



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL
DE UNA CLÍNICA PRIVADA CON IRREGULARIDAD
TORSIONAL SIN AISLADORES Y CON AISLADORES SÍSMICOS
EN LA BASE DEL TIPO LRB Y SLIDERS EN LA CIUDAD DE
JULIACA - PUNO**

TESIS

PRESENTADA POR:

EDDISON SAMIR ESCOBEDO HUAMANQUISPE

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2022



DEDICATORIA

A mis queridos padres Raúl y Olga, a quienes les debo todo en la vida, por haberme inculcado valores y ese espíritu emprendedor que tanto me caracteriza.

Gracias por tanto...

Eddison Escobedo Huamanquispe



AGRADECIMIENTO

Agradezco por sobre todas las cosas a Dios, por enseñarme a ser una persona humilde, por darme la oportunidad de aprender de mis errores y por todas las lecciones que me ha enseñado hasta el día de hoy.

A mi familia, por darme el soporte en todas las etapas de mi vida, por todo lo que me han enseñado y por motivarme a terminar el presente trabajo de investigación.

Al Ing. Samuel Laura por sus valiosos aportes que lograron enriquecer la presente tesis, por su amistad y por ser un excelente docente.

Al Ing. Pedro Rodriguez por proporcionarme de manera emotiva toda la información del proyecto Clínica Americana.

A mis amigos y socios Fernando y Bernabé de “Corporación FBE Ingenieros”, ya son más de 8 años de amistad, espero que siempre podamos construir juntos todos nuestros sueños y metas en común para dejar un gran legado y así trascender en la historia de la humanidad.

A todos mis amigos, no alcanzaría espacio para poder mencionarlos, estoy muy agradecido por el apoyo que me han brindado en todos los aspectos de la vida, gracias por estar cuando más los he necesitado, siempre estarán en mi recuerdo.

A CIMIC PERÚ y CONEIC PUNO, organizaciones que tuve la oportunidad de presidir, gracias por enseñarme a ser mejor líder y a mi alma mater Universidad Nacional del Altiplano por darme la oportunidad de aplicar al intercambio estudiantil en la Pontificia Universidad Católica del Perú. Todas estas experiencias vividas en mi etapa universitaria me dan la fortaleza, seguridad profesional y personal que necesito para poder realizar todo lo que me proponga en la vida.

Eddison Escobedo



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTO

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE TABLAS

ACRÓNIMOS

RESUMEN 20

ABSTRACT..... 21

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema 22

1.2. Hipótesis de la investigación 22

1.2.1. Hipótesis general 22

1.2.2. Hipótesis específicas 23

1.3. Justificación del estudio..... 23

1.4. Objetivos de la investigación..... 24

1.4.1. Objetivo general 24

1.4.2. Objetivos específicos 24

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. Antecedentes de la investigación 25

2.2. Marco teórico 31

2.2.1. Análisis estructural sismorresistente de la estructura sin aislamiento sísmico.
..... 31



2.2.2. Análisis estructural sismorresistente de una estructura con aislamiento sísmico	49
2.2.3. Tipos de aisladores	64
2.2.4. Condiciones del suelo en estructuras aisladas	68
2.2.5. Balance torsional en edificios aislados	70
2.2.6. Respuesta estructural	72
2.2.7. Reforzamiento de edificios con aislamiento sísmico	80

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Metodología de la investigación.....	83
3.1.1. Tipo de investigación	83
3.1.2. Diseño de investigación.....	83
3.1.3. Población y muestra	83
3.1.4. Técnicas de recolección de datos	83
3.1.5. Variables.....	84
3.2. Ubicación y descripción de la estructura	84
3.2.1. Ubicación geográfica.....	84
3.2.2. Características de la clínica privada	85
3.2.3. Propiedades de los materiales.....	88
3.2.4. Cargas consideradas en el análisis estructural.....	88
3.2.5. Peso de la edificación	90
3.2.6. Estudio de mecánica de suelos	90
3.3. Análisis estructural sismorresistente	92
3.3.2. Clínica privada con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS (base aislada). 105	



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Resultados.....	131
4.1.1. Respuesta estructural de la clínica privada sin aislamiento sísmico	131
4.1.2. Respuesta estructural de la clínica privada con aislamiento sísmico	140
4.2. Discusión	151
4.2.1. Periodos y modos de vibración.....	151
4.2.2. Distribución de fuerza cortante	154
4.2.3. Derivas de entrepiso	156
4.2.4. Excentricidad.....	158
4.2.5. Aceleración de entrepiso	160
4.2.6. Ratio torsional	162
4.2.7. Comparación de costos y presupuestos	166
V. CONCLUSIONES.....	168
VI. RECOMENDACIONES	171
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	173
ANEXOS.....	176

TEMA: Aislamiento sísmico

ÁREA: Ingeniería Estructural

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: Análisis y diseño estructural

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 25 de julio de 2022



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Modelo de un grado de libertad (1 GDL)	32
Figura 2: Resultados de un análisis dinámico para un edificio de 10 pisos	48
Figura 3: (a) Edificación sin aislamiento sísmico y (b) Edificación con aislamiento sísmico	50
Figura 4: Instalación de los dispositivos en obra	50
Figura 5: Aislador elastomérico instalado en obra.....	50
Figura 6: Desplazamiento vs Periodo	51
Figura 7: Relación entre cortante en la base y periodo	52
Figura 8: Disminución de pseudo aceleraciones debido al cambio de periodo	53
Figura 9: Disminución de pseudo aceleraciones debido al incremento de amortiguamiento	53
Figura 10: Parámetros del sistema aislado de 2GDL	54
Figura 11: Formas de modo del sistema aislado de 2GDL	56
Figura 12: Curva de histéresis modelo bilineal.....	62
Figura 13: Aislador tipo LDRB	65
Figura 14: Aislador tipo LRB	66
Figura 15: Aislador elastoméricos de alto amortiguamiento HDRB	66
Figura 16: Aislador deslizante plano.....	67
Figura 17: Diagrama fuerza deformación de un deslizador plano.	68
Figura 18: Efectos de condiciones de suelo en estructuras aisladas	70
Figura 19: Modos de vibración traslacional de un edificio de seis pisos.....	73
Figura 20: Derivas de entrepiso	77
Figura 21: Tipos de reforzamiento estructural	80



Figura 22: Proceso constructivo por el método temporal (a) Perforación de la columna de concreto armado, (b) Instalación de soportes de acero, (c) Incisión de la columna, (d) Instalación de los aisladores sísmicos.....	82
Figura 23: Rehabilitación del núcleo del ascensor. (a) Vista en planta del ascensor, (b) Detalle de PTFE - Deslizadores planos.	82
Figura 24: Ubicación geográfica del proyecto Clínica Americana.....	85
Figura 25: Modelo 3D "Proyecto Clínica Americana Juliaca"	86
Figura 26: Perfil estratigráfico del suelo (EMS).....	91
Figura 27: Vista 3D del modelo estructural Etabs v19	94
Figura 28: Estructuración Semisótano Etabs v19	94
Figura 29: Estructuración Niveles típicos 1° al 6° Etabs v19.....	95
Figura 30: Estructuración 7° Nivel Etabs v19	95
Figura 31: Espectro de Diseño X, $R=3.6$	98
Figura 32: Espectro de diseño Y, $R=5.4$	98
Figura 33: Verificación de sistemas no paralelos	103
Figura 34: Procedimiento de diseño en edificios con aislamiento en la base	105
Figura 35: Estructuración planta típica de la superestructura	108
Figura 36: Vista en planta del sistema de aislamiento	109
Figura 37: Nivel de aislamiento (línea azul).....	109
Figura 38: Modelo matemático de la clínica privada con aisladores sísmicos LRB y deslizadores Etabs 19.....	110
Figura 39: Ubicación esquemática de aisladores LRB y deslizadores sísmicos.....	113
Figura 40: Espectro de diseño para SMC, $R=1$	113
Figura 41: Modelo bilineal del sistema de aislamiento.....	117
Figura 42: Modelo bilineal de los dispositivos AS 1 y AS 2.....	118



Figura 43: Modelo bilineal del deslizador SL-1	119
Figura 44: Factores de modificación máximos para los dispositivos Clase 1.....	120
Figura 45: Factores de modificación mínimos para dispositivos Clase 1.....	121
Figura 46: Modelo bilineal con propiedades modificadas del deslizador SL-1	121
Figura 47: Modelo bilineal del aislador AS 1 con propiedades modificadas	122
Figura 48: Modelo bilineal del aislador AS 2 con propiedades modificadas	122
Figura 49: Registro sísmico escalado para SMC, 17 de Octubre de 1966, EW.....	125
Figura 50: Registro sísmico escalado para SMC, 17 de Octubre de 1966, NS.....	125
Figura 51: Registro sísmico escalado para SMC, 31 de Mayo de 1970, EW	125
Figura 52: Registro sísmico escalado para SMC, 31 de Mayo de 1970, NS	126
Figura 53: Registro sísmico escalado para SMC, 03 de Octubre de 1974, EW.....	126
Figura 54: Registro sísmico escalado para SMC, 03 de Octubre de 1974, NS.....	126
Figura 55: Registro sísmico escalado para SMC, 23 de Junio de 2001, EW	127
Figura 56: Registro sísmico escalado para SMC, 23 de Junio de 2001, NS	127
Figura 57: Registro sísmico escalado para SMC, 15 de Agosto de 2007, EW.....	127
Figura 58: Registro sísmico escalado para SMC, 15 de Agosto de 2007, NS	128
Figura 59: Registro sísmico escalado para SMC, 18 de Mayo de 2010, EW	128
Figura 60: Registro sísmico escalado para SMC, 18 de Mayo de 2010, NS	128
Figura 61: Registro sísmico escalado para SMC, 01 de Abril de 2014, EW	129
Figura 62: Registro sísmico escalado para SMC, 01 de Abril de 2014, NS	129
Figura 63: Comparación del espectro de diseño para SMC según la NTP E031 con el espectro de respuesta promedio (SRSS) de las 07 señales sísmicas.	130
Figura 64: Espectro compatible de pseudoaceleraciones de los registros sísmicos..	130
Figura 65: Periodos y modos de vibración del edificio con base fija	132



Figura 66: Distribución de fuerza cortante de entrepiso en la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección X.....	133
Figura 67: Distribución de fuerza cortante de entrepiso en la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección Y.....	134
Figura 68: Deriva de entrepiso de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo dinámico en dirección X.....	135
Figura 69: Deriva de entrepiso de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo dinámico en dirección Y.....	135
Figura 70: Coordenadas de C.M. y C.R. de la clínica privada sin aislamiento sísmico	136
Figura 71: Aceleraciones de entrepiso UX y UY de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección X	137
Figura 72: Aceleraciones de entrepiso UX y UY de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección YY	138
Figura 73: Gráfico de ratio torsional de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección X y Y	139
Figura 74: Periodos y modos de vibración de la clínica privada con aislamiento sísmico	140
Figura 75: Distribución de fuerza cortante en entrepiso del edificio con base aislada para sismo en dirección X	142
Figura 76: Distribución de fuerza cortante en entrepiso del edificio con base aislada para sismo en dirección Y	142
Figura 77: Deriva de entrepiso del edificio con base aislada para sismo en dirección X	143



Figura 78: Deriva de entrepiso del edificio con base aislada para sismo en dirección Y	144
Figura 79: Excentricidad del edificio con base aislada entre el CM y CR.	145
Figura 80: Aceleraciones de entrepiso UX y UY del edificio con base aislada para sismo en dirección X	146
Figura 81: Aceleraciones de entrepiso UX y UY del edificio con base aislada para sismo en dirección Y	147
Figura 82: Gráfico de ratio torsional del edificio con base aislada para sismo en dirección X y Y	148
Figura 83: Fuerza restitutiva lateral	149
Figura 84: Comparación de periodos y modos de vibración	151
Figura 85: Gráfico comparativo de periodos vs modos de vibración, estructura base fija y base aislada	151
Figura 86: Espectro de diseño E031 (Z4, S2, U=1, R=1)	152
Figura 87: Gráfico comparativo de fuerza cortante para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS	154
Figura 88: Gráfico comparativo de fuerza cortante para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS. FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo).....	155
Figura 89: Gráfico comparativo de derivas de entrepiso para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS	156



Figura 90: Gráfico comparativo de derivas de entrepiso para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS	157
Figura 91: Gráfico comparativo de excentricidades para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.....	159
Figura 92: Comparación de aceleraciones de entrepiso para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS	160
Figura 93: Gráfico comparativo de aceleraciones de entrepiso para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS	161
Figura 94: Comparación de la ratio torsional para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS	162
Figura 95: Comparación del ratio torsional para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS	163



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Factores de Zona "Z"	39
Tabla 2	Categoría de edificaciones y factor "U"	40
Tabla 3	Factor de suelo "S"	41
Tabla 4	Periodos "T _p " y "T _L "	41
Tabla 5	Sistemas estructurales y coeficientes básicos de reducción R _o	42
Tabla 6	Periodo fundamental del estrato según el tipo de suelo	68
Tabla 7	Límites para la distorsión de entrepiso (Derivas)	77
Tabla 8	Derivas y aceleraciones según el nivel de daño en edificios modernos.	78
Tabla 9	Restricciones de irregularidad estructural.....	79
Tabla 10	Operacionalización de variables	84
Tabla 11	Ubicación del proyecto "Clínica Americana - Juliaca".	84
Tabla 12	Áreas principales del proyecto "Clínica Americana – Juliaca".	85
Tabla 13	Propiedades del concreto	88
Tabla 14	Propiedades del acero	88
Tabla 15	Carga muerta repartida.....	89
Tabla 16	Cargas vivas mínimas repartidas.	89
Tabla 17	Parámetros geotécnicos para el EMS.....	90
Tabla 18	Dimensiones de las columnas	93
Tabla 19	Dimensiones de vigas	94
Tabla 20	Coefficiente de Reducción de fuerzas sísmicas (R)	96
Tabla 21	Verificación de irregularidad de rigidez - Piso Blando Sismo Dinámico X	98
Tabla 22	Verificación de irregularidad de rigidez - piso blando sismo dinámico Y ..	99
Tabla 23	Verificación de resistencia - piso débil	99
Tabla 24	Verificación de irregularidad de masa o peso.....	100



Tabla 25	Verificación de Irregularidad Geométrica Vertical	100
Tabla 26	Verificación de Irregularidad Torsional Sismo dinámico X.....	101
Tabla 27	Verificación de Irregularidad Torsional Sismo dinámico Y.....	101
Tabla 28	Verificación de irregularidad torsional extrema sismo dinámico X	102
Tabla 29	Verificación de irregularidad por esquina entrante.....	102
Tabla 30	Verificación por discontinuidad en el diafragma.....	103
Tabla 31	Factores de irregularidad en planta y altura.....	104
Tabla 32	Porcentaje de participación de columnas y muros de corte para sismo dinámico "X"	104
Tabla 33	Porcentaje de participación de columnas y muros de corte para sismo dinámico "Y"	105
Tabla 34	Cálculo de balance torsional de la clínica privada con aislamiento sísmico en la base LRB y SLIDERS.....	111
Tabla 35	Cálculo de C.M., C.R. y excentricidad natural	112
Tabla 36	Masa sísmica de la superestructura del edificio aislado	114
Tabla 37	Resumen masa sísmica del edificio aislado	114
Tabla 38	Parámetros nominales iniciales del sistema de aislamiento.....	114
Tabla 39	Respuesta espectral del prediseño del sistema de aislamiento.....	115
Tabla 40	Propiedades lineales del deslizador SL-1	115
Tabla 41	Propiedades lineales de los aisladores AS 1 y AS 2.....	116
Tabla 42	Propiedades no lineales del sistema de aislamiento.....	116
Tabla 43	Propiedades no lineales de los aisladores elastoméricos	117
Tabla 44	Propiedades no lineales del deslizador SL-1	118



Tabla 45	Propiedades no lineales del deslizador SL-1 ingresada al modelo estructural.	119
Tabla 46	Propiedades no lineales de los aisladores AS 1 y AS 2 ingresados al modelo estructural.....	120
Tabla 47	Factores de modificación máximo y mínimos para dispositivos de Clase 1 usados en la presente tesis.....	121
Tabla 48	Propiedades no lineales modificadas de los deslizadores SL-1.	121
Tabla 49	Propiedades no lineales modificadas de los dispositivos AS 1 y AS 2.	122
Tabla 50	Propiedades no lineales modificadas del sistema de aislamiento	123
Tabla 51	Registros sísmicos considerados para el caso de estudio.....	124
Tabla 52	Características de registros sísmicos considerados para el caso de estudio	124
Tabla 53	Periodos y modos de vibración del edificio con base fija.....	131
Tabla 54	Distribución de la fuerza cortante de entrepiso en la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección X.....	133
Tabla 55	Distribución de fuerza cortante en entrepiso en la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección Y.....	133
Tabla 56	Deriva de entrepiso de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo dinámico en dirección X.	134
Tabla 57	Deriva de entrepiso de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección Y.	135
Tabla 58	Excentricidad natural del edificio con base fija entre el CM y CR	136
Tabla 59	Aceleraciones de entrepiso UX y UY de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección X.....	137



Tabla 60	Aceleraciones de entrepiso UX y UY de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección Y.....	137
Tabla 61	Ratio torsional de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección X.....	138
Tabla 62	Ratio torsional de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección Y	139
Tabla 63	Periodos y modos de vibración de la clínica con aislamiento sísmico	140
Tabla 64	Distribución de fuerza cortante en entrepiso de la clínica privada con aislamiento sísmico para sismo en dirección X	141
Tabla 65	Distribución de fuerza cortante en entrepiso del edificio con base aislada para sismo en dirección Y	142
Tabla 66	Deriva de entrepiso del edificio con base aislada para sismo en dirección XX	143
Tabla 67	Deriva de entrepiso del edificio con base aislada para sismo en dirección YY	144
Tabla 68	Excentricidad natural del edificio con base aislada entre el CM y CR.....	145
Tabla 69	Aceleraciones de entrepiso UX y UY del edificio con base aislada para sismo en dirección X	146
Tabla 70	Aceleraciones de entrepiso UX y UY del edificio con base aislada para sismo en dirección Y	146
Tabla 71	Ratio torsional del edificio con base aislada para sismo en dirección X ...	147
Tabla 72	Ratio torsional del edificio con base aislada para sismo en dirección Y ...	147
Tabla 73	Promedio de las máximas respuestas para los siete registros sísmicos en dirección X y Y (Mínimo, nominal y máximo).	148



Tabla 74	Verificación de fuerza restitutiva respecto al 2.5% peso sísmico para análisis en dirección X	149
Tabla 75	Verificación de fuerza restitutiva respecto al 2.5% peso sísmico para análisis en dirección Y	150
Tabla 76	Porcentaje de masa participativa para los 5 primeros modos de vibración para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.	152
Tabla 77	Sumatoria de masa participativa de los 5 primeros modos de vibración para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.	153
Tabla 78	Reducción de fuerza cortante para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.	154
Tabla 79	Reducción de fuerza cortante para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.	154
Tabla 80	Reducción de derivas de entrepiso para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.	156
Tabla 81	Reducción de derivas de entrepiso para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.	157
Tabla 82	Reducción de excentricidades para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.....	158
Tabla 83	Reducción de aceleraciones de entrepiso para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.	160



Tabla 84	Reducción de aceleraciones de entrepiso para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.	160
Tabla 85	Reducción del ratio torsional para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.	162
Tabla 86	Variación del ratio torsional para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.	163
Tabla 87	Resumen de resultados para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos.....	165
Tabla 88	Metrados y precios unitarios de la clínica privada sin aislamiento y con aislamiento sísmico en la base del tipo LRB y SLIDERS.	166
Tabla 89	Costos directos de la clínica privada sin aislamiento sísmico y con aislamiento sísmico del tipo LRB y SLIDERS.	167



ACRÓNIMOS

- **LDRB:** Low-Damping Ruber Bearing (Aislador elastoméricos de bajo amortiguamiento)
- **LRB:** Lead-plug Rubber Bearing (Aislador elastomérico con núcleo de plomo).
- **HDRB:** High-Damping Ribber Bearing (Aislador elastomérico de alto amortiguamiento)
- **SLIDER:** Deslizador
- **NTE:** Norma técnica de edificaciones
- **ASCE:** American Society of Civil Engineers (Sociedad Americana de ingenieros civiles)
- **FNA:** Fast Nonlinear Analysis (Análisis no lineal rápido)
- **C.M.:** Centro de Masa
- **C.R.:** Centro de Rigidez
- **EMS:** Estudio de mecánica de suelos
- **SPT:** Standart Penetration Test (Ensayo de penetración estándar)
- **SRSS:** Complete square root of sum of squares (Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados)
- **SMC:** Sismo máximo considerado
- **IGP:** Instituto geofísico del Perú



RESUMEN

La presente tesis realiza el análisis comparativo la respuesta estructural de una clínica privada con irregularidad torsional sin aisladores y con aisladores sísmicos en la base del tipo LRB y SLIDERS en la ciudad de Juliaca - Puno. El tipo de investigación es descriptivo, diseño no experimental transversal, el caso de estudio es el edificio de la Clínica Americana de la Ciudad de Juliaca, edificio que fue diseñado en el año 2015 cuando aún se encontraba en vigencia la norma E030 (2006) la cual consta de 6 niveles y un semisótano la misma que posee configuración irregular en planta. El sistema estructural de la clínica sin aisladores es de muros estructurales en las dos direcciones de análisis y aporticado para el caso con aisladores sísmicos. La conclusión principal es que la implementación de aisladores sísmicos en la clínica privada modifica el periodo fundamental llevando a la estructura a la zona de periodos altos en el espectro elástico de pseudoaceleraciones para un sismo máximo considerado y a la vez al incrementar el amortiguamiento en la base disminuye la demanda del sismo, logrando una reducción promedio de hasta un 80.5% de la fuerza cortante de entrepiso, un promedio de 78.4% en deriva, un promedio de 98.5% en excentricidad natural, un promedio de 72.8% de aceleración de entrepiso y 22% menos el valor del ratio torsional, consiguiendo con este último controlar la irregularidad torsional extrema existente en la clínica sin aisladores sísmicos, concluyendo que la implementación de aisladores sísmicos LRB y SLIDERS en la base mejoran significativamente la respuesta estructural de la clínica privada.

Palabras clave: Aislamiento sísmico, respuesta estructural, Aislador elastomérico con núcleo de plomo, Aisladores deslizantes (Sliders).



ABSTRACT

This thesis performs the comparative analysis of the structural response of a private clinic with torsional irregularity without insulators and with seismic insulators at the base of the type LRB and SLIDERS in the city of Juliaca - Puno. The type of research is descriptive, non-experimental cross-sectional design, the case study is the building of the American Clinic of the City of Juliaca, a building that was designed in 2015 when standard E030 (2006) was still in force. which consists of 6 levels and a semi-basement, which has an irregular configuration in plan. The structural system of the clinic without insulators is made up of structural walls in both directions of analysis and framed in the case with seismic insulators. The main conclusion is that the implementation of seismic isolators in the private clinic modifies the fundamental period, taking the structure to the zone of high periods in the elastic spectrum of pseudoaccelerations for a maximum considered earthquake and at the same time, by increasing the damping at the base, it decreases. the demand of the earthquake, achieving an average reduction of up to 80.5% of the floor shear force, an average of 78.4% in drift, an average of 98.5% in natural eccentricity, an average of 72.8% in floor acceleration and 22% less the value of the torsional ratio, achieving with the latter to control the extreme torsional irregularity existing in the clinic without seismic isolators, concluding that the implementation of seismic isolators LRB and SLIDERS in the base significantly improve the structural response of the private clinic.

Keywords: Seismic isolation, structural response, Lead core elastomeric insulator, Sliders.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

De los 10 eventos con mayor número de víctimas mortales en los últimos 25 años en el mundo, 6 son terremotos, es decir de un total de 1'022 200 damnificados causadas por los 10 desastres, 617 200 son debido a eventos sísmicos de gran magnitud según indica Munich Re (2016) empresa reaseguradora alemana, según el Servicio Geológico de Estados Unidos de cada 10 terremotos con más víctimas 9 ocurrieron en Asia.

Según el IGP a nivel mundial Perú está catalogado como un país con elevado potencial sísmico por ser parte del cinturón de fuego del pacífico una región en la tierra donde se libera más del 85% de la energía almacenada en su interior resultado de la interacción de las placas tectónicas Nazca y Sudamericana.

La NTE E030, publicado en el año 2018 en el anexo II divide al territorio peruano en 4 zonas sísmicas en la cual ubica a la provincia de San Román en la zona sísmica 3, Bustamante (2003) en su investigación indica que los valores más altos de aceleración en el departamento de Puno se dan en las provincias de Puno, Ilave, San Román y Lampa y va reduciendo mientras avanza al norte del departamento.

Por tal motivo es importante analizar comparativamente la respuesta estructural de la clínica privada con aisladores y sin aisladores sísmicos para poder ver las ventajas y virtudes que ofrecen los aisladores sísmicos en la base del tipo LRB y SLIDERS en la clínica privada teniendo en cuenta su configuración irregular en planta.

1.2. Hipótesis de la investigación

1.2.1. *Hipótesis general*

La implementación de los aisladores sísmicos del tipo LRB y SLIDERS en la base, en la clínica privada con irregularidad torsional mejora la respuesta estructural.



