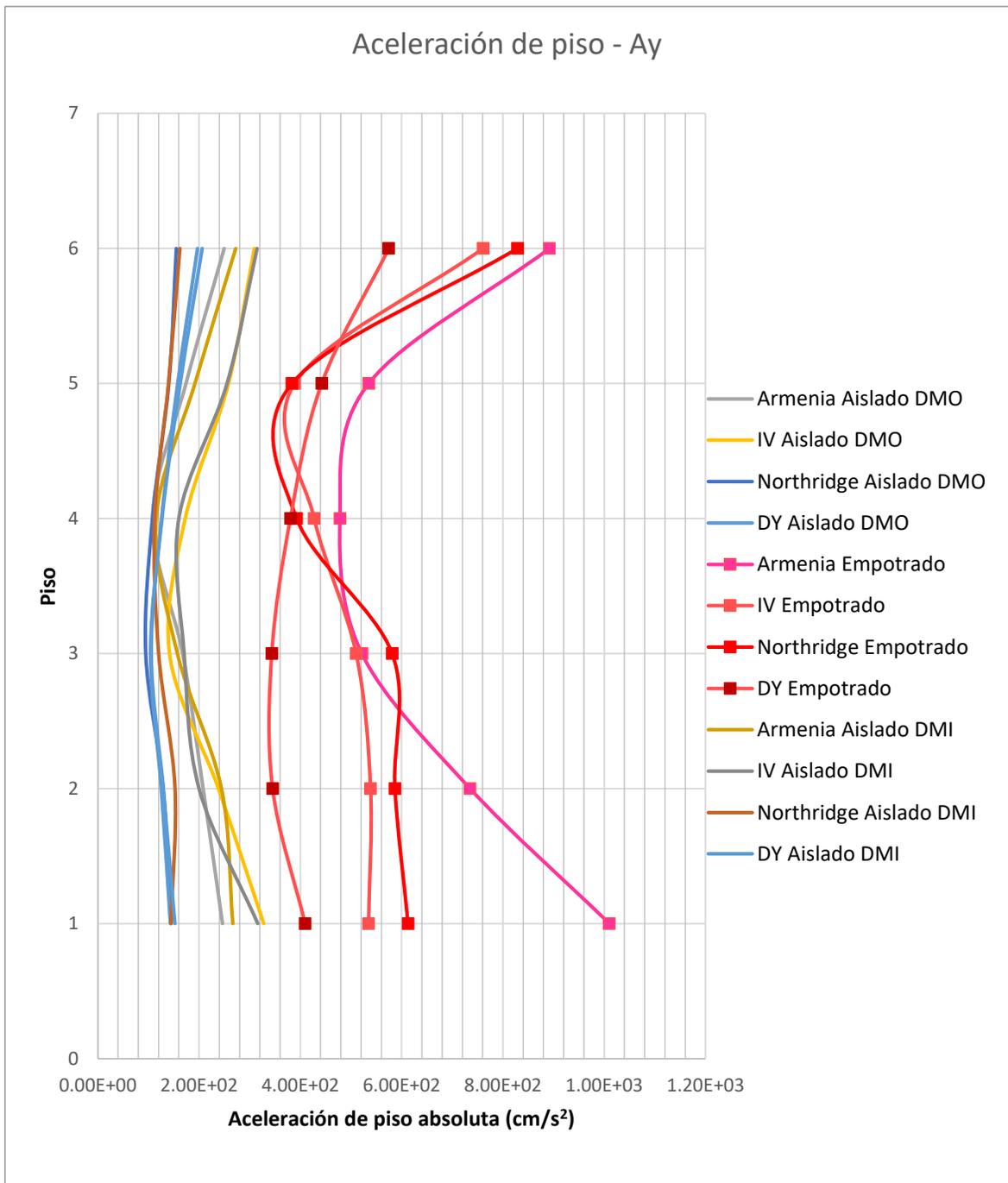


Figura 72 Aceleraciones de piso absolutas del hospital de 6 niveles – Ay

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Hospital de 10 niveles

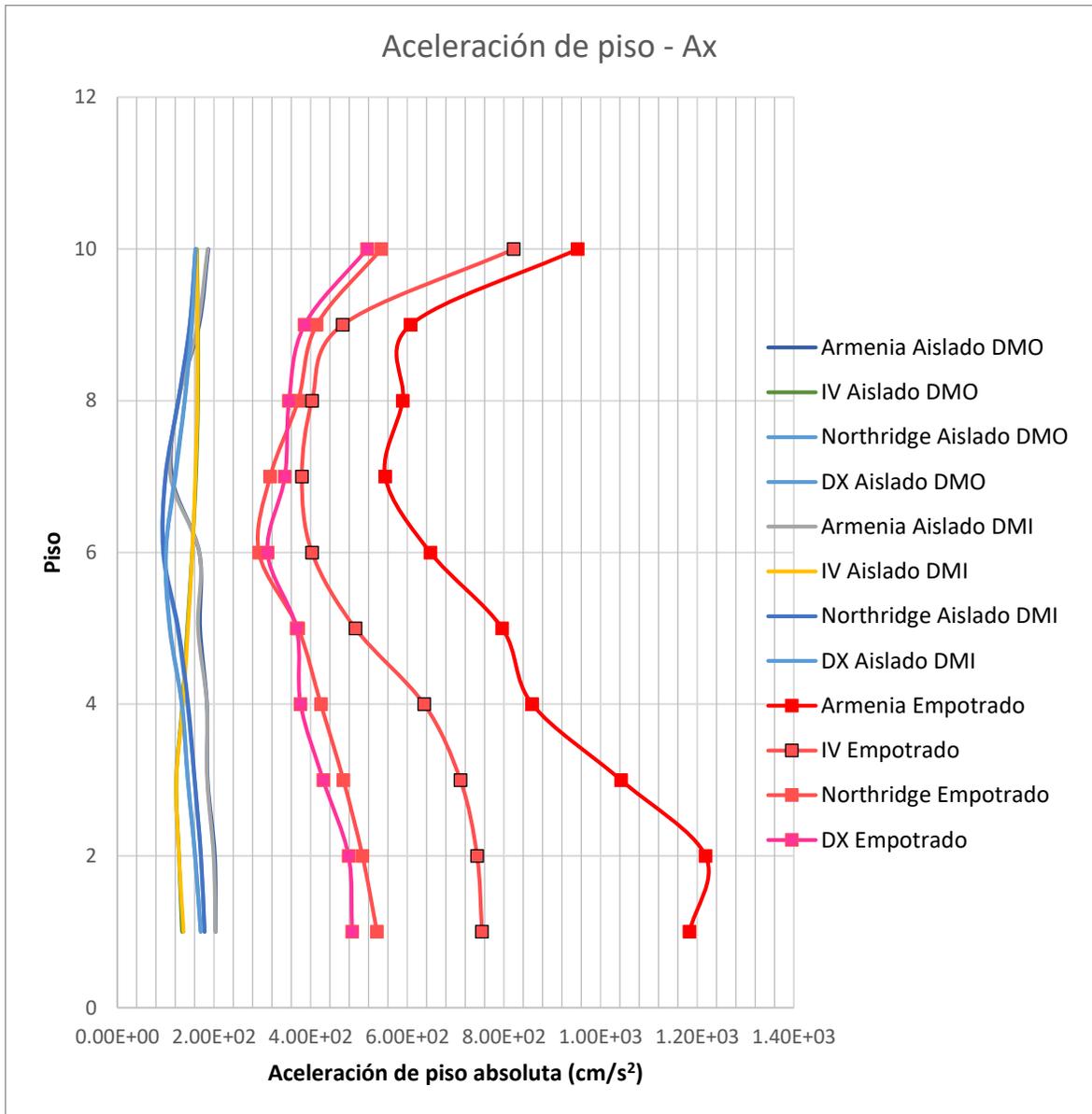


Figura 73 Aceleraciones de piso absolutas del hospital de 6 niveles – Ax

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