1.2.2. Hipótesis específicas

- a. Se definieron correctamente los parámetros para el análisis estructural de una clínica privada con irregularidad torsional sin aisladores y con aisladores sísmicos en la base del tipo LRB y SLIDERS en la ciudad de Juliaca - Puno.
- b. La respuesta estructural de la clínica privada con irregularidad torsional sin aisladores en la ciudad de Juliaca – Puno se puede medir a través de los siguientes parámetros: periodos y modos de vibración, distribución de fuerza cortante, derivas de entrepiso, excentricidad, aceleración de entrepiso y ratio torsional.
- c. La respuesta estructural de la clínica privada con aisladores sísmicos en la base del tipo LRB y SLIDERS en la ciudad de Juliaca – Puno se puede medir a través de los siguientes parámetros: Periodos y modos de vibración, distribución de fuerza cortante, derivas de entrepiso, excentricidad, aceleración de entrepiso y ratio torsional.

1.3. Justificación del estudio

La presente investigación se justifica debido a la vulnerabilidad sísmica de nuestro país ante eventos de gran magnitud (terremotos), debido a que se encuentra ubicado el cinturón de fuego (zona activa de eventos sísmicos).

El edificio analizado es un proyecto de una clínica privada en la ciudad de Juliaca que posee irregularidad torsional extrema en planta debido a su configuración arquitectónica y estructural por lo que durante un evento sísmico importante es necesario que tenga una respuesta estructural controlada para que su funcionalidad no sea interrumpida inmediatamente después de ocurrido el evento sísmico considerando que Juliaca pertenece a una zona sísmica clasificada por la NTE E030 como zona 3, es por ello la importancia de estudiar el comportamiento estructural de la clínica considerando aislamiento sísmico para salvaguardar la vida de sus ocupantes y evitar el daño de sus componentes no estructurales que muchas veces es la consecuencia principal de los efectos de sismo.



1.4. Objetivos de la investigación

1.4.1. Objetivo general

Analizar comparativamente la respuesta estructural de una clínica privada con irregularidad torsional sin aisladores y con aisladores sísmicos en la base del tipo elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) y deslizadores planos (SLIDERS) en la ciudad de Juliaca - Puno.

1.4.2. Objetivos específicos

- a. Determinar los parámetros para el análisis estructural de una clínica privada con irregularidad torsional sin aisladores y con aisladores sísmicos en la base del tipo elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) y deslizadores planos (SLIDERS) en la ciudad de Juliaca - Puno.
- b. Determinar las características de la respuesta estructural de una clínica privada con irregularidad torsional sin aisladores en la ciudad de Juliaca - Puno.
- c. Determinar las características de la respuesta estructural de una clínica privada con aisladores sísmicos en la base del tipo elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) y deslizadores planos (SLIDERS) en la ciudad de Juliaca - Puno.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. Antecedentes de la investigación

Mendoza & Sánchez (2020) en su investigación identifican la importancia de que los hospitales con aislamiento sísmico debido a que dan protección a la estructura de los efectos del movimiento del suelo, es importante que luego de ocurrido un evento sísmico la función de los edificios esenciales no debería ser interrumpido, por lo que realizan el diseño con dispositivos elastoméricos con núcleo de plomo según la norma de aislamiento sísmico (NTE E031) aprobada en el año 2019. Donde concluyen que los sistemas de aislamiento sísmico de la estructura con núcleo de plomo (LRB) incrementan el amortiguamiento en la base de la estructura, otra conclusión importante es que al deformarse lateralmente el aislador durante la ocurrencia de un evento sísmico el núcleo de plomo dentro de la goma fluye, incursionando en deformaciones plásticas y disipando energía en forma de calor. Al finalizar el movimiento del suelo la goma del aislador retorna la estructura a su posición original, mientras el núcleo de plomo recristaliza lo que significa que retoma sus propiedades iniciales, de esta forma la estructura queda lista para un nuevo evento sísmico.

Meza (2020) en su investigación menciona que la norma de Aislamiento Sísmico (NTE E031), admite irregularidad torsional en edificios aislados; sin embargo, en la actualidad no existe estudios que justifiquen si el uso de los aisladores sísmicos en edificaciones con demandas de torsión dentro de los límites permisibles posee un correcto desempeño sísmico en la superestructura. Motivo por el cual realizaron su investigación con la finalidad de demostrar si el aislamiento sísmico protege correctamente estructuras con problemas de torsión, para lo cual como caso de estudio se realizó el diseño de un



edificio de 5 niveles ubicado en la zona 4 según la clasificación de zonas sísmicas de le NTE E030, con irregularidad torsional, se realizó el análisis dinámico incremental IDA para 7 pares de registros sísmicos representativos de terremotos ubicados en la costa de Perú. Finalmente se concluyó con respecto a la irregularidad torsional en edificaciones con aisladores en la base, si el C.R. del sistema de aislamiento está cerca o es coincidente con el C.R. de la superestructura se logra reducir significativamente la torsión existente en la superestructura, y si a su vez adicional a ello el sistema de aislamiento es torsionalmente flexible la reducción se incrementa aún más. Con respecto a las relaciones daño-rotación inelástica, se observa que para un $PGA=0.675g$ (sismo con periodo de retorno de 2475 años) la máxima rotación inelástica alcanza el 26% de la rotación inelástica límite para ocupación inmediata que define el ASCE/SEI-41-13. Por lo que de acuerdo a este criterio el desempeño sísmico el edificio estaría en un nivel de desempeño de ocupación inmediata luego del sismo máximo considerado.

Zanelli & Paredes (2019) realizaron su investigación con el objetivo principal de evaluar las respuestas máximas de un edificio esencial de configuración regular de 04 niveles ubicado en la ciudad de Lima para un sismo de 2500 años de periodo de retorno (SMC), posteriormente realizaron el diseño de los elementos estructurales. Logrando llegar a la siguiente conclusión: Se obtuvo un periodo del edificio aislado de 3.6 segundos, se logró un amortiguamiento de 16.7%, las rigideces efectivas del aislador elastomérico y deslizadores planos de 1744.68 y 29 tonf/m respectivamente, respecto a la respuesta estructural del edificio las derivas fueron 1.9‰ y 2.7‰ y las aceleraciones de piso fueron de 0.19g y 0.3g haciendo uso del análisis no lineal tiempo historia, de modo similar las derivas de entrepiso máximas fueron de 2.3‰ y 3.5‰ y las aceleraciones de piso fueron de 0.12g y 0.16g considerando el análisis modal espectral, su razón amortiguamiento de los aisladores elastoméricos y deslizadores planos en respecto a las propiedades



modificadas máximas fue de 14.6% y de 63.7% respectivamente, con respecto a la revisión de tracción del dispositivo más crítico está ubicado en esquina, el cual tenía una tracción de 9.7% del peso sísmico por lo que se descartó problemas de tracción debido a que según la normativa se tiene como valor máximo tolerable de 10% del peso sísmico total de la estructura, y por último la fuerza de restitución lateral fue de 2.7%, obteniéndose éste valor mínimo al considerar las propiedades mínimas modificadas de los dispositivos de aislamiento sísmico, respecto al diseño en concreto armado de los elementos estructurales la fuerza lateral de diseño para la superestructura fue de 298 tonf, para el diseño de las columnas los esfuerzos fueron de flexo compresión en donde predomina la fuerza axial sobre el momento flector, diseñándose las columnas con cuantías de 1% y del 2% con respecto al diseño de las vigas de rigidez en la plataforma de aislamiento tuvieron predominancia los momentos P-delta debido al desplazamiento de los dispositivos de aislamiento sísmico y las fuerzas de sismo en ambas direcciones, las vigas exteriores de la superestructura tuvieron más importancia las fuerzas sísmicas en comparación a las fuerzas de gravedad.

Lucen & Samokic (2018) realizaron su tesis de investigación donde realizaron el análisis y diseño de una estructura de 10 niveles ubicado en la ciudad de Lima de categoría común destinado a oficinas considerando base fija y base aislada con la finalidad de describir principalmente el comportamiento de los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) y los aisladores elastoméricos de núcleo de plomo (LRB) para comparar ambas propuestas junto a los costos que representa el diseño de un edificio con base fija y aislada, para ello se realizó un análisis dinámico modal espectral según el ASCE7-10 evaluando así el sistema de aislación más adecuado, para luego realizar una comparación de su respuesta estructural en la estructura de base fija y base aislada a través de un análisis tiempo –historia y finalmente realizar una aproximación de los respectivos



costos directos. De los resultados obtenidos en el análisis modal espectral se observó una reducción considerable en la aceleración del piso superior alrededor del 90% con respecto al modelo de base fija esto significa que al reducir las aceleraciones se logra disminuir posibles daños en la superestructura, la fuerza cortante en la base del edificio se redujo en un 82% respecto al modelo de base fija, la reducción máxima de la deriva se da en el nivel 10 con un 83.91% con respecto al modelo de base fija. Para lo cual concluyen que los dispositivos más eficientes son del tipo LRB en comparación con el aislador HDR debido a que reduce la fuerza cortante en la base en un 84% valor importante en la etapa de diseño estructural debido a que de este depende la fuerza de sismo considerada en los elementos estructurales existentes tanto en la sub estructura como en la superestructura, el costo de la edificación de base fija es de S/. 8,873, 245.37 y de la edificación aislada de S/. 10,286, 676.33, habiendo una variación del 14%, esto debido a la implementación de los dispositivos de aislamiento sísmico.

Herrera (2018) menciona que actualmente, los dispositivos de protección sísmica: Amortiguadores y aisladores, se usan como opciones de diseño sismorresistente en nuestro país y el mundo. Sin embargo, la NTE E.030 no considera metodologías para el diseño de estructuras con estos sistemas de protección sísmica, sólo considera una metodología tradicional que consiste en la instalación de resistencia, rigidez y ductilidad. La investigación tiene como objetivo la evaluar y comparar el desempeño sísmico en sistemas aporticados de concreto armado, diseñadas con aisladores elastoméricos y con amortiguadores de fluido viscoso dispositivos más usados para protección sísmica, donde concluyen lo siguiente: En edificaciones aporticadas con reducida esbeltez y reducido periodo de vibración fundamental, los aisladores tuvieron un mejor desempeño; mientras que, para el caso de edificaciones muy esbeltas y alto periodo de vibración fundamental, los amortiguadores tuvieron un mejor desempeño por lo cual los amortiguadores de fluido



viscoso no alteran el periodo fundamental de la estructura por lo tanto no cambian la rigidez lateral de la estructura. Sin embargo, en los modelos con aisladores sísmicos se obtienen periodos de vibración más elevados por lo general de hasta 3 veces o más el valor de base fija en comparación a los modelos sin estos dispositivos. En edificaciones más esbeltas el incremento del periodo es mínimo debido a que estas por sus características dinámicas tienen mayor periodo de vibración es por ello que los aisladores no muestran eficiencia, respecto a las derivas y cortante basal para edificaciones aporticadas con esbeltez inferior a 1.2 y frecuencias mayores a 0.6Hz o periodos menores a 1.6seg, los aisladores tienen un mejor desempeño sísmico que los amortiguadores debido a que reducen significativamente la cortante basal y como consecuencia las directa también se reducen las derivas en comparación a los amortiguadores. Sin embargo, para edificaciones con esbeltez superior a 1.2 y frecuencia inferior a 0.6Hz o periodos superiores a 1.6 seg se concluye que los amortiguadores tienen un mejor desempeño que los aisladores sísmicos debido a que la disminución de la deriva y la cortante basal obtenida con los aisladores fue mucho menor que la reducción lograda con los amortiguadores.

Cruz (2015) evaluó los beneficios e implicancias de la aplicación de los sistemas de disipación pasiva de energía. Por lo cual desarrolló su tesis de investigación con la finalidad de analizar y diseñar estructuralmente una clínica privada incluyendo sistemas de disipación pasiva de energía tales como disipadores de fluido viscoso y viscoelásticos para lograr mejorar la capacidad de amortiguamiento y disipación de energía sísmica en la estructura. Por lo que utilizó como caso de estudio el proyecto de la “Nueva Clínica Americana de la ciudad de Juliaca” el mismo caso de estudio utilizado en la presente tesis, un proyecto que presenta irregularidad en planta, para lo cual realizó un análisis sísmico de la estructura sin disipadores, se reestructuró el proyecto añadiendo para ello placas o



muros de corte estratégicamente ubicados para controlar mejor la irregular torsional en planta, posteriormente analizó la estructura con disipadores de energía del tipo fluido viscoso y viscoelásticos, con todo ello realizó un análisis comparativo de los resultados obtenidos del análisis estructural sismorresistente. De los resultados obtenidos se observó que aún con la reestructuración planteada no se logró controlar la irregularidad torsional extrema existente, incorporando los dispositivos se limitó el daño a nivel moderado respecto a un sismo muy raro con $T_r = 950$ años. Finalmente se concluyó que los disipadores de fluido viscoso logran reducir más eficientemente las derivas respecto a los disipadores viscoelásticos y también que los dispositivos de fluido viscoso tienen un mayor comportamiento de desplazamientos de entrepiso, la metodología de diseño se realiza mediante el control de daño estructural controlando los desplazamientos y las derivas a través de un incremento del amortiguamiento en la superestructura. La reducción de derivas es más eficiente con disipadores de fluido viscoso debido a que absorben el 53.36% de la energía sísmica en la estructura, con el amortiguamiento a estos dispositivos los desplazamientos se redujeron en un 25% y las derivas en un 27%, sin embargo los dispositivos viscoelásticos absorben 20.17% de energía sísmica en la estructura, con el amortiguamiento y rigidez añadidos estos disipadores, los desplazamientos se redujeron en un 10% y las derivas en un 11%, se pudo apreciar según los resultados que para cumplir con la deriva objetivo (0.56%) la estructura requería una cantidad excesiva de disipadores viscoelásticos, por lo que finalmente se concluye que los disipadores de fluido viscoso logran disipar más energía y por lo tanto reducir los desplazamientos y derivas respecto a los disipadores viscoelásticos.

2.2. Marco teórico

2.2.1. *Análisis estructural sismorresistente de la estructura sin aislamiento sísmico*

El análisis estructural sismorresistente de edificaciones debe seguir los criterios de la NTP E030, donde muestra lineamientos mínimos que los ingenieros estructurales deben seguir. Lo primero que se debe realizar es el análisis sismorresistente en donde se determinará las fuerzas que representan la acción del sismo sobre la estructura y luego la determinación de los esfuerzos internos (fuerza normal, cortante y momento flector) que tendrán todos los elementos estructurales de la edificación. Para esto los reglamentos aceptan que las estructuras se comporten de manera elástica lineal y también que pueda emplearse el análisis dinámico modal espectral para cualquier tipo de edificación y/o el método estático para ciertas condiciones de edificaciones, en cualquier método de análisis usado, los reglamentos explican espectros de pseudoaceleraciones y parámetros sísmicos para el cálculo de las acciones sísmicas en la estructura. (Bazán & Meli, 2002).

2.2.1.1. *Dinámica de estructuras de base fija*

Antes de estudiar la dinámica de las estructuras de base aislada, es importante revisar la dinámica de la estructura convencional o base fija para luego definir algunos términos que se utilizarán en el análisis estructural posterior.

Consideremos primero un modelo de 1 GDL de una estructura, tal como se muestra en la Figura 1, con masa m , apoyado en la parte superior de un marco sin peso con rigidez lineal, k , y constante de amortiguamiento c , el desplazamiento absoluto de la masa inercial del marco se denota por $u(t)$ y el del suelo por $u_g(t)$. La relación entre el momento absoluto de la estructura $m\ddot{u}(t)$, es producida por una fuerza negativa que es reactiva en la estructura.

$$R_F = c(\dot{u} - \dot{u}_g) + k(u - u_g)$$

Por lo tanto, la ecuación de movimiento en coordenadas absolutas es:

$$m\ddot{u} + c(\dot{u} - \dot{u}_g) + k(u - u_g) = 0 \quad (1)$$

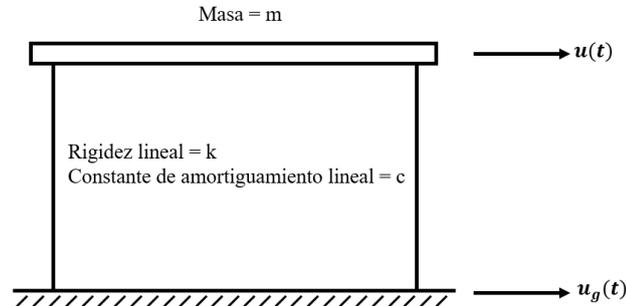


Figura 1: Modelo de un grado de libertad (1 GDL).

FUENTE: (Kelly, 1999)

Es muy común en la dinámica estructural trabajar con desplazamientos relativos; por lo tanto, si definimos el desplazamiento relativo de la masa respecto a la base como:

$$v = u - u_g$$

En donde la ecuación de movimiento se convierte en:

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = -m\ddot{u}_g \quad (2)$$

Dividiendo por m e introduciendo las siguientes definiciones:

$$\omega^2 = \frac{k}{m}$$

$$\beta = \frac{c}{2\omega m}$$

Su ecuación se convierte en:

$$\ddot{v} + 2\omega\beta\dot{v} + \omega^2v = -\ddot{u}_g \quad (3)$$

Donde:

- ω : Frecuencia natural de la estructura (rad/seg).

- β : Coeficiente de amortiguamiento, definido como una fracción del amortiguamiento crítico.
- $T = 2\pi/\omega$

Si el movimiento del suelo es nulo o cero y el sistema se pone en marcha por una posición inicial definida como $v(0) = v_0$ y $\dot{v}(0) = \dot{v}_0$, la solución de la Ec. (3) es:

$$v(t) = e^{-\beta\omega t} [v_0 \cos \omega_D t + \frac{1}{\omega_D} (\dot{v}_0 + \beta\omega v_0) \sin \omega_D t]$$

Donde:

- $\omega_D = \omega\sqrt{1-\beta^2}$, para estructuras ligeramente amortiguadas, donde β es, por ejemplo, inferior a 0.2, la diferencia entre ω_D y ω es insignificante.

Por ejemplo, si $\beta = 0.2$, entonces: $\omega_D = 0.98\omega$, para situaciones muy amortiguadas, puede ser necesario usar el valor exacto de ω_D .

Si la historia de aceleración en el tiempo es conocida es decir se tienen registros sísmicos y las condiciones iniciales son cero, entonces la solución de la Ec. (3) es:

$$v(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t e^{-\beta\omega(t-\tau)} \text{sen } \omega_D(t-\tau) \ddot{u}_g(\tau) d\tau \quad (4)$$

La respuesta resultante para un acelerograma específico $\ddot{u}_g(t)$, se puede obtener utilizando métodos de integración numérica disponibles. En muchos casos es conveniente utilizar el método de "Espectro de respuesta". Definimos el espectro de respuesta de desplazamientos de $\ddot{u}_g(t)$ como S_D , donde:

$$S_D = \max_{0 \leq t \leq t_d} |v(t)|$$

Donde:

- t_d es la duración del acelerograma: $\ddot{u}_g(t)$



Este espectro depende de ω , β , y el movimiento del suelo, $\ddot{u}_g(t)$, por ejemplo:

$$S_D = S_D[\omega, \beta, \ddot{u}_g(t)]$$

Otro espectro que puede ser derivado de S_D es el espectro de pseudo velocidad, S_V , y la pseudo aceleración, S_A , definido por:

$$S_V = \omega S_D$$

$$S_A = \omega^2 S_D$$

El espectro de pseudo velocidad incluye las dimensiones de la velocidad, pero no es el valor máximo la velocidad de masa, m . La relación del espectro de pseudo-aceleración, S_A , con la aceleración real se puede reescribir de la Ec. 3 en la forma:

$$-\omega^2 v = \dot{v} + \ddot{u}_g + 2\beta\omega\dot{v}$$

S_A es una aproximación de la aceleración absoluta máxima.

Porque $\dot{v} = 0$ y v_{max} , la fuerza reactiva experimentada por la masa, m , en el tiempo de máximo desplazamiento es kv_{max} , que nos permite definir la cortante en la base, V_{max} , como:

$$V_{max} = k|v|_{max} = kS_D$$

Y porque $k = m\omega^2$, tenemos

$$V_{max} = m\omega^2 S_D = mS_A$$

Este valor tiene las dimensiones de fuerza, y cuando se divide por el peso de la estructura, $W = mg$, proporciona el coeficiente sísmico o coeficiente de cortante de base, $C_S = \frac{S_A}{g}$, este valor es adimensional y también se puede expresar como porcentaje.

Curiosamente, dado el nombre, el cortante máximo de la base, V_{max} , no es necesariamente la fuerza máxima experimentada por la masa. Por ejemplo, supongamos

que la estructura alcanza su máximo desplazamiento $v_{max} = \bar{v}$ y $t = t^*$, y se mueve a través de un ciclo de deformación aproximadamente sinusoidal con una frecuencia $\bar{\omega}$.

Para tiempos cercanos a t^* el movimiento puede ser aproximado por:

$$v = \bar{v} \cos \bar{\omega}(t - t^*)$$

y la fuerza reactiva, R_F , se obtiene por:

$$R_F = -c\bar{v} \cdot \bar{\omega} \sin \bar{\omega}(t - t^*) + k\bar{v} \cos \bar{\omega}(t - t^*)$$

El valor máximo de R_F se da por $\dot{R}_F = 0$, el cual se tiene:

$$\tan \bar{\omega}(t - t^*) = -\frac{c\bar{\omega}}{k}$$

y

$$R_F|_{max} = k\bar{v} [1 + (\frac{c\bar{\omega}}{k})^2]^{1/2} = V_{max} [1 + (\frac{c\bar{\omega}}{k})^2]^{1/2} \geq V_{max} \quad (5)$$

Si el sistema está cerca de la resonancia en el momento del desplazamiento máximo, que es muy posible, entonces

$$R_F|_{max} = V_{max} [1 + 4(\frac{\omega_D}{\omega})^2 \beta^2]^{1/2}$$

$$R_F|_{max} = V_{max} [1 + 4\beta^2(1 - \beta^2)]^{1/2}$$

Obviamente, si $\beta \leq 0.2$, cuando $R_F|_{max} \approx V_{max}$, pero la diferencia podría ser significativa en el caso de valores de amortiguación más altos (por ejemplo, si $\beta = 3$, la diferencia es de alrededor del 15%).

Las diferentes cantidades espectrales dependen del movimiento del suelo, $\ddot{u}_g(t)$. La mayoría de los procedimientos de diseño sísmico y requerimientos de código sísmico reemplazan estos espectros por espectros suavizados derivados de promediar los

espectros de acelerogramas conocidos. Los espectros de respuesta especificados en código más comunes son los espectros de diseño.

Estos se dan en forma de un multiplicador de la aceleración en función a la gravedad, permitiendo que el cortante de la base se calcule directamente multiplicando por el peso sísmico de la estructura. El espectro de diseño se fundamenta en un factor de amortiguación supuesto de 0,05 y se da en función del período del edificio.

Si la estructura es modelada por un N-GDL, la ecuación de movimiento Ec. 3 es reemplazada por una ecuación matricial

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = -Mr\ddot{u}_g \quad (6)$$

Donde v es el nuevo vector de desplazamiento relativo del suelo M , C , y K son la masa, rigidez matricial y amortiguamiento respectivamente, y r es el vector de influencia que acopla el desplazamiento del suelo a los GDL del modelo.

Para un sistema de masa simple que experimenta desplazamientos en un plano, la matriz de masa es diagonal, las matrices de amortiguamiento y rigidez son simétricas, y el vector de influencia es de 2x1 (Dos filas y una columna).

Los modos naturales, ϕ^i , y la frecuencia natural, ω_i , se obtienen por:

$$\omega_i^2 M \phi^i = K \phi^i, i = 1 a N$$

con ω_i^2 está dado por las raíces de la ecuación característica

$$\det(-\omega^2 M + K) = 0$$

ϕ^i se define dentro de una constante arbitraria y se normalizan por cualquiera de $\phi_n^i = 1$ o $\phi^i M \phi^i = 1$. Los modos son ortogonales en el sentido de que

$$\phi^{iT} M \phi^j = 0, \text{ Si } i \neq j$$

$$\phi^{iT} K \phi^j = 0, \text{ Si } i \neq j$$

también tienen la propiedad que:

$$\phi^{iT} K \phi^i = \omega_1^2 \phi^{iT} M \phi^i$$

Es conveniente definir i^{th} la masa modal, M_i , por:

$$M_i = \phi^{iT} M \phi^i$$

El tiempo historia del desplazamiento de la estructura, $v(t)$, puede ser representado en términos de los modos clásicos por medio de coeficientes modales $q_i(t)$, donde:

$$v(t) = \sum_{i=1}^N q_i(t) \phi^i \quad (7)$$

Por lo tanto:

$$q_i(t) = \frac{\phi^{iT} M v(t)}{M_i} \quad (8)$$

Aunque los modos son ortogonales a cada uno con respecto a la matriz de masa o de rigidez, no son generalmente ortogonales con respecto a la matriz amortiguamiento, para ciertas matrices de C.

$$\phi^{iT} C \phi^j \neq 0, i \neq j$$

Así la matriz de amortiguamiento tendería a acoplar las ecuaciones para los coeficientes modales q_i . En dinámica estructural, sin embargo, generalmente descuidamos los términos $\phi^{iT} C \phi^j$ con $i \neq j$ para preservar la simplicidad del análisis 1-GDL; por lo tanto, la forma

$$\phi^{iT} C \phi^j = 2\omega_i \beta_i M_i$$

Es usado, que define el factor de amortiguación, β_i , para la i^{er} modo. Sustituyendo la Eq. 7 en la Eq. 6 conduce al sistema de ecuaciones modales desacoplados.

$$\ddot{q}_i + 2\omega_i\beta_i\dot{q}_i + \omega_i^2q_i = -L_i\ddot{u}_g, i = 1 a N \quad (9)$$

Donde $L_i = \phi^{iT} Mr/M_i$ es el factor de participación modal del primer modo.