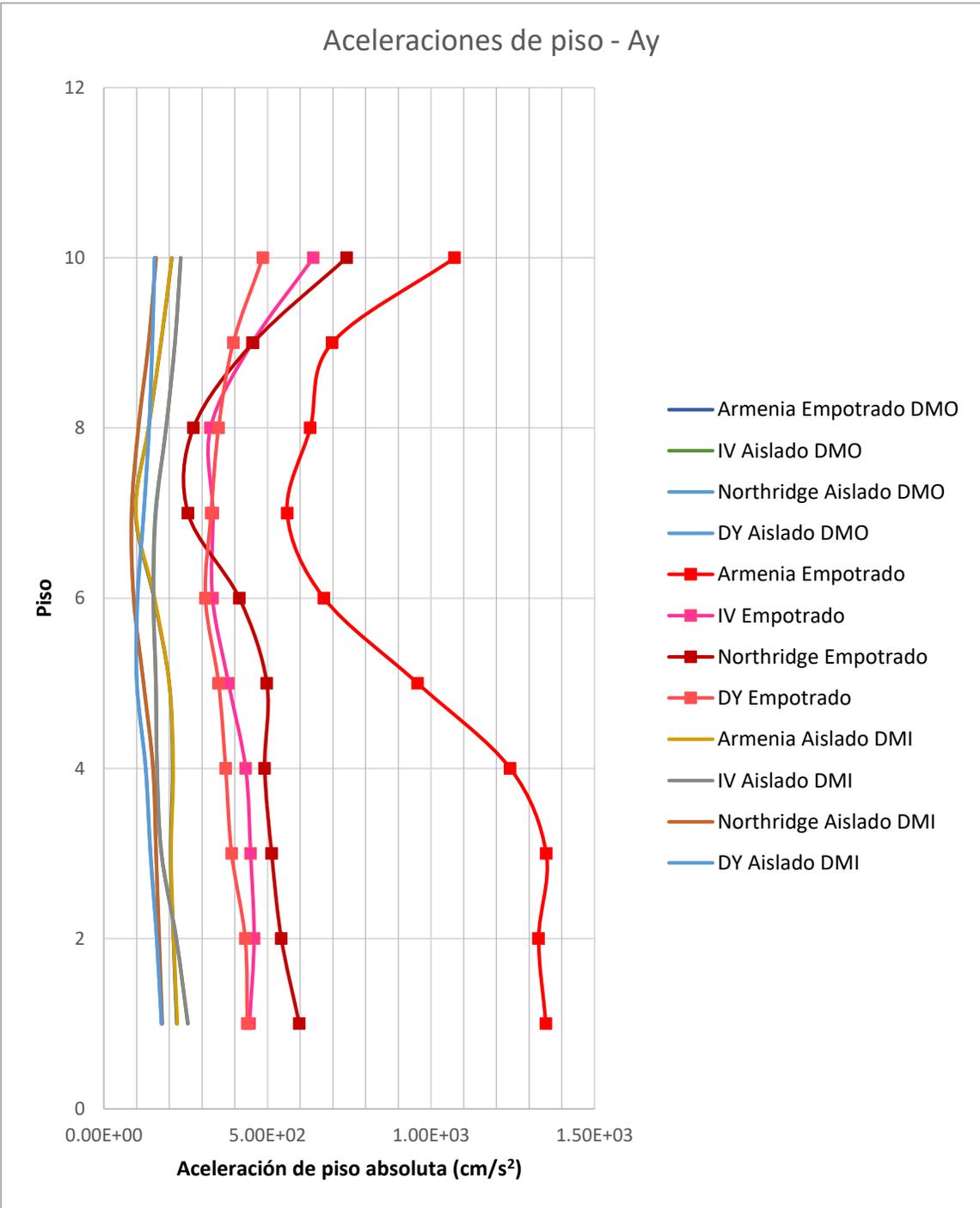


Figura 74 Aceleraciones de piso absolutas del hospital de 6 niveles – Ay

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