Ahora se puede realizar un análisis del espectro de respuesta para el sistema dado por la Ec. 9.

$$S_D = \max_{0 \leq t \leq t_d} |v(t)|$$

Para sistemas de 1 GDL sujetos a movimiento de suelo, $\ddot{u}_g(t)$, tenemos

$$|q_i|_{max} = L_i S_D(\omega_i, \beta_i, \ddot{u}_g)$$

El espectro de respuesta proporciona sólo la respuesta pico y los diversos $|q_i|_{max}$ no pueden ocurrir al mismo tiempo. Para una estructura plana con movimiento del suelo en una dirección, el método de combinación más común de estimación $|v|_{max}$ es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), por el cual el máximo del k^{th} elemento del vector v , es decir, v_k , está dado por:

$$|v_k|_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N (q_i \phi_k^i)^2} \quad (10)$$

2.2.1.2. *Parámetros de análisis sísmico*

a) Factor de zona (Z)

Según la NTE E030 (Diseño Sismorresistente) considera nuestro territorio peruano dividido en 4 zonas sísmicas. Donde a cada una de las zonas se le asigna una aceleración en el estrato rocoso la que se le denomina como factor Z el que se representa como un porcentaje de la gravedad y se entiende como la aceleración máxima en la roca o suelo rígido con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años.

Tabla 1
Factores de Zona “Z”

ZONA	Z (g)
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

FUENTE: (E030, 2018)

b) Categoría de las Edificaciones y factor de uso (U)

La NTE E030 clasifica a las edificaciones en 4 categorías según el uso que se les va a dar, para el caso de una clínica privada con características como al del caso de estudio pertenece al tipo esencial A2, a las cuales les asigna un factor “U” tal y como se muestra en la Tabla 2, es importante aclarar que para los edificios diseñados con aislamiento sísmico el valor de $U = 1$.

Tabla 2

Categoría de edificaciones y factor "U"

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y	Ver Nota 1
A: Edificaciones Esenciales	<p>A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado. 	1.5
B: Edificaciones Importantes	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.</p> <p>También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento</p>	1.3
C: Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1
D: Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver Nota 2

Nota 01: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es mínimo 1,5.

Nota 02: En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

FUENTE: (E030, 2018)

c) Factor de amplificación sísmica (C)

La NTE E030, muestra relaciones para determinar el factor de variación en función al periodo fundamental y los periodos T_p y T_L de la estructura estos últimos están en función al tipo de suelo S.

- $T < T_p \quad C = 2.5$
- $T < T_p C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$
- $T < T_p C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

d) Parámetros de sitio (S , T_P , T_L)

Según la NTE E030 los perfiles de suelo se pueden clasificar de tres maneras, por la velocidad promedio de ondas de corte ($\overline{V_s}$), si son suelos granulares el promedio de los $\overline{N_{60}}$ conseguidos a través del ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio de la resistencia al corte en condición no drenada $\overline{S_u}$ de los suelos cohesivos.

Los perfiles son 5 a los cuales se les asocia a cada uno un factor de T_P y T_L .

Perfil tipo S_0 (roca dura), tipo S_1 (roca o suelos muy rígidos), tipo S_2 (suelos intermedios), tipo S_3 (suelos blandos) y tipo S_4 (condiciones excepcionales).

Tabla 3

Factor de suelo "S"

Suelo/Zona	S0	S1	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

FUENTE: (E030, 2018)

Tabla 4

Periodos " T_P " y " T_L "

	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
$T_P(s)$	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L(s)$	3,0	2,5	2,0	1,6

FUENTE: (E030, 2018)

e) Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_o)

La NTE E030 clasifica a los sistemas estructurales según su material y su estructuración sismorresistente de acuerdo a su dirección analizada es decir que se le asigna un coeficiente de reducción distinto de acuerdo a la tipología de cada estructura.

Tabla 5
Sistemas estructurales y coeficientes básicos de reducción R_o

Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_o^*
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitadas	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

FUENTE: (E030, 2018)

2.2.1.3. Irregularidades estructurales

a) Irregularidad en altura

Irregularidad de piso blando

Se da cuando la rigidez lateral en un entrepiso es inferior al 70% de la rigidez del entrepiso adyacente superior o inferior al el 80% que la rigidez lateral promedio de los tres pisos adyacentes superiores. (E030, 2018), esta irregularidad se puede presentar en sótanos o a que un piso es más rígido al adyacente superior debido a la presencia de tabiques que no están aislados de los ejes resistentes.

Si consideramos que K_i es la rigidez del piso i en la edificación, existe irregularidad de resistencia cuando:

$$K_i < 0.70K_{i+1}$$

$$K_i < 0.80 \frac{1}{3} (K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$$

La rigidez lateral se obtiene de la relación entre la fuerza cortante de entrepiso V_i y el desplazamiento relativo del C.M. (Δ_{CMi}).

$$\frac{V_i}{\Delta_{CM(i)}} < 0.70 \frac{V_{i+1}}{\Delta_{CM(i+1)}}$$



$$\frac{V_i}{\Delta_{CM(i)}} < 0.80 \frac{1}{3} \left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{CM(i+1)}} + \frac{V_{i+2}}{\Delta_{CM(i+2)}} + \frac{V_{i+3}}{\Delta_{CM(i+3)}} \right)$$

Irregularidad de piso débil

Esta irregularidad se da cuando para cualquier dirección de análisis, la resistencia de un entrepiso ante fuerzas de corte es menor al 80% de la resistencia del entrepiso adyacente superior. (E030, 2018).

- $\sum V_i < 0.80 \sum V_{i+1}$

La resistencia de entrepiso se calcula como la suma de la resistencia de los elementos resistentes a cargas de sismo verticales tales como columnas y muros de corte.

- $V_c = 0.53 \lambda \sqrt{f'_c} * bw * d$

Reemplazando se tiene:

- $\sum (bw * d)_i < 0.80 \sum (bw * d)_{i+1}$

Irregularidad de Masa o Peso

Se da cuando el peso sísmico de un piso es superior que 1.5 veces el peso sísmico del piso inmediato superior o inferior, esto no se aplica para azoteas ni sótanos. (E030, 2018), esta irregularidad se presenta comúnmente en gimnasios donde la carga de los equipos y maquinas se ubican en un nivel específico del edificio, también se presenta en oficinas de archivos donde hay una concentración de peso.

$$P_i > 1.5(P_{i+1} \text{ o } P_{i-1})$$

Donde:

- P_i : Piso en análisis
- P_{i+1} : Piso inmediato superior
- P_{i-1} : Piso inmediato inferior

Irregularidad geométrica vertical

Se da cuando la dimensión en planta del elemento resistente a cargas de sismo es superior a 1.3 veces la dimensión del piso superior, no se aplica para azoteas ni para sótanos (E030, 2018).

$$L_i > 1.3(L_{i+1} \text{ o } L_{i-1})$$

Donde:

- L_i : Longitud en planta del piso en análisis
- L_{i+1} : Longitud en planta del piso adyacente superior
- L_{i-1} : Longitud en planta del piso adyacente inferior

Discontinuidad en los sistemas resistentes

Se da cuando para cualquier elemento estructural que resista más del 10% de la fuerza de corte se tenga una desviación respecto al eje vertical ya sea por una variación de sentido o por desplazamiento de su eje mayor al 25% de la dimensión del elemento (E030, 2018).

$$\Delta_{ejes} > 0.25 * L_{elemento}$$

Condición:

$$V_{elemento} > 0.10 * V_i$$

- b) Irregularidad en planta

Irregularidad torsional

Se da cuando el desplazamiento máximo relativo de entrepiso en un extremo de la edificación ($\Delta_{m\acute{a}x}$) incluido su excentricidad accidental es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos (Δ_{prom}). (E030, 2018). Este tipo de irregularidad es muy común en edificios irregulares en planta de forma L, T, U, V, etc. Se recomienda evitar formas complejas debido a que para predecir correctamente el

modelo tridimensional del edificio en análisis, éste debe ser de una forma simple, es recomendable también que en el análisis modal el resultado de los 2 primeros modos de vibración sean traslacionales en X y Y, el 3 modo sea rotacional en el eje Z.

Los criterios para el análisis de irregularidad torsional solo aplican a edificios con diafragma rígido y que cumple la siguiente condición:

$$\Delta_{inel,m\acute{a}x} > 0.5 \Delta_{l\acute{m}ite}$$

- $\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_{prom}} > 1.3$

Irregularidad torsional extrema

Se da cuando el desplazamiento máximo relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{m\acute{a}x}$) incluido su excentricidad accidental es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos (Δ_{prom}). (E030, 2018). Siempre que tengamos irregularidad torsional debemos verificar que exista irregularidad torsional extrema.

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_{prom}} > 1.5$$

Esquinas entrantes

Se da cuando existe esquinas entrantes con dimensiones mayores que el 20% a la dimensión total en planta (E030, 2018).

$$L_{esq(x)} > 0.2 * L_x$$

$$L_{esq(y)} > 0.2 * L_y$$

Discontinuidad del diafragma

Existirá irregularidad por discontinuidad del diafragma cuando existan diafragmas con interrupciones abruptas o con variaciones de rigidez, con aberturas mayores al 50% del área total del diafragma.

Otro caso es que, en cualquiera de los pisos, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección bruta (E030, 2018).

$$A_{abertura} > 0.5 * A_i$$

$$S_{resistente} < 0.25 * S_{área bruta}$$

Sistemas no paralelos

Se da cuando los elementos estructurales resistentes a cargas de sismo no son paralelos. No aplica para el caso en que los pórticos o muros formen ángulos inferiores a 30° ni para elementos no paralelos resistan menos que el 10% de la fuerza de corte (E030, 2018). Generalmente este tipo de irregularidad se da en terrenos de formas triangulares, o por la propia consideración arquitectónica.

2.2.1.4. Análisis sísmico estático

En nuestro país el Análisis Estático adopta la metodología descrita en la NTE E030, el cual interpreta las cargas de sismo mediante un conjunto de fuerzas que actúan en el C.M. de cada piso de la estructura.

La norma peruana establece lineamientos para la consideración de este método de análisis, los cuales son:

- Este método se puede usar para el análisis de todas los edificios regulares o irregulares pertenecientes a la zona sísmica 1, esto debido a que la zona sísmica 1 según el mapa de peligro sísmico cuenta con una aceleración espectral de 0.1g el cual es el valor mínimo en todo el territorio peruano.
- En las otras zonas sísmicas como la zona 2, 3 y 4 se pueden usar en estructuras regulares que no superen los 30m de altura a partir del nivel de terreno natural NTN.

- En los edificios con sistema estructural de muros portantes de albañilería confinada y de concreto armado que no superen los 15m de altura, incluso si estos tengan algún tipo de irregularidad en planta o en altura.

Rochel (2012) menciona que en este análisis la magnitud y distribución de fuerzas sísmicas son expresiones empíricas, y suponiendo que el comportamiento de la estructura está definido de acuerdo al primer modo de vibración es por ello que se prohíbe para las zonas sísmicas 2,3 y 4 el uso de este método, y también de que la distribución de fuerzas laterales de entrepiso tiene tendencia a ser una distribución de forma triangular invertida.

2.2.1.5. Distribución de la fuerza sísmica en altura

Las fuerzas sísmicas laterales para el análisis estático en cualquier nivel según la dirección de sismo analizada se calculan de la siguiente forma:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k}$$

Donde:

- n : Cantidad de niveles de la estructura
- k : Valor que está relacionado con el periodo fundamental de la estructura.

$$\text{Para } T \leq 0.5, k = 1.0$$

$$\text{Para } T > 0.5, k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$$

2.2.1.6. Análisis sísmico dinámico

Según Piqué & Scaletti (1991) mencionan que el análisis dinámico es visto en códigos actuales de diseño sísmico moderno, en donde se consideran las características o propiedades de la estructura en la solución de las fuerzas de sismo y en cada resultado en específico que se desea calcular. Esta definición se dió hace más de dos décadas cuando

aún no existía la ayuda de softwares y equipos de cómputo sofisticados, sin embargo actualmente se sigue realizando este tipo de análisis estructural sismorresistente debido a que su aplicación es rápida donde sin mucho gasto computacional permite realizar diversas iteraciones en softwares como Etabs, Sap2000, Robot Structural, Midas Gen, etc.

En edificios altos el análisis dinámico es una herramienta importante para el análisis debido a que el método de fuerzas estáticas equivalentes (Análisis sísmico estático) se vuelven muy conservadores. La fuerza máxima resultante distribuido en cada nivel es muy diferente a la distribución triangular que se asume en los códigos de análisis y diseño sísmico en el mundo.

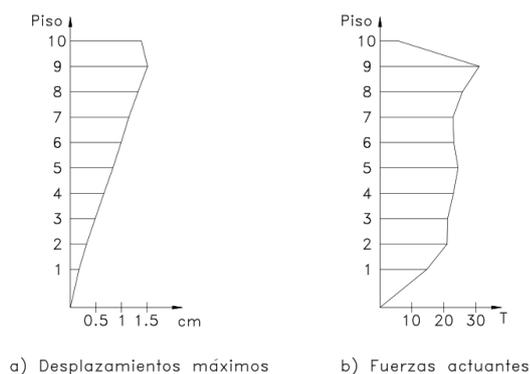


Figura 2: Resultados de un análisis dinámico para un edificio de 10 pisos.
FUENTE: (Piqué & Scaletti, 1991)

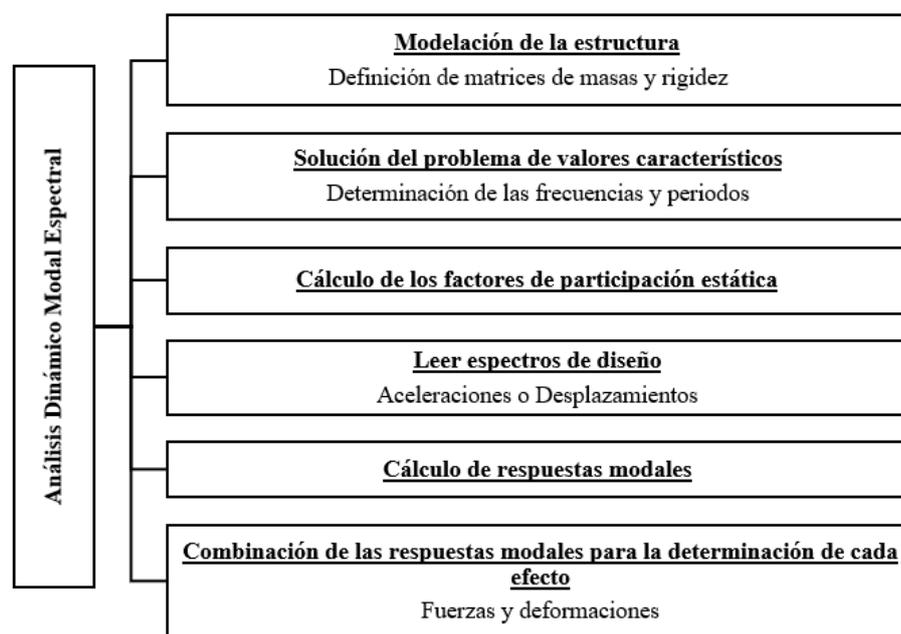
Como se puede ver en la Figura 2 las fuerzas actuantes tienen magnitudes diferentes en cada nivel, si se realiza el análisis estático o de fuerzas equivalentes se estaría cometiendo un error al considerar que las fuerzas tienen forma de un triángulo invertido por lo que no se estaría representando adecuadamente la demanda de sismo en la superestructura.

Rochel (2012) indica que en este método la magnitud y distribución de las fuerzas de sismo están en función de la dinámica de la estructura y del sismo actuante. En el cálculo de estas cargas y su distribución en la estructura se incluyen los efectos de la geometría, condición de apoyo, material y la distribución de sus masas.

La principal diferencia que existe en el método estático de fuerza equivalentes y el método dinámico radica en la manera de como las cargas de sismo son determinadas y aplicadas en altura de la estructura.

La NTE E030 indica que cualquier edificio podrá ser diseñado haciendo uso de los resultados del análisis dinámico modal espectral.

Según Piqué & Scaletti (1991) muestra el siguiente esquema con pasos para el análisis dinámico modal espectral en cualquier tipo de estructura:



2.2.2. *Análisis estructural sismorresistente de una estructura con aislamiento sísmico*

2.2.2.1. *Aislamiento sísmico*

De acuerdo a Mendez (2013) el aislamiento sísmico viene a ser el desacoplamiento de la estructura ante movimientos del suelo, es decir que por efectos de un sismo el suelo puede moverse pero la superestructura se tendrá un comportamiento en el rango lineal. Para lograr esta separación en el sistema de aislamiento sísmico se encuentran diferentes dispositivos denominados aisladores ubicados estratégicamente los cuales desempeñan un papel importante ante la acción de eventuales terremotos.

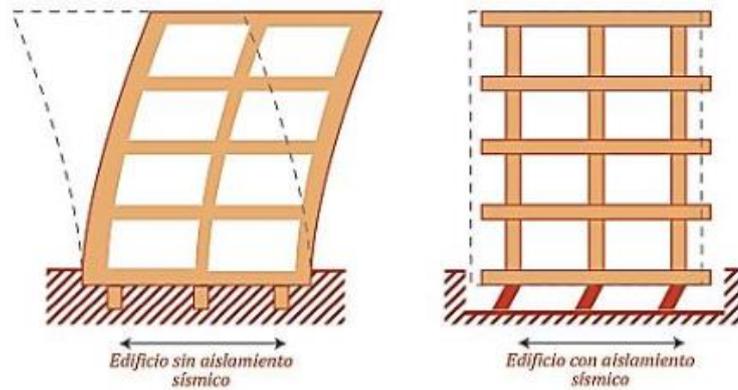


Figura 3: (a) Edificación sin aislamiento sísmico y (b) Edificación con aislamiento sísmico

FUENTE: (Genatios & Lafuente, 2016)



Figura 4: Instalación de los dispositivos en obra

FUENTE: (Muñoz, 2018)



Figura 5: Aislador elastomérico instalado en obra

FUENTE: (Muñoz, 2018)

a) Principio de diseño

Los dispositivos de aislamiento se utilizan generalmente para reducir las fuerzas de sismo en la superestructura producto de la cortante basal, el principio de diseño fundamental es aumentar el periodo de vibración flexibilizando la base con el cual reducirá la magnitud de la ordenada espectral, en consecuencia, se reducirá la cortante en la base. (Shekhar et al., 2017).

La ecuación de movimiento del edificio está relacionada con el movimiento del suelo, la masa, la rigidez, el amortiguamiento y las fuerzas sísmicas externas que afectan a la estructura. Cuando cambiamos la rigidez del edificio, podemos controlar las fuerzas debido a que el aislamiento sísmico modifica los 3 primeros modos de vibración fundamental, la aceleración se puede disminuir reduciendo la rigidez de la estructura, cuando el amortiguamiento de la estructura se incrementa, la respuesta de aceleración y desplazamiento se reduce, cuando se cambia la masa total y la distribución de masa dentro del sistema, entonces las características dinámicas del sistema estructural también cambian, lo que significa que el sistema de aislamiento con la superestructura deben estar en armonía para que todo el sistema funcione correctamente.

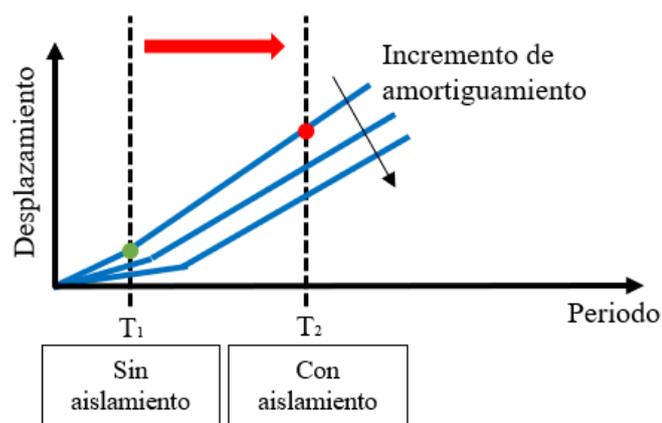


Figura 6: Desplazamiento vs Periodo.

FUENTE: (Shekhar et al., 2017)

La Figura 6 muestra que la estructura con aislamiento presenta un mayor desplazamiento a medida que aumenta su periodo de vibración, y a la vez se reduce aún más si el amortiguamiento va aumentando.

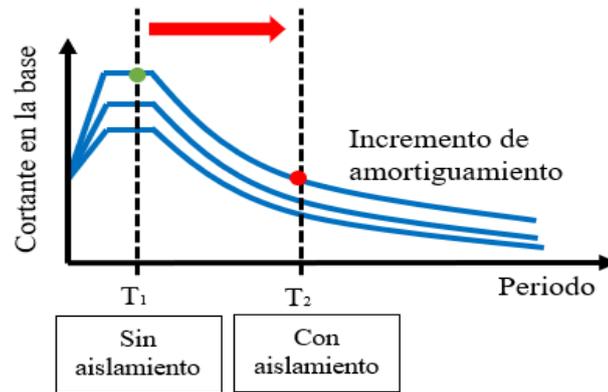


Figura 7: Relación entre cortante en la base y periodo

FUENTE: (Shekhar et al., 2017)

La Figura 7 muestra que la estructura no aislada tiene mayor fuerza cortante que la estructura aislada, esto se puede ver debido a la bajada o disminución de la demanda sísmica debido al espectro de diseño y también al amortiguamiento.

Los aisladores sísmicos instalan flexibilidad necesaria a la estructura en la base para que su periodo de vibración natural se aparte lo suficiente de la zona de altas aceleraciones del espectro de diseño.

Según Mendez (2013) los sistemas de aislamiento deben proporcionar las siguientes funciones:

- Proveer de un comportamiento adecuado ante cargas de servicio, tan eficaz como para las estructuras de base fija.
- Proporcionar una suficiente flexibilidad lateral para alcanzar el periodo objetivo del aislamiento sísmico en la estructura.
- Tener la capacidad de re – centrado o lo que la norma le llama fuerza restitutiva para lo cual da algunos parámetros mínimos a cumplir, aún de después sismo importante o SMC con periodo de retorno de 2500 años, esta fuerza de re – centrado evita la ocurrencia de desplazamientos residuales los cuales podrían ocasionar un mal comportamiento de la estructura.

- Proveer una adecuada disipación de energía logrando reducir la energía que ingresa a la estructura, con el fin de evitar los daños en la componente estructural en cambio los disipadores sísmicos funcionan luego de que el sismo haya ingresado a la estructura, esto es una de las bondades del aislamiento sísmico, sin embargo, también tiene también desventajas.

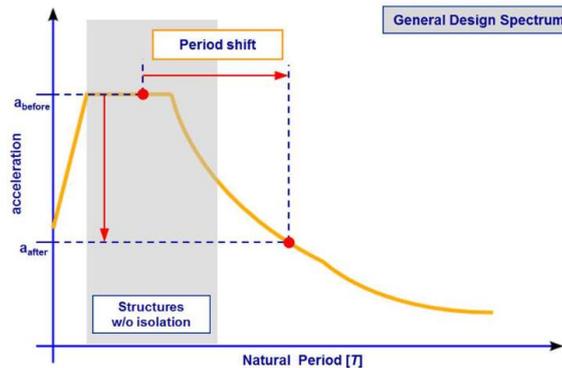


Figura 8: Disminución de pseudo aceleraciones debido al cambio de periodo.
FUENTE: (Mendez, 2013).

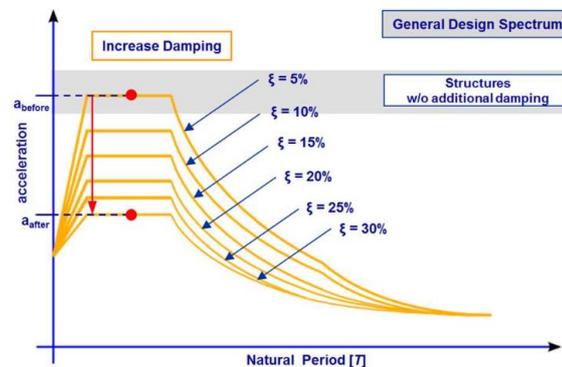


Figura 9: Disminución de pseudo aceleraciones debido al incremento de amortiguamiento.
FUENTE: (Mendez, 2013).

2.2.2.2. Dinámica de estructuras de base aislada

La teoría lineal de aislamiento sísmico ha sido desarrollado principalmente por James Kelly Ph.D. profesor en la Universidad de California en Berkeley. La teoría está basada en un modelo de dos masas tanto de superestructura como de la plataforma de aislamiento según la Figura 10. La masa m representa la superestructura y m_b es la masa

de la plataforma de aislamiento. La rigidez de la estructura y el amortiguamiento se representan por k_s y C_s .

La ecuación absoluta de movimiento es:

$$(m + m_b)\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \quad (11)$$

Los desplazamientos totales de m_b y m están denotados por u_s y u_b , sin embargo, para fines demostrativos es mejor usar los desplazamientos relativos definidos a continuación:

$$v_b = u_b - u_g$$

$$v_s = u_s - u_b$$

Donde: u_g es el desplazamiento del suelo. Es conveniente tomar estos desplazamientos relativos para estos análisis porque los dos resultados importantes serán los desplazamientos del sistema aislado, denotados por v_b , y el desplazamiento del entrepiso por v_s .

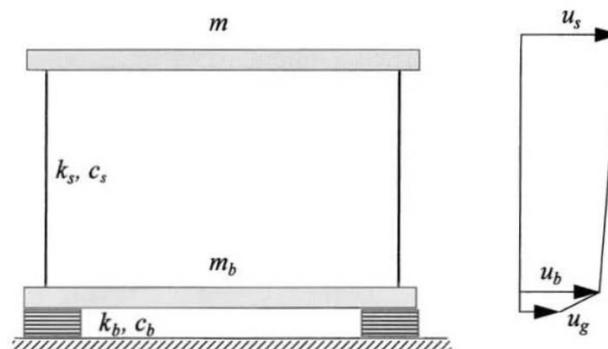


Figura 10: Parámetros del sistema aislado de 2GDL

FUENTE: (Naeim, F., & Kelly, 1999)

Las ecuaciones básicas de movimiento del modelo de 2 GDL son:

$$(m + m_b)\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \quad (12)$$

$$m\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_s\dot{v}_s + k_s v_s = -m\ddot{u}_g \quad (13)$$

Las cuales se pueden escribir en términos matriciales como:

$$\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (14)$$

Donde $M = m + m_b$, es decir, en notación matricial:

Se define la relación de masas γ como:

$$\gamma = \frac{m}{m + m_b} = \frac{m}{M} \quad (15)$$

Y frecuencia nominal y ω_s , definido por:

$$\omega_b^2 = \frac{k_b}{m + m_b} \quad \omega_s^2 = \frac{k_s}{m} \quad (16)$$

Asumimos que:

$$\omega_b^2 / \omega_s^2 = \epsilon \text{ el cual varía entre } 0.1 \text{ y } 0.01$$

El factor de amortiguamiento β_b y β_s se representan por:

$$2\omega_b\beta_b = \frac{c_b}{m + m_b} \quad 2\omega_s\beta_s = \frac{c_s}{m} \quad (17)$$

Según estas variables, las ecuaciones de movimiento se pueden expresar como:

$$\gamma \ddot{v}_s + \dot{v}_b + 2\omega_b\beta_b \dot{v}_b + \omega_b^2 v_b = -\ddot{u}_g \quad (18)$$

$$\ddot{v}_s + \dot{v}_b + 2\omega_s\beta_s \dot{v}_s + \omega_s^2 v_s = -\ddot{u}_g \quad (19)$$

Los modos tradicionales del sistema serán definidos por ϕ^1 y ϕ^2 donde:

$$\phi^{iT} = (\phi_b^i, \phi_s^i), i = 1, 2$$

Con frecuencias ω_1 y ω_2 . La ecuación característica para las frecuencias es:

$$(1 - \gamma)\omega^4 - (\omega_s^2 + \omega_b^2)\omega^2 + \omega_b^2\omega_s^2 = 0 \quad (20)$$

Las soluciones de la Ec. 20 se muestran a continuación:

$$\omega^2_1 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \{ \omega^2_b + \omega^2_s - [(\omega^2_b - \omega^2_s)^2 + 4\gamma\omega^2_b\omega^2_s]^{1/2} \} \quad (21)$$

$$\omega^2_2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \{ \omega^2_b + \omega^2_s + [(\omega^2_b - \omega^2_s)^2 + 4\gamma\omega^2_b\omega^2_s]^{1/2} \} \quad (22)$$

En función de ϵ se expresa por:

$$\omega^2_1 = \omega^2_b(1-\gamma\epsilon) \quad \omega^2_2 = \frac{\omega^2_s}{1-\gamma}(1+\gamma\epsilon) \quad (23)$$

$$\omega_1 = \omega_b\sqrt{(1-\gamma\epsilon)} \approx \omega_b \quad \omega_2 = \frac{\omega_s}{\sqrt{1-\gamma}} \sqrt{1 + \frac{\gamma\omega^2_b}{\omega^2_s}} \approx \frac{\omega_s}{\sqrt{1-\gamma}} \quad (24)$$

Según la Ec. 24, la primera frecuencia ω_1 es la del aislamiento y se definiría como la frecuencia representativa de la superestructura y sistema de aislación juntos que se desplaza como un único bloque rígido. Por lo tanto, la frecuencia de vibración no modifica la flexibilidad de la superestructura debido a que el desplazamiento relativo entre el sistema de aislamiento y la superestructura es mínima o reducida. (Trujillo, 2017).

Y las formas de modo con $(\phi^i_b = 1)$, $i = 1,2$, son:

$$\phi^{1T} = (1, \epsilon) \quad \phi^{2T} = \left\{ 1, -\frac{1}{\gamma} [1 - (1-\gamma)\epsilon] \right\} \quad (25)$$

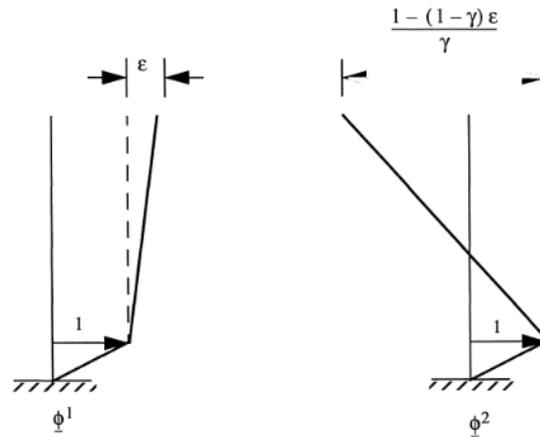


Figura 11: Formas de modo del sistema aislado de 2 GDL

FUENTE: (Kelly, 1997)

Para expresar los desplazamientos originales en coordenadas modales, escribimos:

$$v_b = q_1\phi^1_b + q_2\phi^2_b$$

$$v_s = q_1\phi^1_s + q_2\phi^2_s$$

Donde q_1, q_2 son coeficientes modales dependientes del tiempo.

Las cantidades modales M_i, L_i se dan por:

$$M_i = \phi^{iT} M \phi^i$$

$$M_i L_i = \phi^{iT} M r$$

En función de ϵ , se define como:

$$M_1 = M(1 + 2\gamma\epsilon) \quad M_2 = M \frac{(1 - \gamma)[1 - 2(1 - \gamma)\epsilon]}{\gamma} \quad (26)$$

y

$$L_1 = 1 - \gamma\epsilon \quad L_2 = \gamma\epsilon \quad (27)$$

Cuando (v_b, v_s) de las Ec. (1) (2) son expresadas en función de ϕ^1 y ϕ^2 , tenemos dos ecuaciones en los coeficientes modales (q_1, q_2) con la siguiente forma:

$$\ddot{q}_1 + 2\omega_1\beta_1\dot{q}_1 + \lambda_1\dot{q}_2 + \omega^2_1q_1 = -L_1\ddot{u}_g \quad (28)$$

$$\ddot{q}_2 + \lambda_2\dot{q}_1 + 2\omega_2\beta_2 + \omega^2_2q_2 = -L_2\ddot{u}_g \quad (29)$$

Los términos $2\omega_1\beta_1$ y $2\omega_2\beta_2$ se calculan de la siguiente manera:

$$M_i 2\omega_i\beta_i = \phi^{iT} \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \phi^i$$

Del cual obtenemos:

$$2\omega_1\beta_1 = 2\omega_b\beta_b(1 - 2\gamma\epsilon)$$

$$2\omega_2\beta_2 = \frac{1}{1-\gamma} (2\omega_s\beta_s + 2\gamma\omega_b\beta_b)$$

Llegando a:

$$\beta_1 = \beta_b \left(1 - \frac{3}{2} \gamma \epsilon\right) \quad (30)$$

$$\beta_2 = \frac{\beta_s + \gamma\beta_2\epsilon^{1/2}}{(1-\gamma)^{1/2}} \left(1 - \frac{\gamma\epsilon}{2}\right) \quad (31)$$

Los coeficientes de acoplamiento λ_1 y λ_2 son calculados como sigue:

$$\lambda_1 M_1 = \Phi^{1T} \begin{bmatrix} cb & 0 \\ 0 & cb \end{bmatrix} \Phi^2 \quad (32)$$

$$\lambda_2 M_2 = \Phi^{2T} \begin{bmatrix} cb & 0 \\ 0 & cs \end{bmatrix} \Phi^1 = \lambda_1 M_1 \quad (33)$$

Por lo tanto:

$$\lambda_1 M_1 = (1, \epsilon) \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ -a \end{pmatrix} = c_b - \epsilon a c_s$$

$$a = \frac{1}{\gamma} [1 - (1 - \gamma)\epsilon]$$

Usando (M_1, M_2) en la Ec. 16 tenemos:

$$\lambda_1 = \frac{2\omega_b\beta_b M - \epsilon\{(1/\gamma)[1 - (1 - \gamma)\epsilon]\}2\omega_s\beta_s m}{M(1 + 2\gamma\epsilon)}$$

$$\lambda_1 = 2\omega_b\beta_b(1 - 2\gamma\epsilon) - \epsilon 2\omega_s\beta_s(1 - 2\gamma\epsilon)$$

$$\lambda_1 = 2\omega_b[\beta_b(1 - 2\gamma\epsilon) - \epsilon^{1/2}\beta_s] \quad (34)$$

Y

$$\lambda_2 = \frac{2\omega_b\beta_b M - \epsilon\{(1/\gamma)[1 - (1 - \gamma)\epsilon]\}2\omega_s\beta_s m}{[M(1 - \gamma)/\gamma][1 - 2(1 - \gamma)\epsilon]}$$

$$\lambda_2 = (2\omega_b\beta_b - \epsilon 2\omega_s\beta_s) [1 + 2(1 - \gamma)\epsilon] \frac{\gamma}{1 - \gamma}$$

$$\lambda_2 = 2\omega_b\{\beta_b[1 + 2(1 - \gamma)\epsilon] - \epsilon^{1/2}\beta_s\}\frac{\gamma}{1 - \gamma} \quad (35)$$

En la mayoría de los casos se considera que el amortiguamiento es muy reducido como para que las componentes fuera de la diagonal λ_1 y λ_2 sea insignificante y la solución requerida se pueda obtener desacoplando la ecuación modal de los movimientos, es decir:

$$\ddot{q}_1 + 2\omega_1\beta_1\dot{q}_1 + \omega_1^2q_1 = -L_1\ddot{u}_g$$

$$\ddot{q}_2 + 2\omega_2\beta_2\dot{q}_2 + \omega_2^2q_2 = -L_2\ddot{u}_g$$

Si se conoce la historia en el tiempo del movimiento del sueño, $\ddot{u}_g(t)$, entonces las componentes modales $q_1(t)$, $q_2(t)$ se pueden calcular como:

$$q_1 = \frac{L_1}{\omega_1} \int_0^t \ddot{u}_g(t - \tau) e^{-\omega_1\beta_1\tau} \sin \omega_1\tau d\tau \quad (36)$$

$$q_2 = \frac{L_2}{\omega_2} \int_0^t \ddot{u}_g(t - \tau) e^{-\omega_2\beta_2\tau} \sin \omega_2\tau d\tau \quad (37)$$

Además, los máximos valores calculados de q_1 y q_2 se pueden obtener con la siguiente ecuación:

$$|q_1|_{max} = L_1 S_D(\omega_1, \beta_1) \quad (38)$$

$$|q_2|_{max} = L_2 S_D(\omega_2, \beta_2) \quad (39)$$

Donde $S_D(\omega, \beta)$ es el desplazamiento según el espectro de respuesta para $\ddot{u}_g(t)$, en función de la frecuencia ω y coeficiente de amortiguamiento β .

Se empieza a calcular las diversas respuestas partiendo de los valores picos del espectro, es importante usar el método SRSS. El valor máximo del desplazamiento del sistema de aislamiento y deformación de la superestructura definidos por:

$$|v_s|_{\max} = [(\phi_2^1 |q_1|_{\max})^2 + (\phi_2^2 |q_2|_{\max})^2]^{1/2} \quad (40)$$

$$|v_b|_{\max} = [(\phi_1^1 |q_1|_{\max})^2 + (\phi_1^2 |q_2|_{\max})^2]^{1/2} \quad (41)$$

Insertando los resultados obtenidos de las ecuaciones (16), (17), (30) y (31) obtenemos:

$$|v_b|_{\max} = \{[L_1 S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + [L_2 S_D(\omega_2, \beta_2)]^2\}^{1/2}$$
$$|v_b|_{\max} = \{(1 - \gamma\epsilon)^2 [S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + \gamma^2 \epsilon^2 [S_D(\omega_2, \beta_2)]^2\}^{1/2} \quad (42)$$

Y

$$|v_s|_{\max} = \{[L_1 S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + [L_2 S_D(\omega_2, \beta_2)]^2\}^{1/2}$$
$$|v_s|_{\max} = \epsilon \{(1 - \gamma\epsilon)^2 [S_D(\omega_1, \beta_1)]^2 + [1 - 2(1 - \gamma)\epsilon]^2 [S_D(\omega_2, \beta_2)]^2\}^{1/2}$$

Por lo general, el término $\epsilon^2 S_D(\omega_2, \beta_2)$ puede ser despreciado en el espectro sísmico donde el desplazamiento con frecuencias altas (por ejemplo ω_2) es más reducido que en frecuencias bajas, el cual resulta:

$$|v_b|_{\max} = (1 - \gamma\epsilon) S_D(\omega_1, \beta_1) \quad (43)$$

Si despreciamos términos mayores que ϵ^2 , entonces al calcular el desplazamiento de entrepiso, v_s , tendremos:

$$|v_s|_{\max} = \epsilon [S_D(\omega_1, \beta_1)^2 + S_D(\omega_2, \beta_2)^2]^{1/2} \quad (44)$$

De forma parecida, el coeficiente C_s se define por:

$$C_s = \left| \frac{k_s v_s}{m} \right|_{\max} = \omega_s^2 |v_s|_{\max}$$

Entonces:

$$C_s = \omega_s^2 \epsilon [S_D(\omega_1, \beta_1)^2 + S_D(\omega_2, \beta_2)^2]^{1/2}$$

$$C_s = [\omega_b^4 S_D(\omega_1, \beta_1)^2 + \epsilon^2 \omega_s^4 S_D(\omega_2, \beta_2)^2]^{1/2}$$

$$C_s = [S_A(\omega_1, \beta_1)^2 + \epsilon^2 S_A(\omega_2, \beta_2)^2]^{1/2} \quad (45)$$

Por lo tanto, si mantenemos solo los primeros términos, obtenemos:

$$|v_s|_{max} = \frac{\epsilon S_V}{\omega_b} = \epsilon S_D(\omega_b, \beta_b) \quad (46)$$

$$|v_b|_{max} = \frac{S_V}{\omega_b} = S_D(\omega_b, \beta_b) \quad (47)$$

Y el coeficiente de cortante basal de diseño se define por:

$$C_s = \frac{k_s v_s}{m} = \omega_s^2 v_s$$

Entonces:

$$C_s = \omega_b S_V \left[1 + \epsilon^2 \frac{\omega_2^2}{\omega_1^2} \right]^{1/2} = S_A(\omega_b, \beta_b) \left(1 + \frac{\epsilon}{1 - \gamma} \right)^{1/2}$$

$$C_s = S_A(\omega_b, \beta_b) \quad (48)$$

Para ϵ reducido y un espectro de diseño, el sistema de aislamiento se puede diseñar por lo menos en la etapa inicial, para un desplazamiento de base relativo de $S_D(\omega_b, \beta_b)$ y para un coeficiente de fuerza cortante en la base de $S_A(\omega_b, \beta_b)$. La reducción de la fuerza cortante en la base en comparación con una estructura de base fija, donde $C_s = S_A(\omega_b, \beta_b)$, viene dada por $S_A(\omega_b, \beta_b) / S_A(\omega_s, \beta_s)$ el cual para un espectro de velocidad constante es ω_b / ω_s , o aproximadamente del orden $\epsilon^{1/2}$; esto subestima la reducción de corte en la base porque, en general, β_b será mayor que β_s .

2.2.2.3. Modelo inelástico del sistema de aislamiento

Una vez realizado el análisis elástico lineal, obtenemos la rigidez y amortiguamiento efectivos, K_{eff} y ξ_{eff} , luego de este análisis se obtiene el desplazamiento máximo de la plataforma el que se representa con D para el cual corresponde una fuerza máxima de aislamiento, $F_{max} = K_{eff} \cdot D$. (Muñoz 2018).

Con los tres valores obtenidos del modelo lineal K_{eff} , ξ_{eff} y D , se construye un modelo bilineal que logre los mismos valores de fuerza y desplazamiento máximos, también que la energía que disipe sea igual a la que disipa el modelo lineal.

Entonces la curva de histéresis del modelo bilineal estará definida por los siguientes parámetros:

- K_1, K_2 : Rigidez inicial y rigidez post fluencia
- F_y, D_y : Fuerza y desplazamiento de fluencia
- Q : Fuerza característica

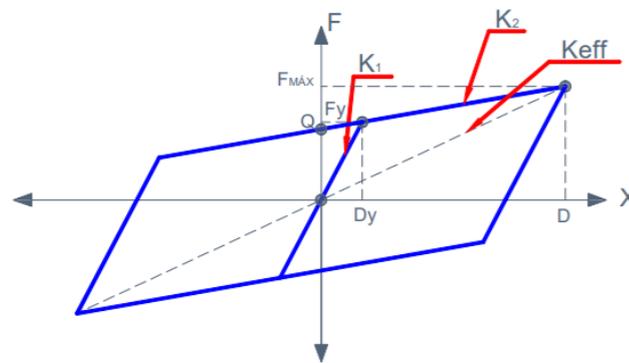


Figura 12: Curva de histéresis modelo bilineal
FUENTE: (Muñoz, 2018)

De los 5 parámetros anteriormente descritos, solamente 3 son independientes ya que entre ellos se pueden plantear las 2 ecuaciones siguientes:

$$F_y = K_1 D_y \quad (49)$$

$$F_y = Q + K_2 D_y \quad (50)$$

La fuerza máxima y el área encerrada por un ciclo de histéresis del modelo bilineal se determinan como:

$$F_{MÁX} = F_y + K_2(D - D_y)$$

$$A_B = 4Q(D - D_y)$$

En el modelo elástico la fuerza máxima y el área se determinan por:



$$F_{M\acute{A}X} = K_{eff} \cdot D$$

$$A = 2\pi \xi K_{eff} D^2$$

Igualando estas expresiones tendremos:

$$K_{eff} D = K_1 D_y + K_2 (D - D_y) \quad (51)$$

$$2\pi \xi K_{eff} D^2 = 4Q (D - D_y) \quad (52)$$

Para los 3 parámetros independientes que se elijan solo se cuenta con 2 ecuaciones Eq. 51 y Eq. 52. Lo cual significa que hay infinitas soluciones matemáticas, pero que solo un rango son soluciones prácticas que corresponden a los dispositivos disponibles en el mercado.

Por ejemplo, para cierto tipo de dispositivos resulta práctico usar una relación entre las pendientes K_1 y K_2 como:

$$K_1 = \alpha K_2$$

Donde α puede ser un valor en un rango definido por cada fabricante, generalmente está entre 7 y 15.

Al asumir un valor para α ya se puede encontrar una solución al sistema.

Reemplazando:

$$K_1 = \alpha K_2 \text{ en la Eq. 51}$$

$$K_{eff} D = \alpha K_2 D_y + K_2 (D - D_y)$$

O también tenemos:

$$K_2 = \frac{K_{eff} D}{D + (\alpha - 1) D_y} \quad (53)$$

De la Ec. 50 tenemos:

$$Q = D_y (K_1 - K_2) = D_y K_2 (\alpha - 1)$$

$$Q = D_y K_2 (\alpha - 1) \quad (54)$$

Reemplazando Eq. 53 en Eq. 54:

$$Q = \frac{D_y K_{eff} D (\alpha - 1)}{D + (\alpha - 1) D_y} \quad (55)$$

Finalmente sustituyendo Eq. 55 en Eq. 52

$$2\pi \xi K_{eff} D^2 = \frac{4D_y K_{eff} D (\alpha - 1)}{D + (\alpha - 1) D_y} (D - D_y)$$

De donde:

$$2\pi \xi D - \frac{4D_y (\alpha - 1) (D - D_y)}{D + (\alpha - 1) D_y} = 0$$

De esta ecuación se encuentra D_y y luego se usa en Eq. 53

$$K_2 = \frac{K_{eff} D}{D + (\alpha - 1) D_y}$$

Finalmente:

$$K_1 = \alpha K_2$$

2.2.3. Tipos de aisladores

Los aisladores del tipo elastoméricos están constituidos por una serie de láminas planas denominados elastómeros intercalados con planchas de acero, este último le da rigidez vertical y evita el aplastamiento. Las láminas de elastómeros son vulcanizadas a las planchas de acero, por lo general son de sección circular o cuadrada. Mediante toda esta configuración se logra tener flexibilidad lateral en el dispositivo el cual le permite un desplazamiento lateral a la plataforma de aislamiento (Lopez et al., 2011).

Existen varios tipos de aisladores elastoméricos, entre los más comunes en el mercado tenemos los siguientes:

2.2.3.1. Aisladores elastoméricos

a) Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDRB)

Dentro de la familia de los aisladores elastoméricos, estos dispositivos son los más básicos. Los aisladores tipo LDRB (Low-Damping Rubber Bearing) tienen reducido amortiguamiento (2% al 5%), por lo que se usan junto a disipadores de energía los que le proveen un amortiguamiento extra al sistema estructural (Lopez et al., 2011).



Figura 13: Aislador tipo LDRB
FUENTE: (Lopez et al., 2011)

b) Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Los aisladores elastoméricos LRB (Lead-plug Rubber Bearing) son parecidos a los LDRB, pero adicionalmente poseen un núcleo de plomo que está en el centro del aislador, el núcleo de plomo logra incrementar el amortiguamiento del sistema hasta entre los 25 – 30%. Al deformarse lateralmente el dispositivo durante la acción sísmica, el núcleo de plomo fluye, logrando deformaciones post fluencia, y por lo tanto disipando energía en forma de calor. Al finalizar el movimiento sísmico, la goma del dispositivo retorna a su posición inicial, mientras que el núcleo de plomo deformado se recristaliza. De esta forma el dispositivo (goma y núcleo de plomo) queda expedito para un próximo evento sísmico. (Lopez et al., 2011). Este tipo de dispositivo es el más usado actualmente en edificaciones esenciales como hospitales a nivel nacional, debido a que existen diversos proveedores.

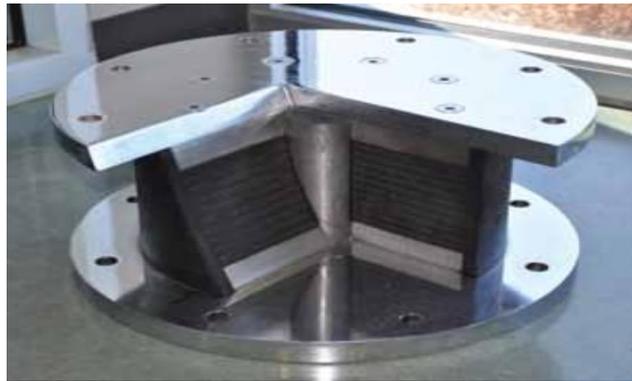


Figura 14: Aislador tipo LRB
FUENTE: (Lopez et al., 2011).

c) *Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)*

Los aisladores elastoméricos HDRB (High-Damping Ribber Bearing) son aisladores cuyas planchas de acero están fabricadas agregando elementos como carbón, aceites y resinas, con el objetivo de incrementar el amortiguamiento del elastómero hasta valores de 10% al 15%.

Los aisladores HDRB son más sensibles a variaciones de temperatura que los aisladores del tipo LDRB y LRB. Estos aisladores tienen una alta rigidez en los primeros ciclos de carga, el que posteriormente se estabiliza luego del tercer ciclo de carga. Estos dispositivos, igual que los LRB logran combinar la flexibilidad y capacidad de disipación de energía en un solo elemento, pero con la ventaja de que su fabricación es relativamente fácil. (Lopez et al., 2011).



Figura 15: Aislador elastoméricos de alto amortiguamiento HDRB
FUENTE: (Mageba, 2020).

2.2.3.2. Aisladores de péndulo friccional

Los aisladores del tipo péndulo friccional funcionan por fricción entre el acero inoxidable y teflón.

Pueden ser de dos tipos, aisladores deslizantes planos (Flat Sliding Bearings) y aisladores deslizantes curvos (Curved Slider Bearings) (Shekhar et al., 2017).

a) Aisladores deslizantes planos (Flat sliding bearings).

Consisten en dos superficies, una de ellas adherida a la superestructura y la otra a la cimentación, poseen reducido coeficiente de fricción y permiten movimientos horizontales, éstos dispositivos pueden soportar cargas verticales provenientes de la superestructura (Villagómez, 2015), se usan en combinación con los aisladores de goma LDRB, LRB o HDRB debido a que tienen menos costo se logra una optimización económica en el diseño, es recomendable que la cantidad de dispositivos sean entre el 20 y 30% del total, debido a que se tiene que cuidar que cumpla con la fuerza restitutiva lateral según los lineamientos que exige la NTE E031 en el sistema de aislamiento.

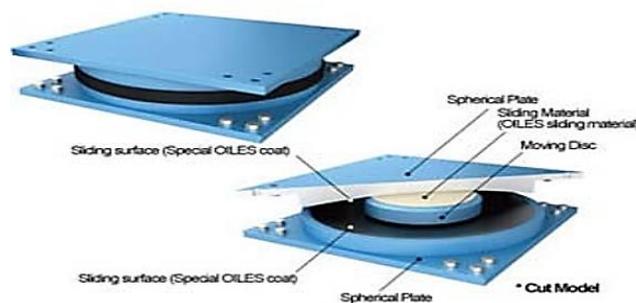


Figura 16: Aislador deslizante plano

FUENTE: (Shekhar et al., 2017).

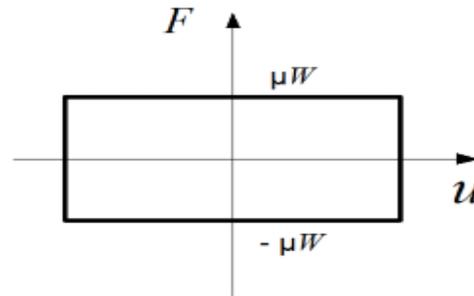


Figura 17: Diagrama fuerza deformación de un deslizador plano.