ANEXO 5 – DERIVAS

Hospital de 6 niveles

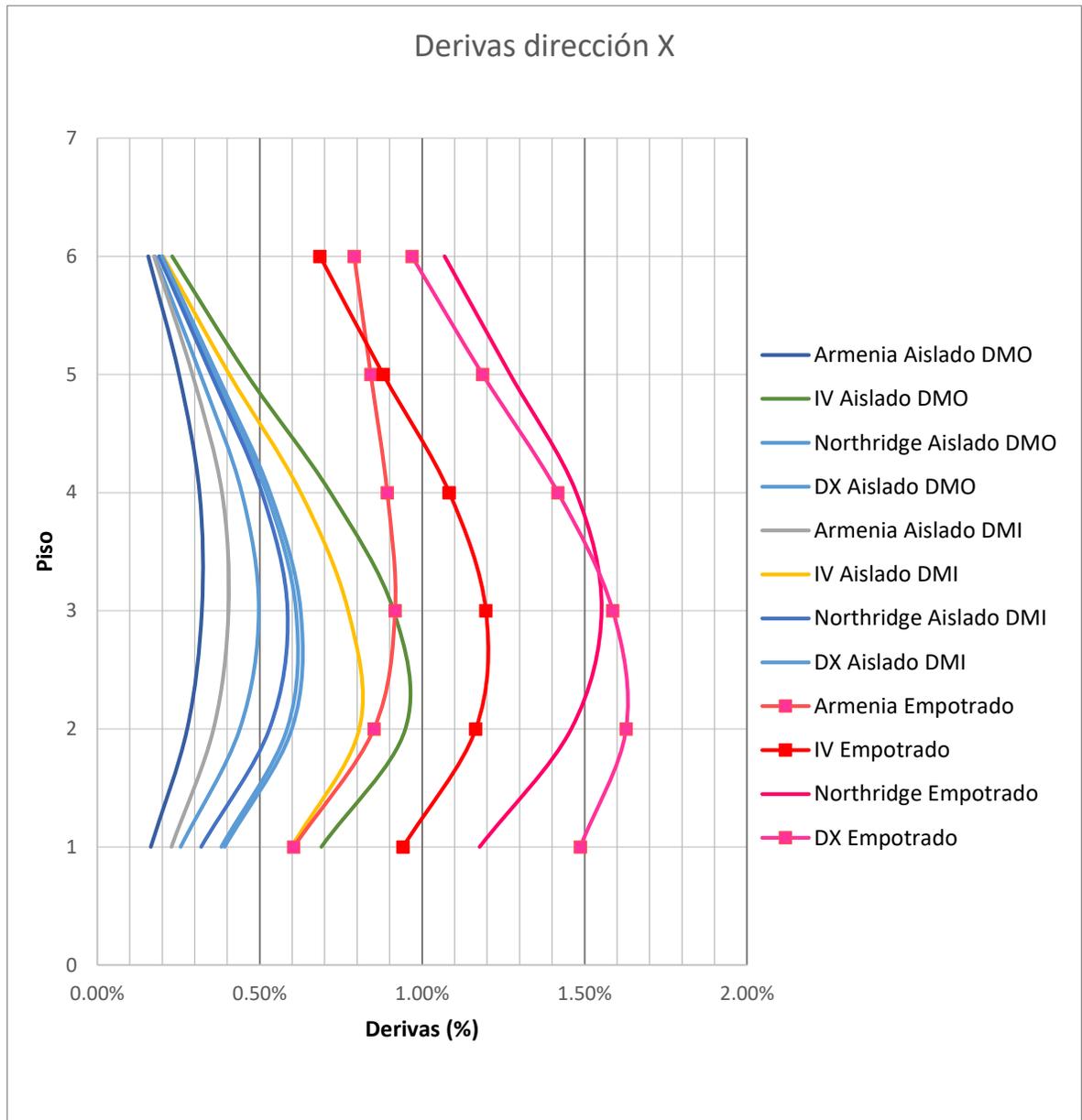


Figura 75 Derivas dirección X de los hospitales de 6 niveles