FUENTE: (Villagómez, 2015).

2.2.4. Condiciones del suelo en estructuras aisladas

2.2.4.1. Espectro de diseño

La NTP E031 indica que existen dos formas de obtener el espectro de diseño para el análisis y diseño de estructuras aisladas, a través de un estudio de sitio o mediante los parámetros sísmicos indicados en la NTP E030, para ésta última se debe verificar el periodo fundamental del estrato T_s , el cual se obtiene a través de ensayos de micro trepidación sea menor a los valores indicados en la Tabla 6.

Según Bermudez et al. (2002) el periodo fundamental del suelo T_s es un indicador para la estimación de efectos locales de los suelos al ser sometidos ante sollicitaciones sísmicas.

Tabla 6

Periodo fundamental del estrato según el tipo de suelo

Suelo Tipo	T_s (seg)
S0 Roca dura	<0.15
S1 Roca o suelos muy rígidos	<0.30
S2 Suelos intermedios	<0.40
S3 Suelos blandos	<0.60

FUENTE: (E031, 2019)

En periodos T_s superiores a 0.6seg es necesario realizar un estudio de sitio, solamente cuando los ensayos de micro trepidación sísmica confirmen el periodo fundamental del estrato, el espectro de pseudoaceleraciones, correspondiente al (SMC) se determinará como:

$$S_{aM}: 1.5 ZUCS g$$

El parámetro C se define con las siguientes ecuaciones:



- $T < 0.2T_p$; $C = 1 + 7.5(T/T_p)$
- $0.2T_p < T < T_p$; $C = 2.5$
- $T_p < T < T_L$; $C = 2.5(T_p/T)$
- $T > T_p$; $C = 2.5(T_p \cdot T_L/T^2)$

Los espectros obtenidos del estudio de sitio no se pueden considerar ordenadas espectrales menores a lo indicado anteriormente. Como se puede ver el espectro para un SMC es 1.5 veces más que el especificado por la NTE E030, esto indica que las estructuras aisladas logran resistir demandas de sismo superiores al de las estructuras convencionales o de base fija.

2.2.4.2. *Respuesta estructural en suelos blandos*

Symans (2004) Los suelos blandos producen ordenadas espectrales elevadas en periodos altos, lo que amplifica la respuesta estructural para estructuras con periodos altos. Este caso se dio en sismos en México donde se tienen suelos blandos y hubo muchas edificaciones que colapsaron, de ahí parte la importancia de realizar estudios de sitio en edificios aislados o estudios de microtrepidación para verificar condiciones mínimas del periodo T_s del suelo.

Los edificios aislados tienen periodos fundamentales altos, por lo que no se adaptarían a las condiciones de suelos blandos, en la Figura 18 se muestra en línea roja el espectro para suelos blandos y en línea azul para suelos rígidos, donde se aprecia que las estructuras de periodos altos estarían sometidas a mayores fuerzas cortantes en suelos blandos debido a que las ordenadas espectrales aumentan debido a las condiciones de este tipo de suelos.

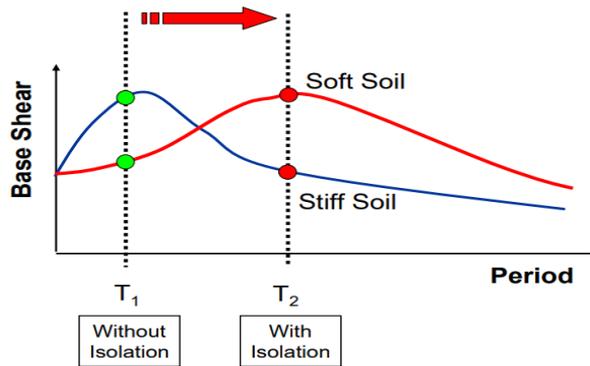


Figura 18: Efectos de condiciones de suelo en estructuras aisladas
FUENTE: (Syman, 2004).

2.2.5. Balance torsional en edificios aislados

Una de las etapas más importantes en el diseño de estructuras aisladas con problemas de torsión es hallar la posición más próxima a la óptima del C.R. del sistema de aislamiento con el objetivo de controlar las demandas de torsión existentes en la superestructura (Meza, 2020). Para realizar esto es necesario hacer una serie de iteraciones entre el sistema de aislamiento y la superestructura.

Los aisladores sísmicos minimizan la torsión en estructuras irregulares principalmente por dos motivos según (Aguiar et al., 2016):

- Los desplazamientos en la superestructura son bajos, sin embargo, para lograr ello es importante que el periodo de la estructura de base fija debe ser por lo menos 3 veces el periodo de la estructura de base aislada.
- Si se disponen de forma correcta pueden llegar a desacoplar los desplazamientos de torsión con las deformaciones traslacionales de la estructura.

Por lo que el objetivo para lograr minimizar la torsión es buscar que el C.R. del sistema de aislamiento coincida lo más próximo posible al C.M. de la superestructura, para esto el C.R. se calcula considerando el aporte de rigideces de cada dispositivo en el sistema de aislamiento y el C.M. son las cargas del peso sísmico que bajan de la superestructura a los dispositivos de aislamiento sísmico.

2.2.5.1. Centro de Masas (C.M.)

Es el lugar geométrico en el cual se concentra toda la masa. En una estructura regular con cargas simétricamente distribuidas el C.M. coincide con el Centro de Gravedad C.G. de la planta. (Aguiar et al., 2016).

$$X_{CM} = \frac{\sum(P_{si} \cdot X_i)}{\sum P_{si}} \quad (56)$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum(P_{si} \cdot Y_i)}{\sum P_{si}} \quad (57)$$

Donde:

- P_{si} : Peso sísmico en el aislador ($P_s = P_{CM} + 0.5P_{CV}$) (Tonf).
- X_i, Y_i : Coordenadas de aplicación de carga en el dispositivo de aislación sísmica (m).

2.2.5.2. Centro de Rigidez (C.R.)

Es el lugar geométrico donde al aplicarse la fuerza sísmica la estructura logra un movimiento traslacional y no rota. (Aguiar et al., 2016).

Para el caso de una edificación aislada, es necesario conocer el C.R. del sistema de aislamiento, para lo cual el procedimiento para obtenerlo es el siguiente:

$$X_{CR} = \frac{\sum(K_{eff} \cdot X_i)}{\sum K_{eff}} \quad (58)$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum(K_{eff} \cdot Y_i)}{\sum K_{eff}} \quad (59)$$

Donde:

- K_{eff} : Rigidez efectiva del aislador (Tonf/m)
- X_i, Y_i : Coordenadas del dispositivo de aislación sísmica (m).

$\sum K_{eff}$ no debe superar la rigidez efectiva del sistema de aislamiento calculado

según:

$$K_{eff_total} = \left(\frac{2\pi}{T_b}\right)^2 \cdot M_s$$

Donde:

- K_{eff_total} : Rigidez efectiva total en el sistema de aislamiento (Tonf/m).
- M_s : Masa total de la superestructura (Tonf.s²/m).
- T_{obj} : Periodo objetivo (seg).

2.2.6. Respuesta estructural

2.2.6.1. Periodo y modos de vibración

a) Periodo de vibración

Muñoz (2018) lo define como un intervalo de tiempo en el cual una estructura completa un ciclo en vibración libre. Se puede determinar mediante la siguiente fórmula:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \tag{60}$$

Donde:

- ω : Frecuencia natural de vibración
- T : Periodo de vibración

b) Modos de vibración

Las estructuras de masa concentrada o con varias masas puntuales al estar en vibración libre puede adoptar muchas formas, a cada una de ellas les pertenece un periodo de vibración. Por lo tanto, la forma y periodo corresponden en conjunto un modo de vibración (Muñoz, 2018).



Figura 19: Modos de vibración traslacional de un edificio de seis pisos.

FUENTE: (Muñoz, 2018)

En una edificación sin aisladores sísmicos o de base fija que sea regular para realizar verificaciones de cálculo en el software el periodo de vibración se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$T = \frac{N}{10} \quad (61)$$

Donde:

- N : Número de niveles sin considerar sótanos

2.2.6.2. Distribución de fuerza cortante

a) Cortante basal

Según la NTE E030 la fuerza cortante basal de la estructura de edificios de base fija en las dos direcciones de análisis se determina a través de la Ec. 62:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P \quad (62)$$

El valor de C/R no debe ser menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

Donde:

- V : Fuerza cortante basal
- Z : Factor de zona



- U : Factor de uso de la estructura
- C : Factor de modificación sísmica
- S : Factor de suelo
- R : Coeficiente de reducción sísmica de la estructura
- P : Peso sísmico de la estructura.

Con respecto a las consideraciones para el cálculo de la fuerza cortante en estructuras aisladas, la NTE E031 plantea las siguientes consideraciones:

El sistema de aislamiento sísmico, y los elementos estructurales debajo del nivel de la plataforma deben ser diseñados para resistir una fuerza lateral mínima V_b , considerando los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento:

$$V_b = k_M D_M \quad (63)$$

Donde:

- k_M : Rigidez efectiva del sistema de aislamiento sísmico en la dirección de análisis.
- D_M : Desplazamiento traslacional en el C.R. del sistema de aislamiento, según la dirección de análisis.

Con respecto a los elementos sísmicos sobre el nivel de base, la estructura debe ser diseñada para una fuerza cortante mínima de V_s considerando los límites máximos y mínimos de las propiedades del sistema de aislamiento sísmico como se indica en la Ec. 64:

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (64)$$

Donde:



- R_a : Factor de reducción de las fuerzas sísmicas para la superestructura calculado como $3/8R_o$, no mayor que 2.
- R_o : Factor básico de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre la base fija.
- V_{st} : Fuerza cortante no reducida en la superestructura.

Esta fuerza se puede determinar utilizando los límites máximo y mínimos de las propiedades del sistema de aislamiento tal como se indica en la Ec. 65:

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{(1-2.5\beta_M)} \quad (65)$$

Donde:

- P : Peso sísmico de la Superestructura calculado según la NTE E030.
- P_s : Peso sísmico efectivo de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, calculado en forma similar a P pero sin incluir el nivel de base.
- β_M : Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento para el desplazamiento traslacional D_M . Debe calcularse como una parte del amortiguamiento crítico.

La fuerza V_s debe repartirse entre los distintos niveles de la superestructura usando las siguientes ecuaciones:

$$F_1 = (V_b - V_{st})/R_a \quad (66)$$

$$F_i = \frac{p_i h_i^k}{\sum_{j=2}^n p_j h_j^k} V_s, (i>1) \quad (67)$$

$$k = 14\beta_M T_f \quad (68)$$

Donde:

- F_1 : Fuerza de sismo en el nivel de base
- F_i : Fuerza de sismo en el nivel i



- h_i : Altura del nivel i sobre el nivel de base
- n : Número de niveles.
- P_i : Parte del peso P que se ubica en o se asigna al nivel i
- R_a : Factor de reducción de las fuerzas para la estructura sobre el sistema de aislamiento, calculado como $3/8R_o$, Este valor no debe ser inferior que 1 ni superior que 2.
- T_f : Periodo fundamental de la estructura considerando que es de base fija, en la dirección de sismo.
- V_b : Fuerza cortante total en el sistema de aislamiento sísmico o en los elementos bajo el nivel de aislamiento.
- V_s : Fuerza cortante en la base de la estructura sobre el sistema de aislamiento sísmico.
- V_{st} : Fuerza cortante no reducida actuante sobre los elementos por encima del nivel de base.
- β_M : Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento sísmico, este valor debe ser una parte del amortiguamiento crítico.

2.2.6.3. Derivas de entrepiso

Las derivas se definen como desplazamientos relativos entre dos niveles colindantes de una estructura las cuales son obtenidas por la acción de cargas laterales sin considerar el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas R . (Rochel, 2012)

Al someter a una estructura ante cargas sísmicas f_i , los entrepisos se desplazan horizontalmente Δ_i . Las derivas de entrepiso δ_i , para la estructura para la siguiente figura se calculan de la siguiente manera:

Piso 1: $\delta_i = \Delta_i$

Piso 2: $\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$

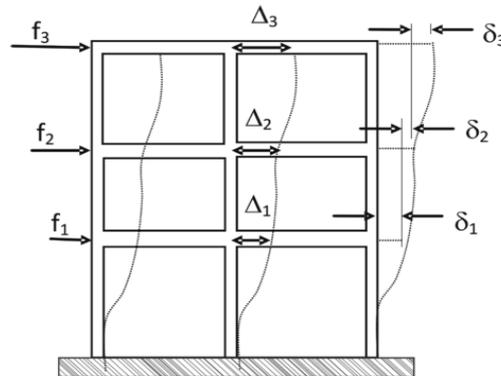


Figura 20: Derivas de entrepiso
FUENTE: (Rochel, 2012).

a) Límites de deriva de entrepiso

La NTE E030 muestra los límites para la deriva de entrepiso, los cuales están en función al material predominante de la estructura.

Tabla 7
Límites para la distorsión de entrepiso (Derivas)

Material predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto armado	0.007
Acero	0.01
Albañilería	0.005
Madera	0.01
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

FUENTE: (E030, 2018)

Por otro lado, la NTE E031 indica lo siguiente:

- La deriva máxima de piso en la superestructura por calculado a partir del análisis dinámico modal espectral no debe ser superior a 3.5 por mil.
- La deriva máxima de piso en la superestructura calculado por el análisis tiempo historia, considerando las características de fuerza-deformación no lineales de los dispositivos de aislamiento, no debe ser superior a 5 por mil.

La diferencia se da porque el análisis tiempo historia considerando la no linealidad de los aisladores sísmicos los registros sísmicos varían en orden de magnitud.

2.2.6.4. Aceleración de entrepiso

Es muy importante el control de las aceleraciones de entrepiso, debido a que las aceleraciones con altos valores podrían dañar los elementos no estructurales de la edificación, en edificaciones hospitalarias se tienen equipos muy sensibles a las variaciones de aceleración, es por ello que para salvaguardar la seguridad de los pacientes y que no se pierda funcionalidad después de ocurrido un evento sísmico es importante controlar aceleraciones de piso.

La NTE E031 no restringe los valores máximos de aceleración de piso, sin embargo, en la Tabla 8 se muestra los parámetros recomendados por la norma Hazus MR4 para el control de daño estructural y no estructural, que para edificios de pórticos de concreto armado de 4 a 7 pisos, es importante aclarar que estos valores son para estructuras aporticadas sin sistemas de protección sísmica, sin embargo, representan valores coherentes.

Tabla 8

Derivas y aceleraciones según el nivel de daño en edificios modernos.

Tipo de daño	Parámetro	Und.	Nivel de daño			
			Leve	Moderado	Extenso	Completo
Estructural	Máxima deriva de entrepiso	-	4.2‰	8.3‰	25.0‰	66.7‰
No estructural	Máxima aceleración de piso	g	0.3	0.6	1.2	2.4

FUENTE: (Hazus MR4)

2.2.6.5. Ratio torsional

El ratio torsional hace referencia a la relación entre dos magnitudes, la cual refleja la proporción entre estas. La NTE E030 define a este ratio como la relación entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio ($\Delta_{máx}$)

incluyendo excentricidad accidental y el desplazamiento relativo medio de los extremos del mismo entrepiso (Δ_{prom}).

Esta relación sirve para definir si la edificación tendrá irregularidad torsional o irregularidad torsional extrema.

Los criterios para el análisis de irregularidad torsional solo aplican a edificios con diafragma rígido y que cumple la siguiente condición:

$$\Delta_{inel_{m\acute{a}x}} > 0.5 \Delta_{l\acute{i}mite}$$

Si el ratio es mayor a 1.3, entonces la edificación tendrá irregularidad torsional

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_{prom}} > 1.3$$

Si el ratio es mayor a 1.5, entonces la edificación tendrá irregularidad torsional extrema

$$\frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_{prom}} > 1.5$$

La NTE E031 considera que la superestructura irregular torsionalmente solamente si se comprueba que existe irregularidad torsional extrema en planta.

La NTE E030 presenta ciertas restricciones de irregularidades de acuerdo a la categoría y la zona sísmica donde se encuentre ubicada la edificación.

Tabla 9
Restricciones de irregularidad estructural.

Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
A y B	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2 y 1	Sin restricciones
C	4	No se permiten irregularidades extremas
	3, 2 y 1	Sin restricciones

FUENTE: (E030, 2018)

2.2.7. Reforzamiento de edificios con aislamiento sísmico

Las diferentes formas de reforzamiento sísmico de una estructura ya construida de concreto armado dependen de varios factores, entre los más importantes son el peligro sísmico del sitio, el uso del edificio, nivel de desempeño sísmico esperado y deficiencias en los elementos estructurales. (Pino & Ita, 2018).

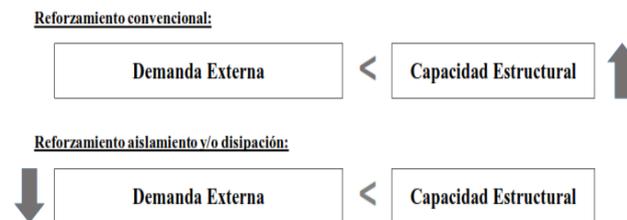


Figura 21: Tipos de reforzamiento estructural.
FUENTE: (Pino & Ita, 2018)

2.2.7.1. Método de soportes temporales para la implementación del aislamiento sísmico

Cardone & Gesualdi (2014) en su investigación indican que el procedimiento de implementación de aislamiento sísmico en edificios aporricados con núcleos de ascensor:

Paso 1. Refuerzo de elementos de concreto armado

Es necesario remover parcialmente los acabados, y tabiques situados en el nivel de aislamiento para permitir actividades posteriores, reforzar columnas y vigas seleccionadas por debajo del nivel de aislamiento, se sabe que las estructuras aisladas presentan momentos de segundo orden o $P - \Delta$ por encima y debajo de la interfaz de aislamiento, generalmente este efecto considera un momento adicional en las vigas rígidas de la losa de aislamiento y los capiteles.

Paso 2. Instalación de soportes temporales y soportes de acero.

Perforar la parte superior de las columnas del nivel de aislamiento con una máquina extractora de testigos en sentidos perpendiculares (ver Figura 22-a).

Los soportes de acero son diseñados para conectar permanentemente los dispositivos de aislamiento con la estructura y así acomodar temporalmente los gatos

hidráulicos necesarios para soportar las cargas de gravedad durante el corte de las columnas. La Figura 22-b muestra en detalle la configuración de los soportes metálicos. Para cada columna se utiliza un par de gatos hidráulicos.

Paso 3. Corte de columnas.

El corte de las columnas de concreto armado se ha realizado utilizando una sierra de cable (ver Figura 22-c). El cable se enrollada alrededor de la columna y jalado por un mecanismo giratorio. De esta manera, el corte avanzaba en una dirección dada de un lado a otro de la columna.

Paso 4. Preparación de superficies.

Después del corte, retirar el bloque de concreto.

Tratar las superficies de corte de las columnas de manera cuidadosa para asegurar la correcta instalación del dispositivo de aislamiento. Nivelar las superficies y eliminar las posibles barras de acero de refuerzo que sobresalgan.

Paso 5. Instalación de aisladores sísmicos.

Colocar los dispositivos de aislamiento sísmico de forma manual (Figura 22-d).

Instalar el gato plano en la base del dispositivo y la superficie superior de la columna de concreto armado.

Paso 6. Dispositivos de bloqueo temporal.

Por seguridad en los trabajos de la obra, las partes superior e inferior de las columnas cortadas son conectadas mediante perfiles temporales de acero, para evitar posibles movimientos horizontales en caso de sismos durante el proceso de reforzamiento.

Paso 7. Escaleras y ascensor.

La escalera y los muros de concreto armado del núcleo del ascensor son seccionados de forma horizontal en el nivel de aislamiento (Figura 23-a). Luego se

insertaron deslizadores de acero de PTFE para sostener las cargas de gravedad de la estructura y al mismo tiempo lograr grandes desplazamientos horizontales (Figura 23-b).

Paso 8. Líneas de los servicios y elementos no estructurales.

Las líneas de servicios que cruzan el nivel de aislamiento son cortadas y luego reconectado por juntas flexibles que permitan deformación.

Paso 9. Rehabilitación de edificios.

Quitar los dispositivos de bloqueo temporales y remover el gato hidráulico que soporta cargas gravitacionales. Los dispositivos de aislamiento son protegidos de un posible incendio y de las variaciones térmicas que pueda existir en el ambiente. Finalmente, se restauran tabiques, ventanas y revestimientos.



Figura 22: Proceso constructivo por el método temporal (a) Perforación de la columna de concreto armado, (b) Instalación de soportes de acero, (c) Incisión de la columna, (d) Instalación de los aisladores sísmicos.

FUENTE: (Cardone & Gesualdi, 2014).

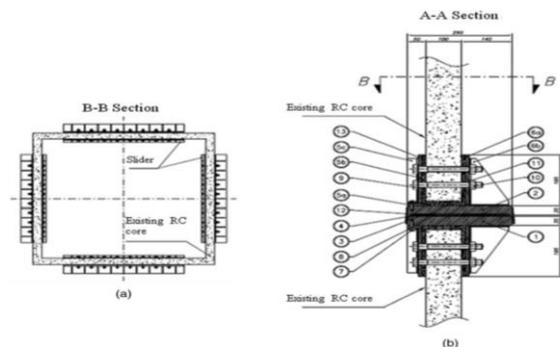


Figura 23: Rehabilitación del núcleo del ascensor. (a) Vista en planta del ascensor, (b) Detalle de PTFE - Deslizadores planos.

FUENTE: (Cardone & Gesualdi, 2014).



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Metodología de la investigación.

3.1.1. Tipo de investigación

Según Hernandez et al. (2010) se desarrolla una investigación del tipo descriptivo debido a que se selecciona una situación concreta o específica para poder caracterizarla por lo que para la presente investigación se usó un caso de estudio.

3.1.2. Diseño de investigación

Según Arias (2020) es no experimental transversal; no experimental porque no se manipulan las variables siendo los sujetos de estudios estudiados en su contexto natural sin alterar ninguna situación es decir se estudia el hecho tal cual ocurre y transversal porque los datos se recogen en un instante de tiempo o un único momento.

3.1.3. Población y muestra

La población y muestra en estudio son coincidentes, porque se trata del estudio de caso del Proyecto Clínica Americana de la Ciudad de Juliaca. La estructura a analizar fue diseñada en el año 2015 según el expediente técnico de acuerdo a la norma de diseño sismorresistente vigente en ese entonces NTE E030 (2006), posteriormente la normativa se fue actualizando en dos versiones más, en el año 2016 y la actualmente vigente 2018, desde el 2006 hasta la última versión hubo cambios.

3.1.4. Técnicas de recolección de datos

Entrevista: Se realizó entrevistas al jefe del proyecto, responsable de la elaboración del expediente técnico y a profesionales expertos en sistemas modernos de protección sísmica en la base (Aislamiento sísmico).

Análisis documental: Se obtuvo de la diferente información obtenida de las fuentes bibliográficas tales como Libros, tesis de pregrado y posgrado, artículos científicos, videos de conferencias, expediente técnico del proyecto Clínica Americana y expedientes técnicos de hospitales aislados en el Perú.

3.1.5. Variables

Tabla 10
Operacionalización de variables

Variable	Dimensión	Indicador	Unidad de Medida
Respuesta estructural	Periodos y modos de vibración	Periodos de los 3 modos fundamentales de vibración	Seg
	Fuerza cortante basal	Porcentaje del peso sísmico de la estructura	Tonf
	Deriva de entrepiso	Relación entre el desplazamiento relativo y la altura de entrepiso	%
	Excentricidad	Distancia entre CM y CR	m
	Aceleración de entrepiso	Máximo absoluto de aceleración de piso	m/seg ²
	Ratio torsional	Relación de Desplazamiento máximo y desplazamiento promedio de entrepiso	Valor numérico

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

3.2. Ubicación y descripción de la estructura

3.2.1. Ubicación geográfica

El proyecto Clínica Americana se encuentra ubicado según se muestra en la Tabla 11:

Tabla 11
Ubicación del proyecto "Clínica Americana - Juliaca".

Región	Puno
Provincia	San Román
Distrito	Juliaca
Barrio	Urb. La Rinconada I Etapa

FUENTE: (Expediente técnico del proyecto Clínica Americana)

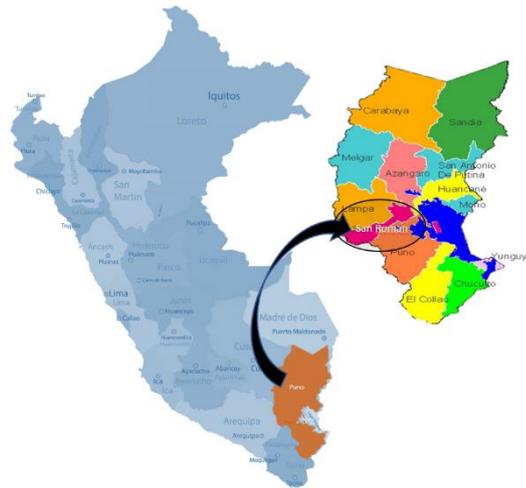


Figura 24: Ubicación geográfica del proyecto Clínica Americana

3.2.2. Características de la clínica privada

El diseño arquitectónico propuesto por los especialistas de arquitectura considera luces que varían de 4.0 m a 8.8 m, columnas que varían de 4.00 m a 5.50 m de altura, losas aligeradas que varían de 7.20 m en una dirección y 8.50m de luz en la otra dirección, se tiene columnas cuadradas, rectangulares, trapecoidales y 03 núcleos de ascensores de los cuales 2 son montacargas y 1 es destinado como ascensor de acceso. La cantidad de niveles proyectado es de 06 niveles más un sótano.

El presupuesto total de la ejecución del proyecto es de: S/. 14'577,700.86 soles, su uso principal es de oficinas, consultorios y ambientes de cuidados médicos.

Tabla 12

Áreas principales del proyecto "Clínica Americana – Juliaca".

Nivel	Área Techada	
Semisótano	994.65	m ²
Nivel 1	973.08	m ²
Nivel 2	920.65	m ²
Nivel 3	954.89	m ²
Nivel 4	954.89	m ²
Nivel 5	972.72	m ²
Nivel 6	972.72	m ²
Nivel 7	492.85	m ²
TOTAL	7236.45	m²

FUENTE: (Expediente técnico del proyecto Clínica Americana)



Figura 25: *Modelo 3D "Proyecto Clínica Americana Juliaca"*
FUENTE: *(Expediente Técnico)*

La distribución de ambientes por cada nivel se describe a continuación:

a) Semisótano:

Bajada de la caja de ascensores, cuarto de máquinas, escaleras.

b) Primer nivel

Tópico de ginecología, equipos, tópico de pediatría, tópico de medicina, SS.HH., habitación de varones, ropa sucia, ropa limpia, habitación de mujeres, lavado de chatas, triaje, camillas, trabajo sucio, áreas de refugio, Halls, despacho y atención, preparación, Shock trauma, lavado gástrico, estación de enfermeras, jefatura médicos y enfermeras, observación pediatría, observación varones, observación mujeres, tópico, almacén medicinas, espera, counter de atención, ingreso emergencia, estacionamiento, limpieza, depósito.

c) Segundo nivel

Servicios Higiénicos, vestuario, trabajo limpio, informes, pre anestesia, ropa sucia, cuartos sépticos, vestuario de mujeres, vestuarios varones, estación, hall, trabajo limpio, depósito, jefaturas, habitación mujeres y varones, cuidados intensivos, ropa estéril, depósito, limpieza, trabajos aislados, recepción cirugía, área de refugio, ropa limpia, vestuario varones, recuperación, cuidados intermedios, ropa y material sucio, sala de reuniones, equipos, oratorio, ropería, quirófanos.



d) Tercer Nivel

Servicio de limpieza, jefatura, estación de enfermeras, áreas de trabajo sucio, lavado de chatas, salas de partos, puerperio, ropa limpia, recién nacido, depósito, SSHH., sala de reuniones, sala de dilatación, habitación, habitación suite, oratorio, sala de espera, ropa sucia, ropa limpia, equipos, vestuario varones, ropa estéril, material estéril, trabajo limpio, cuidados intensivos, cuidados intermedios, aislados, neonatología, fórmulas, lactario, atención al bebé, ropería, lavado de cunas, UCI neonatal, Closet, área de refugio.

e) Cuarto nivel

Servicio de limpieza, habitaciones, SS.HH., depósito de limpieza, jefatura, depósito, Halls, área de refugio, estación de enfermería, trabajo sucio, trabajo limpio, lavado de chatas, ropa limpia, guarda ropa, vestuarios, equipos, sala de espera, closet, sala de reuniones, oratorio.

f) Quinto nivel

Servicio de limpieza, habitaciones, SS.HH., depósito de limpieza, jefatura, depósito, SS.HH., área de refugio, estación de enfermería, trabajo sucio, trabajo limpio, lavado de chatas, ropa limpia, guardarropa, vestuario, sala de espera, trabajo sucio, limpieza, vestuario, ropería, closet, sala de reuniones, oratorio.

g) Sexto nivel

Servido, cocina general, jugos y ensaladas, atención al público, lozas y bandejas limpias, dietas, limpieza, SS.HH., almacén, logística, vestuario varones, vestuario mujeres, lavado y secado de verduras frutas y tubérculos, almacén de utensilios, limpieza, Hall, comedor, panadería, sala de reuniones, depósito general, conservadora, frigorífico, área de refugio, lavado de utensilios, jefatura, conservadora, frigorífico, lavado de utensilios, jefatura, depósito.

h) Séptimo nivel

Azotea, caja de ascensores y escaleras.

3.2.3. *Propiedades de los materiales*

Se emplearán los siguientes materiales para el análisis estructural:

Tabla 13

Propiedades del concreto

Propiedades del Acero		
Esfuerzo de Fluencia (f_y)	4200	kg/cm ²
Módulo de Elasticidad (E_s)	2x10 ⁶	kg/cm ²

FUENTE: (Expediente técnico del proyecto Clínica Americana)

Tabla 14

Propiedades del acero

Propiedades del Concreto		
Peso Específico (γ)	4200	kg/cm ³
Resistencia a la compresión (f_c)	210	kg/cm ²
Módulo de Elasticidad (E_c)	217370.65	kg/cm ²
Coefficiente de Poisson (ν)	0.25	

FUENTE: (Expediente técnico del proyecto Clínica Americana)

3.2.4. *Cargas consideradas en el análisis estructural*

3.2.4.1. *Cargas permanentes o muertas*

Bartolomé (1998) las define a las cargas de gravedad como las que ejercen durante todo el tiempo de vida útil de la estructura, tales como el peso propio de los elementos estructurales (columnas, vigas, losas, muros de corte, etc.), peso de los acabados, tabiquería, máquinas para los ascensores, y otros elementos que sean fijos a la estructura.

Las cargas permanentes para el proyecto son la losa, tabiquería fija, móvil, el peso de los acabados y el peso propio de los elementos estructurales tales como losas, vigas, columnas y placas, este último será calculado automáticamente a través del software Etabs v19.

En la Tabla 15 se muestra la carga muerta considerada en el análisis estructural de la presente tesis, las cuales fueron insertadas al Software.

Tabla 15
Carga muerta repartida.

Elemento	Carga muerta (Kg/m ²)
Losa aligerada e=25cm	350
Cielo raso	20
Piso terminado	100
Tabiquería móvil	120

FUENTE: (NTE, E020)

3.2.4.2. Cargas vivas o sobrecargas

Son cargas de gravedad que son movibles, actúan de manera ocasional sobre los ambientes de la edificación. Entre las solicitaciones se tienen: peso de todos los ocupantes, muebles, nieve, agua, equipos móviles, etc. Bartolomé (1998).

La NTP E020 (Cargas) establece valores mínimos de carga viva repartida de acuerdo a los diferentes tipos de ocupación o uso de acuerdo al plano de arquitectura.

En la Tabla 16 se muestran las cargas consideradas en el análisis estructural de la presente tesis.

Tabla 16
Cargas vivas mínimas repartidas.

Ocupación o uso	Carga viva repartida (Kg/m ²)
Hospitales	
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	300
Cuartos	200
Corredores y Escaleras	400
Azotea	100
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda 300 Kg/m ²
Lugares de asamblea	
Restaurantes	400
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda 300 Kg/m ²

FUENTE: (NTE, E020)

3.2.5. *Peso de la edificación*

De acuerdo a la NTE E030 el peso sísmico de la edificación será el 100% de la carga muerta más un porcentaje de la carga viva determinado de acuerdo a la categoría de la edificación, que para el caso de edificaciones esenciales pertenecen a la categoría A, por lo tanto, se considera el 50% de la carga viva. En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.

3.2.6. *Estudio de mecánica de suelos*

El estudio de mecánica de suelos (EMS) se realizó con el objetivo de determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo donde se va a construir la estructura.

La edificación es una clínica privada de 06 niveles más 01 semisótano, con un área de 994.65 m², los resultados de capacidad admisible se calcularon bajo estas condiciones de la edificación.

Según el EMS mostrado en el Anexo 4 se han llevado a cabo dos ensayos SPT a profundidades de -5.00m, también se realizaron ensayos de laboratorio a las muestras alteradas extraídas de las 2 perforaciones.

Tabla 17
Parámetros geotécnicos para el EMS.

Descripción	Unidad Geotécnica	SPT	q_u (kg/cm ²)	ϕ (°)	C_r (%)	E (kg/cm ²)
Primer Estrato	Arcilla de Baja Plasticidad (CL)	N1	0.88	3.5	-	78.75
Último Estrato	Arena mal graduada (SP)	N1	-	35.4	42.5	295.45
Primer Estrato	Arcilla de Baja Plasticidad (CL)	N2	0.88	3.5	-	78.75
Último Estrato	Arena mal graduada (SP)	N2	-	28	15	100

FUENTE: (Estudio de mecánica de suelos)

Material de relleno	---	0.7m	NF 2.2m
ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD	CL	0.8m	
ARENA LIMOSA	SM	0.7m	
ARENA MAL GRADUADA	SP		

Figura 26: Perfil estratigráfico del suelo (EMS)
FUENTE: (Estudio de mecánica de suelos)

Según el EMS del proyecto se determinó una capacidad admisible de $q_a = 1.5$ Kg/cm² siendo calculado en estrato de arena mal graduada, considerando falla por corte local a una profundidad de -5.00 m.

Se recomendó por la carga que soportará la edificación proyectar una losa de cimentación con peralte mínimo de 0.60m, de ser menos existiría probabilidad de falla por corte o punzonamiento.

Según el Art. 12 de la NTE E030, define 5 perfiles de suelo S0, S1, S2, S3 y S4 los cuales se pueden obtener de 3 formas considerando la velocidad promedio de propagación de ondas de corte (\bar{V}_s), el promedio ponderado de (\bar{N}_{60}) obtenido de mediante el ensayo SPT y el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (\bar{S}_u), estas propiedades se deben medir a partir del nivel de desplante con una profundidad mayor a 30m. Según el EMS los ensayos STP se realizaron a una profundidad de 5m la cual no cumpliría con los requerimientos de la Norma, siendo esta una deficiencia y que puede incurrir en problemas de asentamiento debido a estratos ubicados por debajo del nivel estudiado que no se adecuen a las condiciones del suelo donde se apoyará la edificación de base fija o base aislada.

Según el Art. 14 de la NTE E031, para obtener el espectro de diseño de pseudoaceleraciones de la edificación aislada según los parámetros sísmicos indicados en

la NTP E030 se debe verificar el periodo fundamental del suelo T_s obtenido mediante estudios de micro trepidación. Para la presente tesis se tuvo como una limitante realizar este estudio debido a que la edificación actualmente ya se encuentra construida por lo tanto se asumió que el periodo del suelo si está dentro de los límites establecidos por la norma y por lo tanto el espectro corresponde al tipo de suelo S2 según lo indicado en el EMS.

3.3. Análisis estructural sismorresistente

Para realizar el análisis comparativo de la respuesta estructural de la clínica privada, primero se analizará a la clínica privada sin aisladores (base fija) de acuerdo a la información descrita en la memoria de cálculo estructural y planos del expediente técnico del proyecto “Clínica Americana”.

Cabe precisar que a la fecha la NTE E030 vigente es del año 2018, por lo tanto, para el análisis estructural de la clínica privada sin aisladores sísmicos realizado en la presente tesis se consideró los cambios que hubo respecto a la NTE E030 del año 2006 con la cual fue realizada el expediente técnico.

Posteriormente se realizará el análisis para la clínica privada con aisladores LRB y SLIDERS proponiéndose una nueva estructuración de acuerdo a los lineamientos de la NTE E031 vigente a partir del año 2019.

El archivo digital en formato editable del análisis estructural se puede descargar en los siguientes enlaces:

- *Clínica Privada sin aisladores sísmicos (base fija):*

[https://docs.google.com/document/d/1Mo_voi-](https://docs.google.com/document/d/1Mo_voi-3d4Tfyb1g08iJCHhRV5pipBEW/edit?usp=sharing&oid=115478953741968174835&rtpof=true&sd=true)

[3d4Tfyb1g08iJCHhRV5pipBEW/edit?usp=sharing&oid=115478953741968174835&rtpof=true&sd=true](https://docs.google.com/document/d/1Mo_voi-3d4Tfyb1g08iJCHhRV5pipBEW/edit?usp=sharing&oid=115478953741968174835&rtpof=true&sd=true)

ue

- *Clínica privada con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS (base aislada):*

[https://docs.google.com/document/d/1K5qzGIMnvy_Bi8N6L-](https://docs.google.com/document/d/1K5qzGIMnvy_Bi8N6L-4ppvNsOmxQ1PJg/edit?usp=sharing&ouid=115478953741968174835&rtpof=true&sd=true)

[4ppvNsOmxQ1PJg/edit?usp=sharing&ouid=115478953741968174835&rtpof=true&sd=true](https://docs.google.com/document/d/1K5qzGIMnvy_Bi8N6L-4ppvNsOmxQ1PJg/edit?usp=sharing&ouid=115478953741968174835&rtpof=true&sd=true)

3.3.1.1. Estructuración

La edificación se resolvió según los planos y memoria de cálculo estructural del proyecto con un sistema estructural de muros estructurales, en ambas direcciones de análisis. En donde las fuerzas de sismo serán resistidas en su mayoría por muros estructurales y en un menor porcentaje por pórticos, en la que la fuerza cortante que toman los muros es de por lo menos el 70% del cortante en la base del edificio, desde este punto de vista el edificio estará conformado por vigas, columnas, muros estructurales, losas aligeradas, estos conformarán la estructura principal de la edificación.

De acuerdo al proyecto del expediente técnico se planteó lo siguiente:

- Losa aligerada con peralte de 25cm debido a la distancia entre vigas.
- El semisótano cuenta con muros de contención perimetrales de 30cm de espesor.
- La edificación presenta columnas con peralte en los sentidos X y Y, los muros estructurales están ubicados en la caja de escaleras, 01 ascensor montacarga y 02 ascensores de 20cm, las cuales proporcionan rigidez lateral al edificio en los ejes X y Y.

Tabla 18
Dimensiones de las columnas

Tipo	Forma	b	d	D
C-1	Rectangular	0.8	0.9	-
C-2	Cuadrada	0.8	0.8	-
C-3	Rectangular	0.6	0.8	-
C-4	Cuadrada	0.6	0.6	-
C-5	Circular	-	-	1.0
C-6	Circular	-	-	0.6
C-7	Trapezoidal	0.55x0.65x0.8	-	-
C-8	Rectangular	0.35	0.6	-
C-9	Rectangular	0.4	0.5	-

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

- Las VIGAS PRINCIPALES están en dirección Y ejes (A-A, B-B, C-C, D-E-E y F-F), las VIGAS SECUNDARIAS están en la dirección “X” ejes (1”-1”, 1-1, 2-2, 3-3, 4-4, 5-5, 6-6 y 7-7), las dimensiones de las vigas se muestran en la Tabla 19.

Tabla 19

Dimensiones de vigas

Descripción	b (m)	h (m)
VB	0.15	0.25
VC	0.40	0.60
VP	0.40	0.75
VS	0.20	0.25
VS	0.25	0.50
VS	0.30	0.70
VS	0.35	0.65
VS	0.40	0.65

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

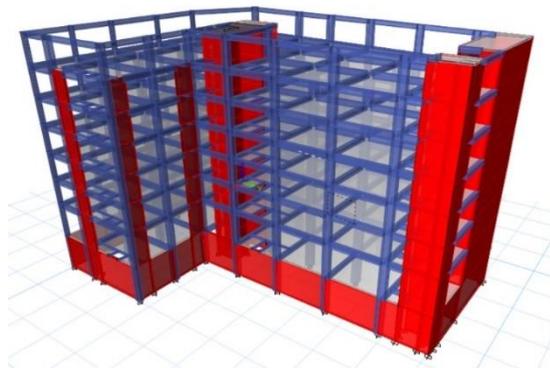


Figura 27: Vista 3D del modelo estructural Etabs v19.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

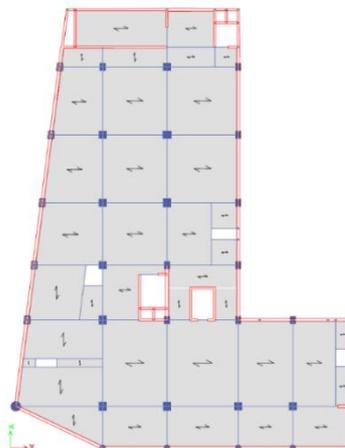


Figura 28: Estructuración Semisótano Etabs v19.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

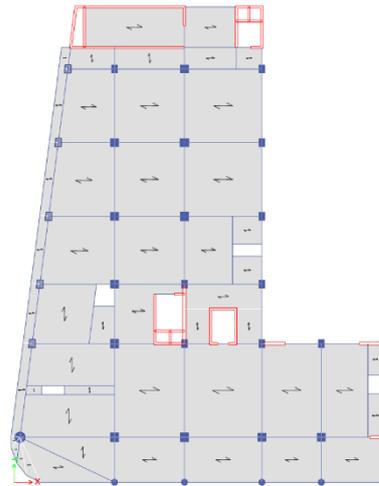


Figura 29: Estructuración Niveles típicos 1° al 6° Etabs v19.
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

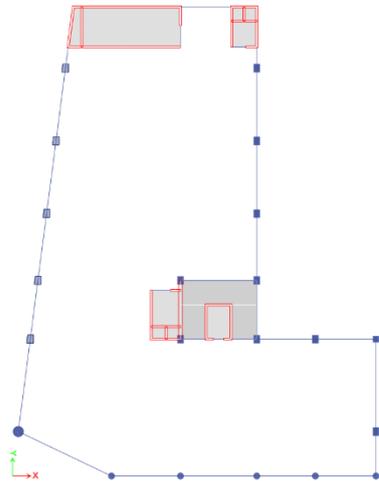


Figura 30: Estructuración 7° Nivel Etabs v19.
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

3.3.1.2. Análisis dinámico modal espectral

a) Parámetros sísmicos

Factor de zona (Z)

La ciudad de Juliaca pertenece a la zona sísmica 3, de acuerdo a la Tabla 01 de la NTE E030 le pertenece un valor de $Z = 0.35g$.

Categoría de las edificaciones y factor de uso (U)

La clínica privada corresponde a la categoría A (Edificaciones Esenciales) cuyo factor de uso es 1.5 de acuerdo a la Tabla N°5 de la NTE E030.

Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, la NTE E030 define este factor en función de las siguientes formulas:

$$T < T_p ; C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L ; C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L ; C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Siendo:

- T: Periodo fundamental de la estructura, calculado para cada dirección de análisis.
- T_p y T_L : Periodos correspondientes al perfil de suelo.

De acuerdo al EMS (Anexo 5) la estructura se encuentra ubicada en un suelo de tipo S2 (Suelo intermedio) cuyo factor de suelo es $S=1.15$. Los periodos $T_p(s)$ y $T_L(s)$ tienen valores de 0.6 seg y 2.0 seg respectivamente de acuerdo a la Tabla N°4 de la NTE E030.

Coefficiente básico de modificación de las fuerzas sísmicas (Ro).

La NTE E030 en la Tabla N°7 (Sistemas estructurales) asigna el coeficiente básico de Reducción R_o a edificaciones de concreto armado de Muros Estructurales un valor de 6.

En la Tabla 20 se muestran los factores de irregularidad I_a e I_p para lo cual se tomaron los menores valores para cada dirección según el análisis estructural.

Tabla 20
Coefficiente de Reducción de fuerzas sísmicas (R)

Dirección	Sistema Estructural	R_o	I_a	I_p	R
X	Muros Estructurales	6	1	0.6	3.6
Y	Muros Estructurales	6	1	0.9	5.4

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)



a) *Espectro de diseño*

Para la obtención del espectro de diseño se emplean los siguientes parámetros obtenidos en la sección 3.3.1.2 del presente capítulo.

- Z: 0.35
- U: 1.5
- S: 1.15
- R_x : 3.6, $R_y=5.4$
- g: 9.81 m/s²

El coeficiente de variación sísmica será calculado con las siguientes expresiones:

- $T < T_p$; $C = 2, 5$
- $T_p < T < T_L$; $C = 2, 5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$
- $T > T_L$; $C = 2, 5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

En la Figuras 31 y 32 se muestran los espectros de diseño de acuerdo a los parámetros sísmicos calculados según la NTE E030, se puede ver que ambos espectros de diseño varían en cada dirección de análisis debido coeficiente de reducción sísmica que está en función al sistema estructural e irregularidades existentes en ambas direcciones de análisis, para el caso de espectro de diseño en dirección X tiene un valor de $R_x=3.6$ y el espectro de diseño en dirección Y tiene un $R_y=5.6$, también se puede ver que los espectros tienen formas similares, es decir presentan una zona alta o meseta para periodos de vibración bajos y va bajando conforme se van aumentando los mismos, esto debido a que los sismos en nuestro país en su mayoría son por subducción de placas tectónicas.

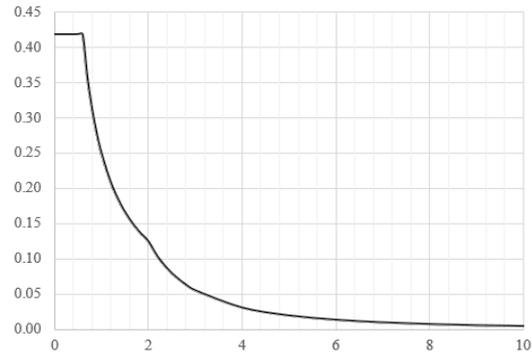


Figura 31: Espectro de Diseño X, R=3.6
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

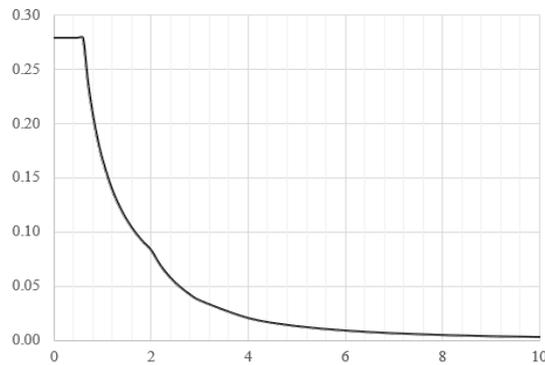


Figura 32: Espectro de diseño Y, R=5.4
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

3.3.1.3. Verificación de las irregularidades estructurales

a) Irregularidad en altura

Irregularidad de rigidez – piso blando

Tabla 21

Verificación de irregularidad de rigidez - Piso Blando Sismo Dinámico X

Nivel	V_i (Tonf)	U_x (mm)	$\Delta CM(i)$ (mm)	$K(i)$ (Tonf/mm)	$0.7K(i+1)$	¿Cumple ?	$0.8Prom(K(i+1)+K(i+2)+K(i+3))$	¿Cumple ?
6	613.9	48.9	5.8	104.4	73.0	SI	-	-
5	1049.7	43.0	6.8	154.5	108.1	SI	-	-
4	1396.0	36.2	7.9	176.3	123.4	SI	72.4	SI
3	1664.1	28.3	8.6	192.2	134.5	SI	81.2	SI
2	1867.3	19.7	8.8	211.5	148.0	SI	97.6	SI
1	2003.9	10.8	10.8	184.1	$\frac{128.8}{5}$	SI	108.2	SI

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

En la Tabla 21 se realiza la verificación de irregularidad de rigidez por piso blando para sismo en dirección X, se puede ver que en todos los niveles cumple con los requerimientos mínimos que establece la NTE E030, por lo tanto, no existe irregularidad de rigidez por piso blando.

Tabla 22

Verificación de irregularidad de rigidez - piso blando sismo dinámico Y

Nivel	V_i (Tonf)	U_y (mm)	ΔCM (i) (mm)	$K(i)$ (Tonf/mm)	$0.7K(i+1)$	¿Cumple?	$0.8Prom(K(i+1)+K(i+2)+K(i+3))$	¿Cumple?
6	579.1	37.1	5.26	110.2	77.1	SI	-	-
5	973.1	31.8	5.85	166.3	116.4	SI	-	-
4	1283.2	26.0	6.23	206.0	144.2	SI	77.4	SI
3	1524.4	19.8	6.31	241.4	169.0	SI	90.0	SI
2	1702.0	13.4	5.97	285.0	199.5	SI	114.5	SI
1	1815.2	7.52	7.52	241.3	168.9	SI	136.7	SI

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

En la Tabla 22 se realiza la verificación de irregularidad de rigidez por piso blando para sismo en dirección Y, se puede ver que en todos los niveles cumple con los requerimientos mínimos que establece la NTE E030, por lo tanto no existe irregularidad de rigidez por piso blando.

Irregularidad de resistencia – piso débil

Tabla 23

Verificación de resistencia - piso débil

Nivel	Área (m ²)			$0.8*Sum(bw*d)(i+1)$	¿Cumple?
	Columnas	Placas	Total		
7	14.7	18.9	33.6		
6	14.7	18.9	33.6	26.9	Si
5	14.7	18.9	33.6	26.9	Si
4	14.7	18.9	33.6	26.9	Si
3	14.7	18.9	33.6	26.9	Si
2	14.7	18.9	33.6	26.9	Si
1	14.7	18.9	33.6	26.9	Si

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

En la Tabla 23 se realiza la verificación de irregularidad por piso débil, para lo cual se calcula la resistencia de los elementos estructurales resistentes a cargas laterales

como columnas y placas, por lo que se verifica que no existe irregularidad por piso blando.

Irregularidad de Masa o Peso

Tabla 24

Verificación de irregularidad de masa o peso

Nivel	Wi (Tn)	Wi-1 (Tn)	1.5Wi-1 (Tn)	¿Cumple?	Wi+1 (Tn)	1.5Wi+1 (Tn)	¿Cumple?
6	958.8	1170.6	-	-	-	-	-
5	1170.6	1170.6	1755.9	Si	-	-	-
4	1170.6	1170.6	1755.9	Si	1170.6	1755.9	Si
3	1170.6	1170.6	1755.9	Si	1170.6	1755.9	Si
2	1170.6	1201.5	1802.3	Si	1170.6	1755.9	Si
1	1201.5	-	-	-	1201.5	1802.3	Si

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

En la Tabla 24 se realizó la verificación de la irregularidad de masa o peso, por lo que se calculó el peso sísmico de cada nivel con la ayuda del programa Etabs 19, y se verificó que si cumple con los requerimientos de la norma, por lo que no existe esta irregularidad.