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

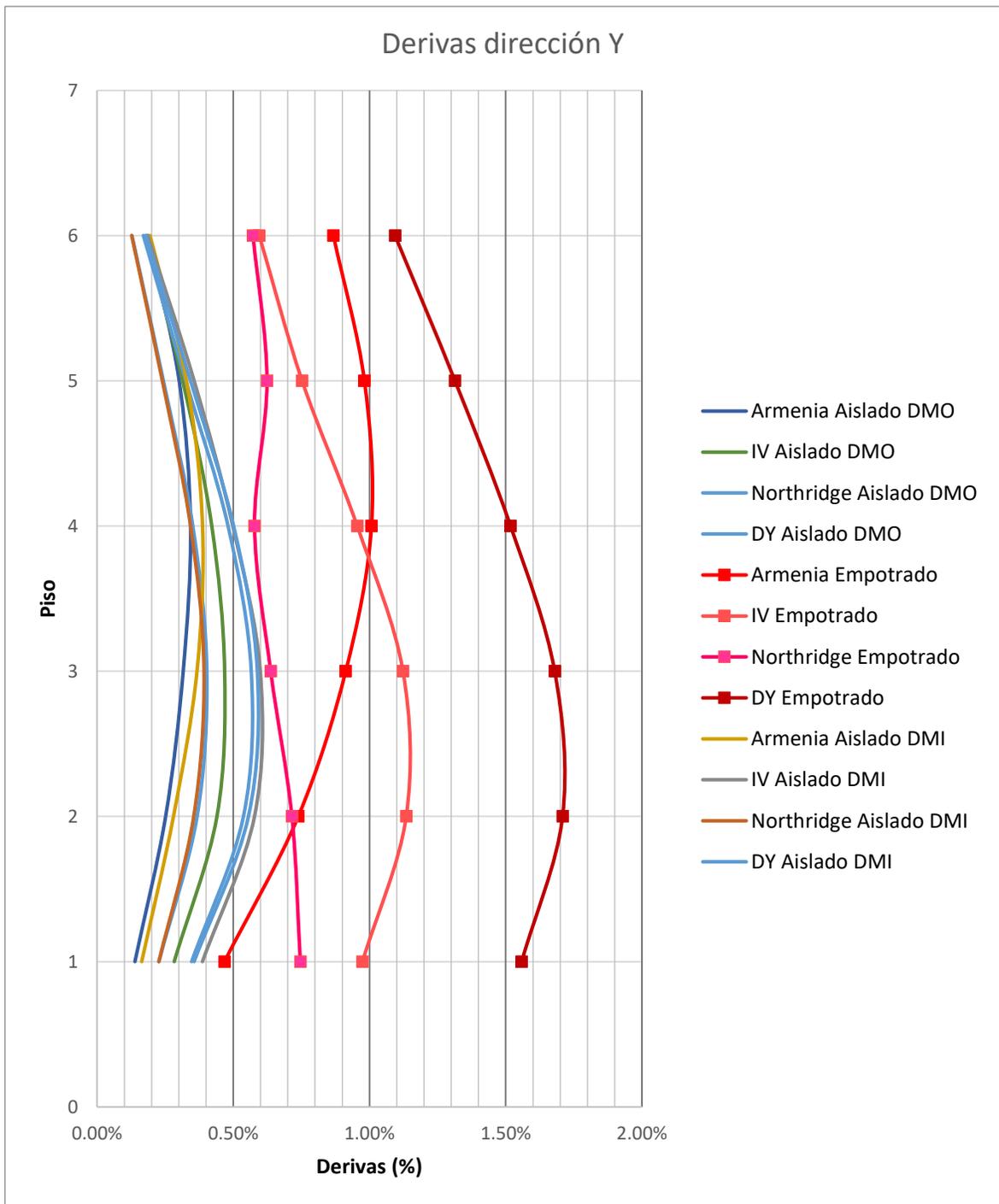


Figura 76 Derivas dirección Y de los hospitales de 6 niveles

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Hospital de 10 niveles

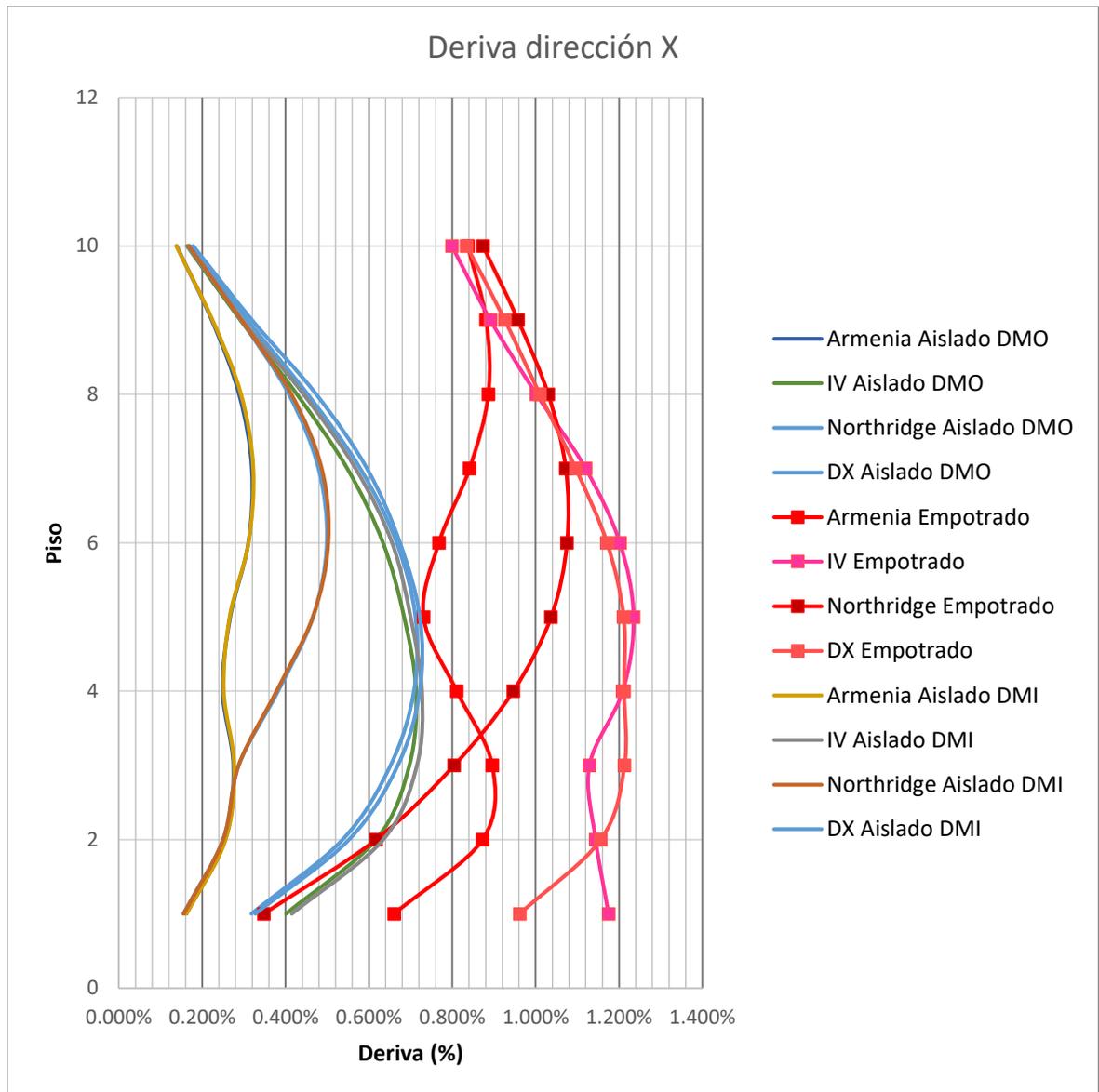


Figura 77 Derivas dirección X de los hospitales de 10 niveles

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