Irregularidad geométrica vertical

Tabla 25

Verificación de Irregularidad Geométrica Vertical

Nivel	Dimensión		Lx(i+1)	1.3*Lx(i+1)	¿Cumple?	Ly(i-1)	1.3*Ly(i-1)	¿Cumple?
	Lx(i)	Ly(i)						
6	33.9	45.3	-	-	-	-	-	-
5	33.9	45.3	-	-	-	45.3	58.9	Si
4	33.9	45.3	33.9	44.1	Si	45.3	58.9	Si
3	33.9	45.3	33.9	44.1	Si	45.3	58.9	Si
2	33.9	45.3	33.9	44.1	Si	45.3	58.9	Si
1	33.9	45.3	33.9	44.1	Si	-	-	-

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Las dimensiones en planta del proyecto clínica Americana son constantes, es decir no varían en altura para pisos superiores ni inferiores, por lo que no existe irregularidad geométrica vertical.

Discontinuidad en los sistemas resistentes

La edificación analizada no posee discontinuidad en los sistemas resistentes, por lo tanto, no es aplicable esta irregularidad.

*b) Irregularidad en planta**Irregularidad torsional***Tabla 26***Verificación de Irregularidad Torsional Sismo dinámico X*

Análisis en la dirección X-X				
Nivel	Δ Max	Δ Avg	Δ Max/Δ Avg	¿Cumple?
6°	6.9	4.8	1.4	-
5°	8.7	5.8	1.5	No
4°	10.3	6.6	1.5	No
3°	11.3	7.1	1.6	No
2°	11.6	7.1	1.6	No
1°	10.3	5.9	1.7	No

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Tabla 26 muestra que el ratio torsional para el caso de análisis en dirección en X es superior a 1.3 en los niveles del 1 al 5to, por lo que existe irregularidad torsional.

Tabla 27*Verificación de Irregularidad Torsional Sismo dinámico Y*

Análisis en la dirección Y-Y				
Nivel	Δ Max	Δ Avg	Δ Max/Δ Avg	¿Cumple?
6°	6.5	6.1	1.1	-
5°	7.1	6.8	1.1	Si
4°	7.6	7.2	1.1	Si
3°	7.6	7.3	1.0	Si
2°	7.2	6.9	1.0	Si
1°	6.4	5.3	1.2	Si

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Tabla 27 muestra que el ratio torsional para el caso de análisis en dirección en Y es inferior a 1.3 en todos los niveles, por lo que no existe irregularidad torsional.

c) Irregularidad torsional extrema

Tabla 28

Verificación de irregularidad torsional extrema sismo dinámico X

Análisis en la dirección X-X				
Nivel	Δ Max	Δ Avg	Δ Max/ Δ Avg	Cumple?
6°	6.9	4.8	1.4	-
5°	8.7	5.8	1.5	Si
4°	10.3	6.6	1.5	No
3°	11.3	7.1	1.6	No
2°	11.6	7.1	1.6	No
1°	10.3	5.9	1.7	No

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Tabla 28 se puede apreciar que para el caso de análisis en la dirección X existe irregularidad torsional extrema, siendo el ratio torsional mayor a 1.5 por lo que según la Tabla 9 de la NTE E030 le corresponde un factor de irregularidad en planta de $I_p=0.6$.

*Esquinas entrantes***Tabla 29**

Verificación de irregularidad por esquina entrante

Dimensión	L_t (m)	L_{esq} (m)	b/a (%)	¿Cumple?
Eje X	34.0	11.4	33.5%	No
Eje Y	45.3	32.2	71.%	No

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Tabla 29 se puede apreciar que la relación entre las esquinas entrantes y la dimensión total en planta es mayor al 20% para la dirección X y Y respectivamente, entonces existirá irregularidad por esquina entrante por lo que según la Tabla 9 de la NTE E030 le corresponde un factor de irregularidad en X y Y de $I_p=0.9$.

d) *Discontinuidad del diafragma*

Tabla 30

Verificación por discontinuidad en el diafragma

Nivel	Ai (m2)	Aabertura (m2)	b/a (%)	¿Cumple?
6°	1017.	24.8	2.4%	Si
5°	1017.1	24.8	2.4%	Si
4°	1017.1	24.8	2.4%	Si
3°	1017.1	24.8	2.4%	Si
2°	1017.1	24.8	2.4%	Si
1°	1017.1	24.8	2.4%	Si

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Tabla 30 se puede ver que no existe ninguna discontinuidad abrupta, variaciones de rigidez ni aberturas en el diafragma rígido, por lo que no existirá discontinuidad en el diafragma.

e) *Sistemas no paralelos*

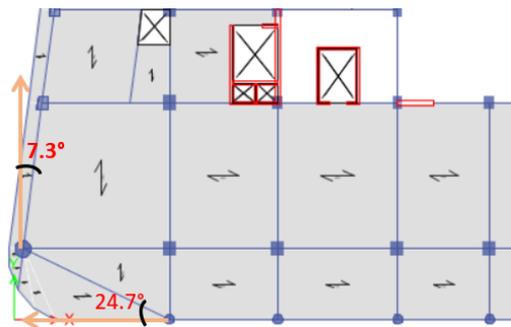


Figura 33: Verificación de sistemas no paralelos

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Los ángulos en los pórticos con respecto a los ejes “X” y “Y” respectivamente no exceden 30°, por lo tanto, no existe Irregularidad por sistemas no paralelos.

3.3.1.4. *Resultado de los análisis de irregularidades:*

a. *Irregularidades en altura*

No se presentó irregularidad por altura, por lo tanto, los factores de irregularidad

$$I_{ax} = I_{ay} = 1$$

b. *Irregularidades en planta:*

Se presentaron las siguientes irregularidades en planta:

Irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema, siendo el más crítico este último para el análisis en la dirección X razón por la cual se le asignará de acuerdo a la Tabla N°9 de la NTE E030 un factor de irregularidad de $I_{PX} = 0.6$.

Irregularidad por esquinas entrantes para el análisis en la dirección X y Y, razón por la cual se le asignará de acuerdo a la Tabla N°9 de la NTE E030 un factor de irregularidad de $I_{PX2} = I_{PY2} = 0.9$.

El Artículo 20 de la NTE E030 menciona que, si al aplicar las Tablas 8 y 9 se tuviesen diferentes factores de irregularidad en planta o en altura, se usa para cada dirección el menor valor de los factores obtenidos, por lo tanto, para la edificación analizada se tienen las siguientes irregularidades:

Tabla 31
Factores de irregularidad en planta y altura

Dirección	Ia	Ip
X	1	0.6
Y	1	0.9

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

3.3.1.5. Verificación del sistema estructural

Tabla 32
Porcentaje de participación de columnas y muros de corte para sismo dinámico "X".

Elementos	V _{din X} (Ton)	Participación (%)
Columnas	614.2	29.74%
Placas	1451.1	70.26%
Total	2065.4	100.00%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

La resistencia sísmica de la estructura en el eje X está dada en un 70.26% por los muros de corte, por lo tanto, según el artículo 16 la NTE E30 la estructura clasifica como sistema de Muros Estructurales.

Tabla 33

Porcentaje de participación de columnas y muros de corte para sismo dinámico "Y".

Elementos	V _{din Y} (Ton)	Participación (%)
Columnas	522.9	28.85%
Placas	1289.9	71.15%
Total	1812.9	100.00%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

La resistencia sísmica de la estructura en el eje Y está dada en un 71.15% por los muros de corte, por lo tanto, según el artículo 16 la NTE E30 la estructura clasifica como sistema de muros estructurales.

3.3.2. Clínica privada con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS (base aislada).

Zanelli and Paredes (2019) indican que el procedimiento de diseño de edificios aislados es iterativo, en el cual se deben verificar las distorsiones de entrepiso y aceleraciones, así como también los escenarios que indica la NTE E.031, tales como la fuerza restitutiva mínima, la fuerza mínima axial (verificación por tracción de dispositivos) y fuerza máxima axial de compresión en los dispositivos.

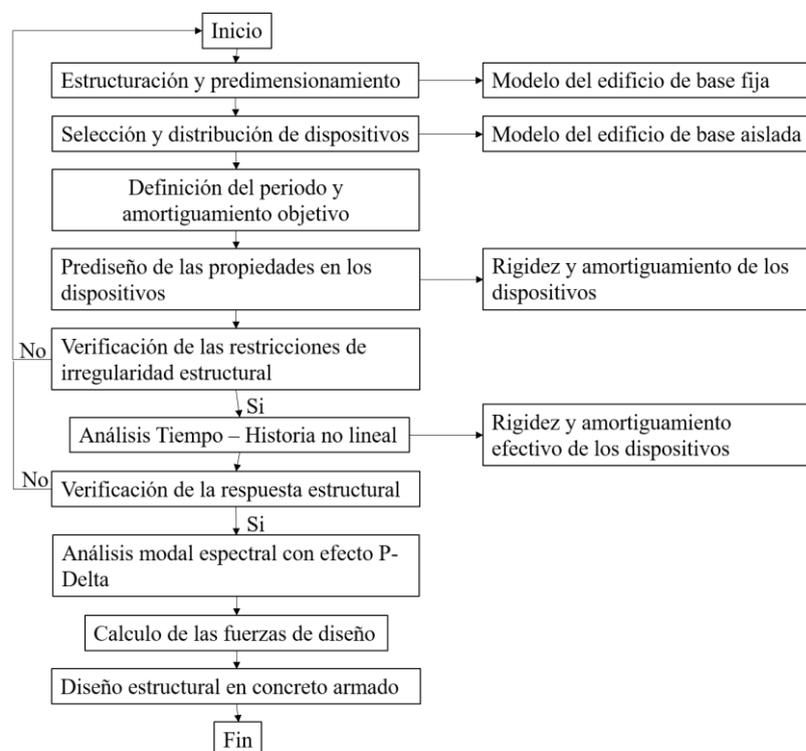


Figura 34: Procedimiento de diseño en edificios con aislamiento en la base.

FUENTE: (Zanelli & Paredes, 2019)



3.3.2.1. Predimensionamiento

a) Predimensionamiento de losas maciza

Se predimensionó la losa maciza del sistema de aislamiento de acuerdo a las Ec.

69 y 70:

$$e = \frac{\textit{Perímetro}}{180} \quad (69)$$

$$e = \frac{\textit{Luz libre}}{40} \quad (70)$$

Como ejemplo se predimensionó la losa ubicada entre los ejes 55 – 66 y DD – CC de acuerdo a las Ec. 69 y 70, el perímetro es 26.4 m y la luz libre es 6.60 m.

$$e = \frac{26.4}{180} = 0.15m$$

$$e = \frac{6.60}{40} = 0.17m$$

Se asumirá para fines del proyecto un espesor de 0.20 m.

b) Predimensionamiento de vigas

El peralte de vigas continuas se estima en función de la luz libre entre sus apoyos de acuerdo a la Ec. 71:

$$h = \frac{\textit{Luz libre}}{12} \quad (71)$$

Como ejemplo se predimensionará la viga con mayor luz libre el cual es de 6.90m.

$$h = \frac{6.9}{12} = 0.60m$$

Según la NTE E060 el ancho de vigas que formen pórticos con responsabilidad sísmica no debe ser menor que 0.25m.

Se asumirá vigas con peralte de 0.65m y un ancho de 30cm.

c) Predimensionamiento de vigas rígidas

Estas vigas son parte de la plataforma de aislamiento que evitan el giro de los aisladores, deben tener una adecuada rigidez para evitar daños en estos dispositivos, por lo que se consideró vigas de 0.40 x 0.90m.

d) Predimensionamiento de columnas

Las columnas se predimensionaron con el mismo criterio de las edificaciones sin aislamiento sísmico de acuerdo a la Ec. 72:

$$A = \frac{P_{servicio}}{0.30 f'c} \quad (72)$$

Se predimensionará para una columna interior

$$A = \frac{6 * 1000}{0.30 * 210} = 6116cm^2$$

Se asumirá columnas cuadradas de 80x80cm² y columnas circulares de D80 cm.

e) Predimensionamiento de capiteles y pedestales

La altura de los capiteles y pedestales deben ser mayor al peralte de las vigas de la losa de aislamiento por lo menos 10cm. Por lo tanto, se considerará pedestales de 1.1m x 1.1m en planta y de 1 m de altura.

3.3.2.2. Estructuración del edificio aislado

El sistema estructural está conformado por pórticos de concreto armado en las dos direcciones de análisis, las columnas de la superestructura son de sección 80cmx80cm predominantemente, así como también se ha considerado columnas de sección trapezoidal 80cmx70cmx75cm.

Las losas aligeradas son unidireccionales de 25cm, están ubicadas en los entrepisos de la superestructura y losas macizas ubicadas en la interface de aislamiento de 20cm de peralte total.

Todos los pisos son de losas aligeradas unidireccionales de 25cm de espesor y losas macizas de 20cm en la interface de aislamiento.

El sistema de aislamiento sísmico se ha ubicado en el techo del semisótano, logrando aprovechar el ambiente de semisótano para el acceso libre a los aisladores, para su posterior inspección, mantenimiento y cambio según se requiera.

La estructuración del sistema de aislamiento consta de dos niveles, uno superior y el otro inferior, el nivel superior está conformado por losas macizas de 20cm de peralte total con vigas de aislamiento rígidas de 40cmx90cm las cuales conectan los pedestales en la parte inferior y capiteles en la parte superior, a su vez esta losa tiene función de techo del semisótano. El nivel inferior está conformado por una parrilla de vigas de 40cmx90cm que conectan a los pedestales del semisótano, estas vigas se apoyan en el semisótano las cuales quedan fijas logrando desplazarse solo la losa superior, los muros perimetrales del semisótano son de 30cm de espesor los cuales proveen de rigidez a este nivel.

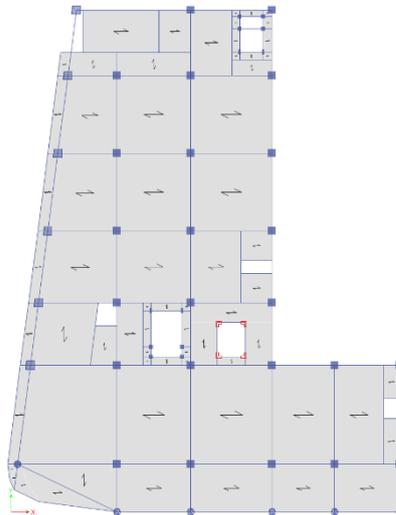


Figura 35: Estructuración planta típica de la superestructura

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Para la incorporación de los aisladores y deslizadores se plantea la implementación de pedestales y capiteles (en la interfaz de aislamiento) con sección 110

cm x 110 cm. Todos los pedestales y capiteles tendrán un peralte de por lo menos 10cm más que la viga rígida esto por procesos constructivos y para evitar que haya un exceso de congestionamiento de acero, los ascensores y montacarga estarán un nivel más bajo apoyados sobre deslizadores sísmicos.

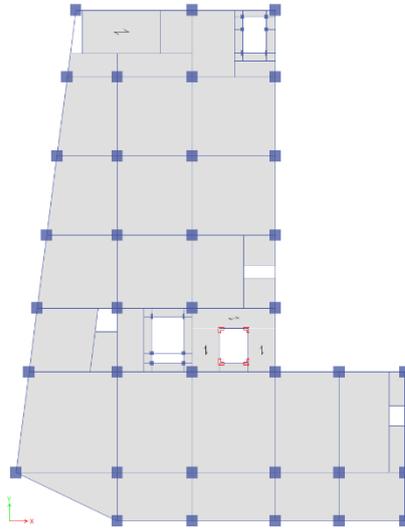


Figura 36: Vista en planta del sistema de aislamiento

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

3.3.2.3. Sistema de aislamiento

a) Niveles de aislamiento:

La clínica privada con aisladores sísmicos cuenta con 2 niveles de aislamiento el primero se encuentra ubicado debajo del primer nivel y el segundo debajo del nivel de semisótano.

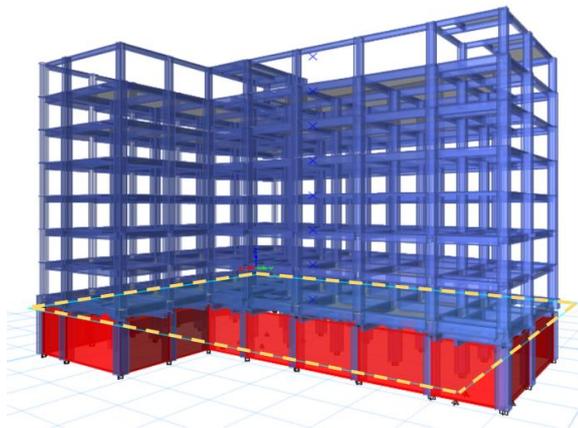


Figura 37: Nivel de aislamiento (línea azul)

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

En la Figura 34 se puede apreciar en líneas amarillas entrecortadas el nivel de aislamiento está ubicado en el Nivel 0 (Techo del semisótano).

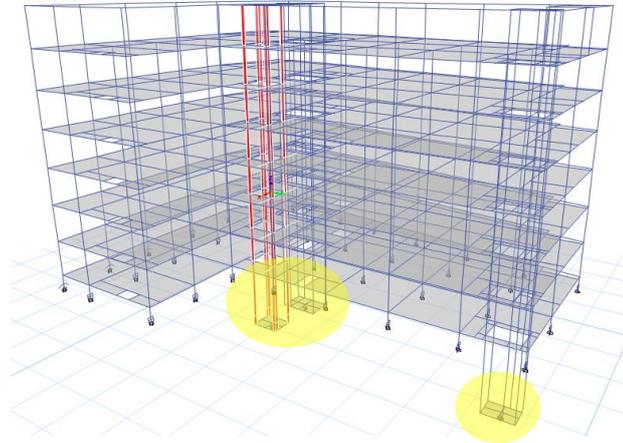


Figura 38: Modelo matemático de la clínica privada con aisladores sísmicos LRB y deslizadores Etabs 19

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo).

La Figura 38 muestra los ascensores y montacargas están apoyados sobre deslizadores sísmicos, ubicados debajo del nivel de semisótano, esto fue debido a la necesidad de que no haya interrupción de estos servicios en caso ocurra un evento sísmico.

b) Dispositivos a emplear:

El sistema de aislación consta con un total de 39 dispositivos del tipo elastoméricos de caucho natural con núcleo de plomo (LRB) (17 – AS1, 14 – AS2) y deslizadores (8-SL1) cuya configuración consiste en una superficie de PTFE la cual se desliza sobre una placa de acero inoxidable.

3.3.2.4. Balance torsional en la clínica con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS

Luego de un proceso iterativo se logró hacer coincidir el C.M. de la superestructura y C.R. del sistema de aislamiento, los cálculos realizados se muestran en la Tabla 34 y 35.

Tabla 34

Cálculo de balance torsional de la clínica privada con aislamiento sísmico en la base LRB y SLIDERS

Columna	Psi (tonf)	Keffi (tonf/m)	Xi (m)	Yi (m)	Psi*Xi tonf-m	Psi*Yi tonf-m	Keff*Xi tonf	Keff*Yi tonf
C1	165.6	80.0	5.8	45.2	963.8	7481.8	465.6	3614.4
C2	233.2	80.0	16.1	45.2	3744.5	10534.2	1284.8	3614.4
C3	59.6	14.5	21.5	43.0	1281.8	2561.2	311.4	622.1
C5	164.8	80.0	23.4	45.2	3848.6	7443.4	1868.8	3614.4
C6	200.7	80.0	5.1	39.3	1015.6	7884.3	404.8	3142.4
C7	297.9	80.0	9.5	39.3	2817.9	11700.3	756.8	3142.4
C8	320.0	80.0	16.1	39.3	5139.4	12570.0	1284.8	3142.4
C9	192.8	80.0	23.4	39.3	4504.0	7573.6	1868.8	3142.4
C 10	207.9	80.0	4.2	32.3	862.7	6710.7	332	2582.4
C 11	277.1	80.0	9.5	32.3	2621.7	8946.1	756.8	2582.4
C12	324.4	80.0	16.1	32.3	5210.5	10472.9	1284.8	2582.4
C13	198.4	80.0	23.4	32.3	4634.9	6404.7	1868.8	2582.4
C14	215.3	80.0	3.3	25.3	701.9	5443.3	260.8	2022.4
C15	290.3	120.0	9.5	25.3	2746.6	7339.8	1135.2	3033.6
C16	306.0	80.0	16.1	25.3	4914.2	7735.4	1284.8	2022.4
C17	198.6	80.0	23.4	25.3	4639.3	5020.6	1868.8	2022.4
C18	206.5	120.0	2.4	18.8	499.8	3889.0	290.4	2259.6
C19	280.6	120.0	9.5	18.8	2654.8	5284.3	1135.2	2259.6
C20	313.6	120.0	16.1	18.8	5036.4	5905.1	1927.2	2259.6
C21	195.9	120.0	23.4	18.8	4577.2	3689.6	2803.2	2259.6
C22	267.2	120.0	1.7	13.2	454.2	3521.2	204	1581.6
C23	363.8	120.0	9.5	13.2	3441.1	4794.2	1135.2	1581.6
C24	44.3	14.5	13.9	16.0	615.8	708.3	201.347	231.6
C26	435.4	120.0	16.1	13.2	6992.7	5738.7	1927.2	1581.6
C27	107.1	14.5	19.7	15.5	2110.0	1657.1	285.302	224.073
C28	327.9	120.0	23.4	13.2	7658.6	4321.1	2803.2	1581.6
C29	189.2	80.0	29.0	13.2	5478.4	2493.3	2316.8	1054.4
C30	128.2	80.0	34.8	13.2	4457.3	1690.1	2780.8	1054.4
C31	249.8	120.0	0.6	4.3	137.4	1069.3	66	513.6
C32	343.3	120.0	9.5	4.3	3248.0	1469.5	1135.2	513.6
C33	310.6	120.0	16.1	4.3	4988.6	1329.5	1927.2	513.6
C34	297.7	120.0	23.4	4.3	6953.1	1273.9	2803.2	513.6
C35	261.5	120.0	29.0	4.3	7573.0	1119.2	3475.2	513.6
C36	172.1	80.0	34.8	4.3	5983.6	736.8	2780.8	342.4
C37	148.2	14.5	9.5	0.0	1402.4	0.0	136.934	0
C38	121.2	14.5	16.1	0.0	1946.8	0.0	232.469	0
C39	114.9	14.5	23.4	0.0	2683.8	0.0	338.136	0

C40	101.0	14.5	29.0	0.0	2924.7	0.0	419.196	0
C41	68.0	14.5	34.8	0.0	2364.7	0.0	503.151	0
	$\Sigma\Psi$	3155.8			$\Sigma\Psi*Xi$	$\Sigma\Psi*Yi$	$\Sigma K_{eff}*Xi$	$\Sigma K_{eff}*Yi$
	8700.69	3155.80			133829.6	176512.2	48665.09	64305.01

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 35

Cálculo de C.M., C.R. y excentricidad natural

Centro de masa (CM)			
$X_{CM} =$	$\frac{\text{Sum}(\Psi_i * X_i)}{\text{Sum}(\Psi_i)}$	$Y_{CM} =$	$\frac{\text{Sum}(\Psi_i * Y_i)}{\text{Sum}(\Psi_i)}$
$X_{CM} =$	$\frac{133829.58}{8700.69}$	$Y_{CM} =$	$\frac{176512.22}{8700.69}$
$X_{CM} =$	15.38 m	$Y_{CM} =$	20.29 m
Centro de rigidez (CR)			
$X_{CR} =$	$\frac{\text{Sum}(K_{eff} * X_i)}{\text{Sum}(k_{effi})}$	$Y_{CR} =$	$\frac{\text{Sum}(K_{eff} * Y_i)}{\text{Sum}(k_{effi})}$
$X_{CR} =$	$\frac{48665.09}{3155.80}$	$Y_{CR} =$	$\frac{64305.01}{3155.80}$
$X_{CR} =$	15.42 m	$Y_{CR} =$	20.38 m
Excentricidad natural			
$e_x = X_{CM} - X_{CR} $		$e_y = Y_{CM} - Y_{CR} $	
$e_x =$	0.04 m	$e_y =$	0.09 m

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

En la Tabla 35 se muestra el procedimiento de cálculo para el C.M. de la superestructura y C.R. para el sistema de aislamiento, luego de varias iteraciones se logró reducir la excentricidad natural a valores mínimos como $e_x=0.04\text{m}$ y $e_y=0.09\text{m}$.

En la Figura 36 se puede ver la disposición de los aisladores sísmicos AS-1, AS-2 y SL-1, se concentró aisladores con mayor rigidez en el centro de la estructura, los de rigidez menor están en los extremos, los ascensores están apoyados sobre deslizadores sísmicos.

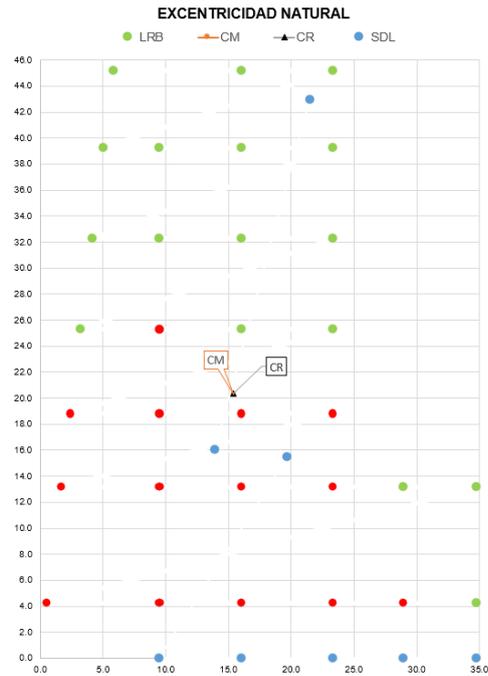


Figura 39: Ubicación esquemática de aisladores LRB y deslizadores sísmicos
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

3.3.2.5. Definición del espectro de diseño para SMC

Para la obtención del espectro de diseño se emplean los siguientes parámetros.