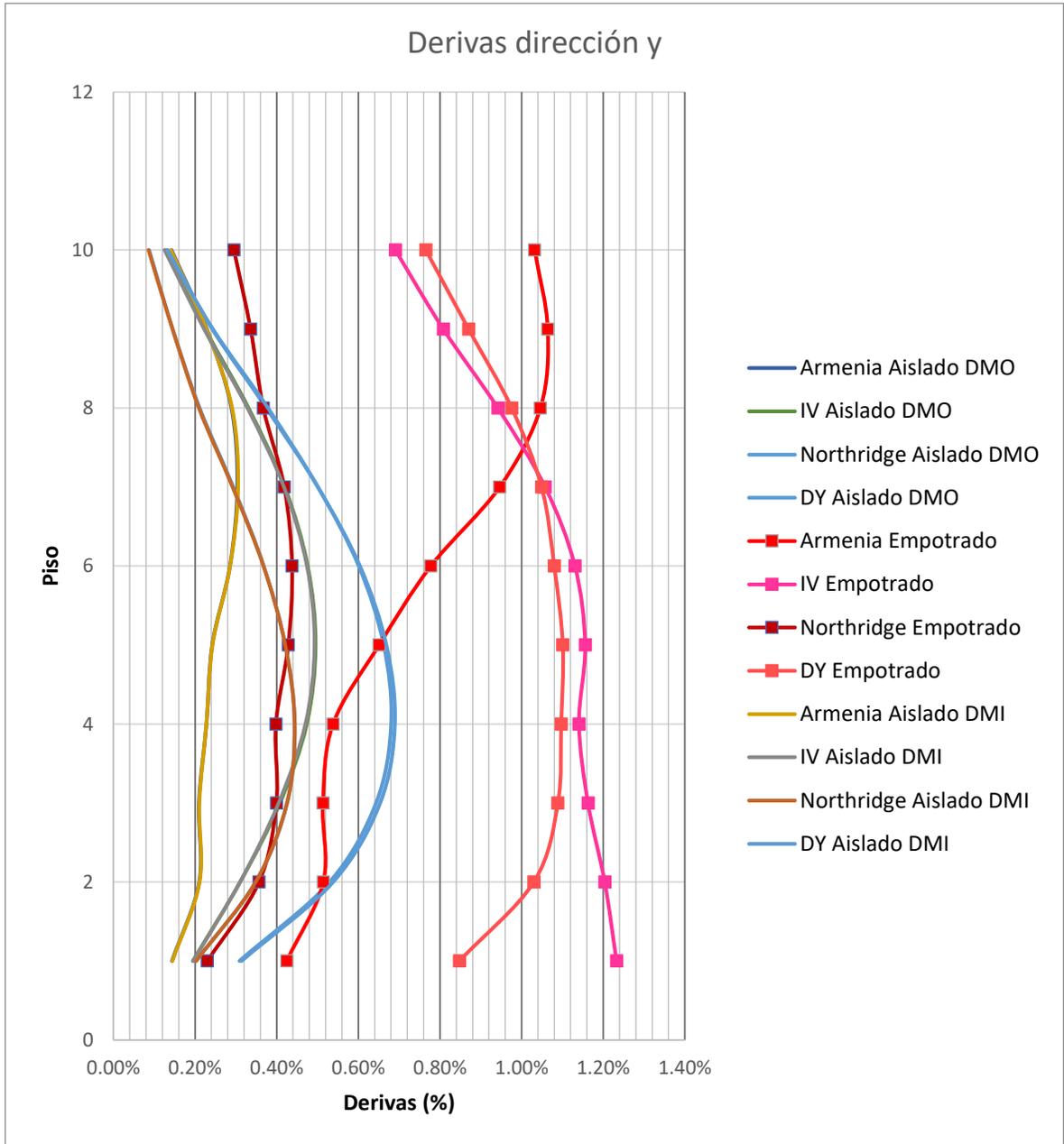


Figura 78 Derivas dirección Y de los hospitales de 10 niveles

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.