Z: 0.35, U: 1, S: 1.15, R_{x-y} : 1, g: 9.81 m/s², T_p : 0.6, T_1 : 2.0



Figura 40: Espectro de diseño para SMC, R=1
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

3.3.2.6. Prediseño del sistema de aislamiento

c) Propiedades lineales del sistema de aislamiento

En esta etapa se realiza el análisis partiendo del modelo de 1 GDL, asumiendo como factor de amplificación de 3.3 entre el periodo del edificio de base fija y base aislada ($T_b = 3.32\text{seg}$; $T_f = 1.01\text{seg}$), y la razón de amortiguamiento efectivo del sistema de

aislamiento se asumió inicialmente $\xi_b = 15\%$, posteriormente estos valores se definirán en el análisis dinámico.

En la Tabla 36 se muestra la masa sísmica de la superestructura del edificio aislado calculado en el software Etabs 19:

Tabla 36
Masa sísmica de la superestructura del edificio aislado

Nivel	Masa tonf-s ² /m
Nivel 7	19.3
Nivel 6	96.0
Nivel 5	124.2
Nivel 4	124.2
Nivel 3	124.2
Nivel 2	124.2
Nivel 1	124.2
Total	736.52

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 37
Resumen masa sísmica del edificio aislado

Estructura	Unidad	Masa sísmica	Unidades
Masa en la superestructura	M _s	736.52	tonf-s ² /m
Masa en la base	M _b	140	tonf-s ² /m
Masa total	M _t	876.52	tonf-s ² /m

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

De acuerdo a las ecuaciones mostradas en el marco teórico para el modelo de 1 GDL, se determinan los siguientes parámetros nominales iniciales del sistema de aislamiento, los cuales se muestran en la Tabla 38.

Tabla 38
Parámetros nominales iniciales del sistema de aislamiento

Parámetro	Und.	Valor
Periodo para base fija	T _s s	1.01
Periodo para base aislada	T _b s	3.32
Amortiguamiento efectivo	ξ_b %	15%
Masa en la superestructura	m _s tonf.s ² /m	736.52

Masa de la plataforma de aislamiento	m_b	tonf.s ² /m	140
Rigidez del sistema de aislamiento	K_b	tonf/m	3139.8
Amortiguamiento del sistema de aislamiento	C_b	tonf.s/m	497.68

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

En la Tabla 38 se visualiza el cálculo de la rigidez y amortiguamiento total del sistema de aislamiento, los valores de rigidez total se distribuyen en cada dispositivo durante el procedimiento de balance torsional.

Tabla 39

Respuesta espectral del prediseño del sistema de aislamiento

Parámetro	Und.	Valor
Pseudoaceleración	S_{aM}	m/s ² 1.61
Coefficiente de amortiguamiento	B_M	- 1.35
Desplazamiento	D_M	m 0.33

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

En la Tabla 39 se muestra el cálculo del desplazamiento para el modelo de 1 GDL con SMC de $T_r=2475$ años de periodo de retorno.

Propiedades lineales de los deslizadores planos

Para el presente caso de estudio se usó un total de 8 deslizadores sísmicos cuyo coeficiente de fricción se ha considerado en función a los valores existentes en el mercado entre 5 y 8%, el peso sísmico se obtuvo de la Tabla 35, se considera que el desplazamiento del deslizador será el mismo del sistema de aislamiento calculado en la Tabla 39.

Tabla 40

Propiedades lineales del deslizador SL-1

Parámetro	Unidad	Valor
Coefficiente de fricción	μ	- 0.05
Peso total	W	tonf 764.30
Desplazamiento máximo	D_M	m 0.33
Rigidez lateral total	K_d	tonf/m 114.63
Cantidad de deslizadores	N_d	- 8
Rigidez lateral total / deslizador	k_d	tonf/m 14.33

Razón de amortiguamiento efectivo	ξ_b	-	0.64
Amortiguamiento total efectivo	C_d	tonf.m	120.32
Amortiguamiento efectivo	c_d	tonf.m	15.04

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Propiedades lineales de los aisladores elastoméricos

Para un cálculo inicial se consideró usar 17 aisladores del tipo LRB con $K_{eff} = 80 \text{ tonf/m}$ y 14 aisladores $K_{eff} = 120 \text{ tonf/m}$, los valores finales de rigidez se muestran en las especificaciones técnicas del Anexo 1 (Plano de planta de aisladores y deslizadores), la cantidad de aisladores considerados tiene relación al cálculo del balance torsional en el sistema de aislamiento mostrado en la sección 3.3.2.4. de la presente tesis.

Tabla 41

Propiedades lineales de los aisladores AS 1 y AS 2.

		AS 1	AS 2	Unidad
Cantidad de aisladores	N_a	17	14	-
Desplazamiento máximo	D_M	0.33	0.33	m
Rigidez efectiva / aislador	K_{eff}	80	120	tonf/m
Razón de amortiguamiento	ξ	15%	15%	-

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

3.3.2.7. Diseño del sistema de aislamiento

a) Cálculo de las propiedades no lineales del sistema de aislamiento

Las propiedades no lineales reproducen el comportamiento más aproximado al real del sistema, la relación de rigideces K_1 y K_2 está dentro del rango de 8 a 10 los cuales son valores comerciales, se consideró para una primera iteración una razón de amortiguamiento del 15% como propuesta inicial, este valor puede variar.

Tabla 42

Propiedades no lineales del sistema de aislamiento.

Parámetro		Unidad	Valor
Desplazamiento máximo	D_M	m	0.33
Razón de rigideces	α	-	8
Razón de amortiguamiento	ξ_b	-	15%

Rigidez del sistema de aislamiento	k_b	tonf/m	3154.6
Desplazamiento de fluencia	D_y	m	0.016
Rigidez posfluencia	K_2	tonf/m	2374.74
Rigidez inicial	K_1	tonf/m	18997.95
Fuerza fluencia	F_y	tonf	324.57
Fuerza máxima	F_{max}	tonf	1051.72
Fuerza característica	Q	tonf	260.01
Área de la curva histerética	A	tonf.m	330.47

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

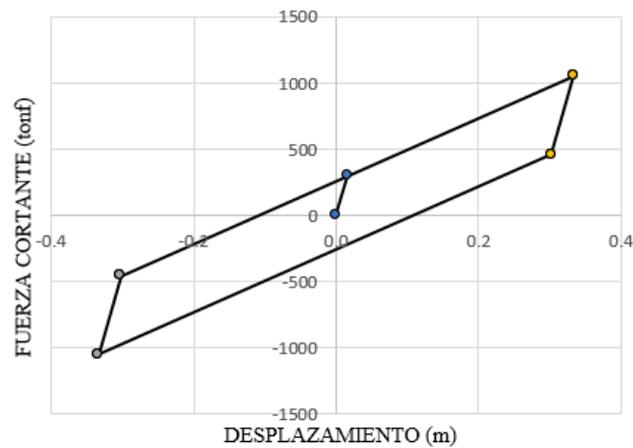


Figura 41: Modelo bilineal del sistema de aislamiento

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

b) Cálculo de las propiedades no lineales de los aisladores elastoméricos

Tabla 43

Propiedades no lineales de los aisladores elastoméricos

Parámetro	Unidad	AS 1	AS 2
Desplazamiento máximo	DM m	0.33	0.33
Razón de rigideces	α -	8	8
Razón de amortiguamiento efectivo	ξ_b -	15%	15%
Rigidez efectiva de los dispositivos	k_b tonf/m	80.0	120.00
Desplazamiento de fluencia	D_y m	0.016	0.016
Rigidez post fluencia	K_2 tonf/m	60.22	90.33
Rigidez inicial	K_1 tonf/m	481.78	722.67
Fuerza fluencia	F_y tonf	7.54	11.30
Fuerza máxima	F_{max} tonf	26.67	40.01
Fuerza característica	Q tonf	6.59	9.89
Área de la curva histerética	A tonf.m	8.38	12.57

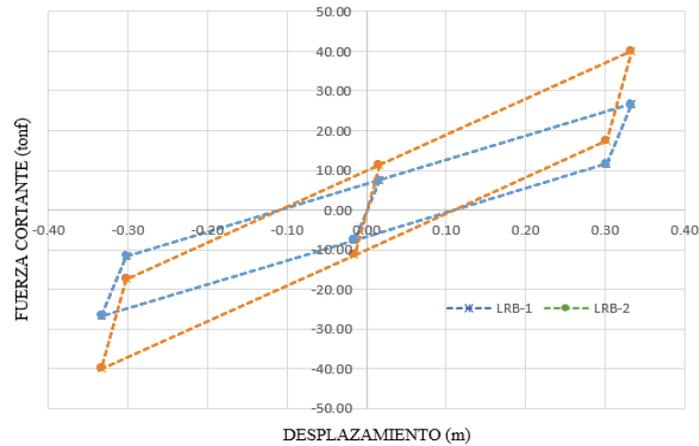


Figura 42: Modelo bilineal de los dispositivos AS 1 y AS 2.
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según se muestra en la Figura 42 la gráfica del modelo bilineal de los dispositivos AS1 y AS2 los cuales son resultado de los cálculos realizados en la Tabla 43, se puede ver que la gráfica de color anaranjado tiene una pendiente mayor a la gráfica celeste, esto es debido a las rigideces de los dispositivos, mayor pendiente implica mayor rigidez efectiva.

c) Cálculo de las propiedades no lineales del deslizador SL-1

Tabla 44
Propiedades no lineales del deslizador SL-1

Parámetro	Und.	SL-1
Rigidez inicial	K_{1_d} tonf/m	1000.0
Fuerza de fluencia	f_{y_d} -	4.78
Fuerza máxima	$f_{d_máx}$ -	4.78
Coefficiente de fricción	μ -	0.05
Fuerza característica	Q_d tonf	4.78
Razón de amortiguamiento efectivo	ξ_b -	63.7%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

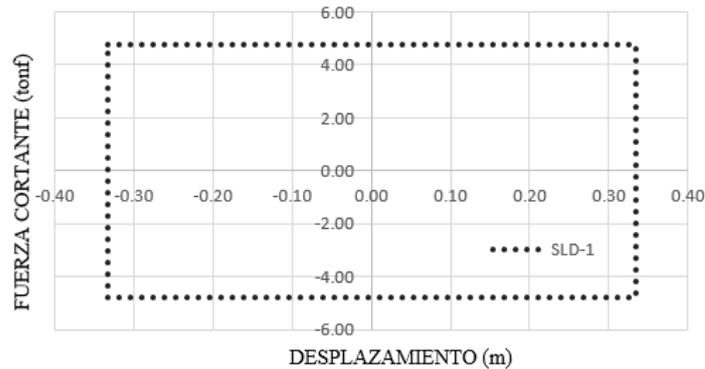


Figura 43: Modelo bilineal del deslizador SL-1

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Se puede ver que en Tabla 44 que el amortiguamiento del deslizador SL1 es 63.7% el cual es superior a los valores de los dispositivos LRB.

d) Propiedades no lineales ingresadas al modelo estructural

En la Tabla 45 se presenta las propiedades no lineales del deslizador plano SDL-1 que se ingresará al modelo estructural.

Tabla 45

Propiedades no lineales del deslizador SL-1 ingresada al modelo estructural.

SDL-1			
	Parámetro	Unidad	Valor
U1	Rigidez	tonf/m	20000.00
	Coefficiente de amortiguamiento	tonf.s/m	0.00
	Rigidez inicial (K_{1_d})	tonf/m	1000.00
U2	Coefficiente de fricción (μ)	-	0.05
	Parámetro de velocidad	seg/m	50.00
	Radio del pendular neto	m	0

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Por otro lado, en la Tabla 46 se muestran las propiedades no lineales de los aisladores elastoméricos AS-1 y AS-2 que se ingresan al modelo estructural, las cuales son para el comportamiento en la dirección lateral. Para el caso de los aisladores elastoméricos no se considera las propiedades en la dirección axial debido a que el dispositivo no requiere de alguna fuerza axial para activar desplazamientos laterales.

Tabla 46

Propiedades no lineales de los aisladores AS 1 y AS 2 ingresados al modelo estructural.

AS 1		
Parámetro	Unidad	Valor
Rigidez inicial (K_1)	tonf/m	481.78
Fuerza de fluencia (f_y)	tonf	
Razón de rigidez post fluencia ($1/\alpha$)	-	0.125
AS 2		
Parámetro	Unidad	Valor
Rigidez inicial (K_1)	tonf/m	722.67
Fuerza de fluencia (f_y)	tonf	11.30
Razón de rigidez post fluencia ($1/\alpha$)	-	0.125

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

e) Modificación de las propiedades no lineales

Una vez obtenido el modelo bilineal nominal de sistema de aislamiento, se realizaron dos modelos más considerando los factores de modificación máximos y mínimos en las propiedades de los aisladores y deslizadores planos, de acuerdo a la NTE E031, las cuales se muestran en las Figuras 40 y Figura 41:

VALOR MÍNIMO PARA:	Interfaz sin lubricación	Interfaz lubricada	Aislador de bajo amortiguamiento	Aislador de caucho con núcleo de plomo	Aislador de caucho con núcleo de Plomo	Aislador de Alto Amortiguamiento	Aislador de Alto Amortiguamiento
	u o Qd	u o Qd	K	Kd	Qd	Kd	Qd
Factor Máximo para Envejecimiento y Efectos Ambientales ($\lambda_{ae,max}$)	1.21	1.65	1	1	1	1.2	1.2
Factor Máximo para variaciones por temperatura, velocidad de carga, scragging ($\lambda_{tvs,max}$)	1.2	1.3	1.03	1.03	1.3	1.5	1.3
Factor Máximo para verificar los ensayos de aisladores de obra - variaciones de fabricación ($\lambda_{fab,max}$)	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Factor de Modificación Máximo Límite Superior: $\lambda_{max} = [1 + 0.75(\lambda_{ae,max} - 1)] * \lambda_{tvs,max} * \lambda_{fab,max}$	1.6	2.25	1.3	1.3	1.5	2	1.7

Figura 44: Factores de modificación máximos para los dispositivos Clase 1

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

VALOR MÁXIMO PARA:	Interfaz sin lubricación	Interfaz lubricada	Aislador de bajo amortiguamiento	Aislador de caucho con núcleo de plomo	Aislador de caucho con núcleo de Plomo	Aislador de Alto Amortiguamiento	Aislador de Alto Amortiguamiento
	u o Qd	u o Qd	K	Kd	Qd	Kd	Qd
Factor Mínimo para Envejecimiento y Efectos Ambientales ($\lambda_{ae,min}$)	1	1	1	1	1	1	1
Factor Mínimo para variaciones por temperatura, velocidad de carga, scragging ($\lambda_{tvs,min}$)	0.95	0.95	0.98	0.98	0.95	0.95	0.95
Factor Mínimo para verificar los ensayos de aisladores de obra - variaciones de fabricación ($\lambda_{fab,min}$)	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
Factor de Modificación Mínimo Límite Interior $\lambda_{min} = [1 + 0.75(\lambda_{ae,min} - 1)] * \lambda_{tvs,min} * \lambda_{fab,min}$	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Figura 45: Factores de modificación mínimos para dispositivos Clase 1.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 47

Factores de modificación máximo y mínimos para dispositivos de Clase 1 usados en la presente tesis.

Característica del dispositivo	Propiedad	λ_{min}	λ_{max}
Aislador de caucho con núcleo de plomo	K_2	0.8	1.3
	Q	0.8	1.5
Interfaz sin lubricación	μ	0.8	1.6

FUENTE: (NTE E031, 2019)

Tabla 48

Propiedades no lineales modificadas de los deslizadores SL-1.

Propiedad	Unidad	SL-1		
		λ_{min}	Nominal	λ_{max}
Rigidez inicial	$K_{1,d}$ tonf/m	1000.00	1000.00	1000.00
Fuerza fluencia	$F_{y,d}$ tonf	3.82	4.78	7.64
Fuerza máxima	$F_{max,d}$ tonf	3.82	4.78	7.64
Coefficiente de fricción	μ tonf	0.04	0.05	0.08

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

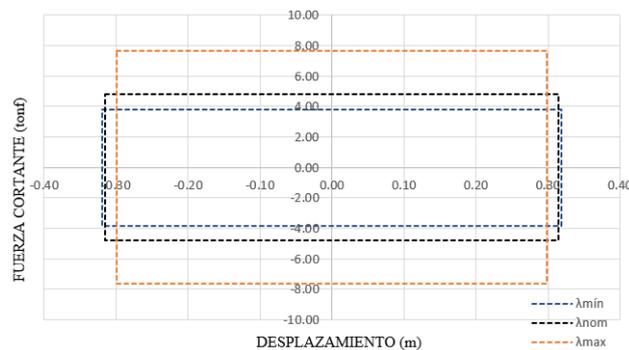


Figura 46: Modelo bilineal con propiedades modificadas del deslizador SL-1

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 49

Propiedades no lineales modificadas de los dispositivos AS 1 y AS 2

Propiedad	Unidad	AS 1			AS 2			
		$\lambda_{\text{mín}}$	Nominal	λ_{max}	$\lambda_{\text{mín}}$	Nominal	λ_{max}	
Rigidez inicial	K_1	tonf/m	385.42	481.78	626.31	578.14	722.67	939.47
Rigidez postfluencia	K_2	tonf/m	48.18	60.22	78.29	72.27	90.33	117.43
Relación de rigideces	α	-	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
Fuerza fluencia	F_y	tonf	6.03	7.54	11.11	9.04	11.30	16.67
Fuerza máxima	F_{max}	tonf	21.34	26.67	34.67	32.01	40.01	52.01
Fuerza característica	Q	tonf	5.27	6.59	9.89	7.91	9.89	14.84

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

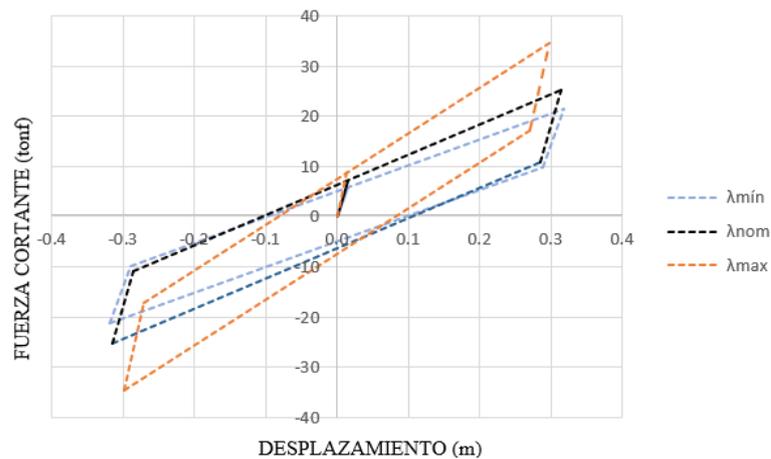


Figura 47: Modelo bilineal del aislador AS 1 con propiedades modificadas

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

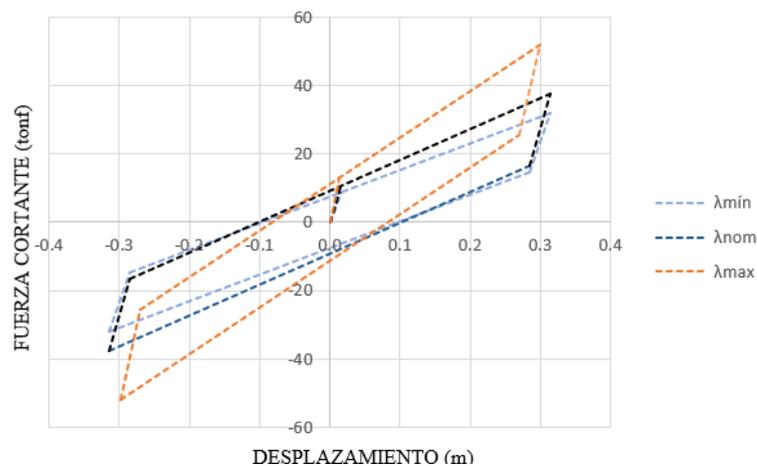


Figura 48: Modelo bilineal del aislador AS 2 con propiedades modificadas

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

En las Figuras 47 y 48 se puede ver que para los modelos bilineales AS1 y AS2 existen tres tipos de gráficas, para propiedades nominales, máximas y mínimas.

También se calculó las propiedades modificadas no lineales para el sistema de aislamiento la cual se muestra en la Tabla 50.

Tabla 50

Propiedades no lineales modificadas del sistema de aislamiento

Propiedad	Unidad	SISTEMA DE AISLAMIENTO		
		λ_{\min}	Nominal	λ_{\max}
Rigidez inicial	K_1 tonf/m	15198.36	18997.95	24697.34
Rigidez postfluencia	K_2 tonf/m	1899.80	2374.74	3087.17
Relación de rigideces	α -	8.00	8.00	8.00
Fuerza fluencia	F_y tonf	237.72	324.57	438.29
Fuerza máxima	F_{\max} tonf	841.38	1051.72	1367.24
Fuerza característica	Q tonf	208.00	260.01	390.01

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Se realizó el análisis no lineal tiempo historia para los tres modelos con propiedades modificadas mínimo, nominal y máximo con los cuales se calculó la respuesta estructural.

3.3.2.8. Tratamiento de señales sísmicas

La NTE E031 indica que para realizar el análisis tiempo historia, el movimiento del suelo se precisa como un grupo de siete pares de registros sísmicos, designados de eventos únicos y escalados, estos registros sísmicos se obtienen de eventos con magnitudes, distancias a las fallas, mecanismos de fuente y condiciones locales de suelo existente.

Los registros de sismo considerados para la presente tesis se muestran en la Tabla 51, cabe precisar que para la región de Puno no se tiene una data de sismos importantes ocurridos hasta la fecha, es por ello que se consideró para el análisis sismos históricos y más representativos en Perú.

Tabla 51*Registros sísmicos considerados para el caso de estudio*

Fecha	Ubicación de la estación
17 de Octubre de 1966	Parque de la Reserva, Cercado de Lima, Lima
31 de Mayo de 1970	Parque de la Reserva, Cercado de Lima, Lima
03 de Octubre de 1974	Parque de la Reserva, Cercado de Lima, Lima
23 de Junio de 2001	Rolando Catacora, Moquegua, Mariscal Nieto
15 de Agosto de 2007	Universidad San Luis Gonzaga, Ica, Ica
18 de Mayo de 2010	Universidad de Chile - RENACIC
01 de Abril de 2014	Universidad Jorge Basadre Grohman, Tacna, Tacna

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)**Tabla 52***Características de registros sísmicos considerados para el caso de estudio*

Ubicación de la estación	Fecha	Magnitud	Aceleración pico (cm/s ²)	
Lima	17 de Octubre de 1966	8.1 Mw	E -W	-180.56
			N - S	-268.24
Lima	31 de Mayo de 1970	6.6 Mb	E -W	-105.05
			N - S	-97.81
Lima	03 de Octubre de 1974	6.6 Mb	E -W	-194.21
			N - S	180.09
Moquegua	23 de Junio de 2001	6.9 Mb	E -W	-295.15
			N - S	219.99
Ica	15 de Agosto de 2007	7.0 MI	E -W	-272.82
			N - S	333.66
Maule - Chile	18 de Mayo de 2010	8.8 Mw	E -W	916.625
			N - S	683.735
Tacna	01 de Abril de 2014	8.2 Mw	E -W	72.49
			N - S	-69.51

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Para cada señal se realizó la corrección por línea base y el filtrado de las frecuencias en las componentes EW y NS respectivamente, para ello se usó el Software SeismoSignal 2022.

Posteriormente se compatibilizó el espectro de respuesta de cada registro sísmico teniendo como espectro objetivo el de la norma E031, para ello se usó el programa SeismoMatch 2022.

En las siguientes figuras se muestran los registros sísmicos corregidos por línea base, filtradas y posteriormente escaladas para sismo máximo considerado en las direcciones EW y NS respectivamente:

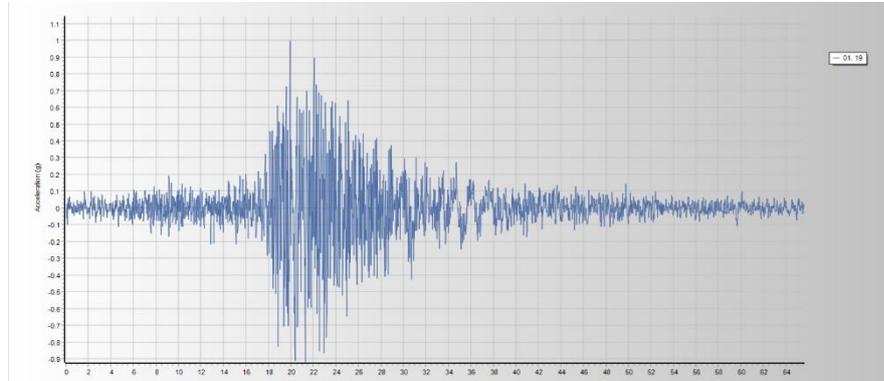


Figura 49: Registro sísmico escalado para SMC, 17 de Octubre de 1966, EW
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

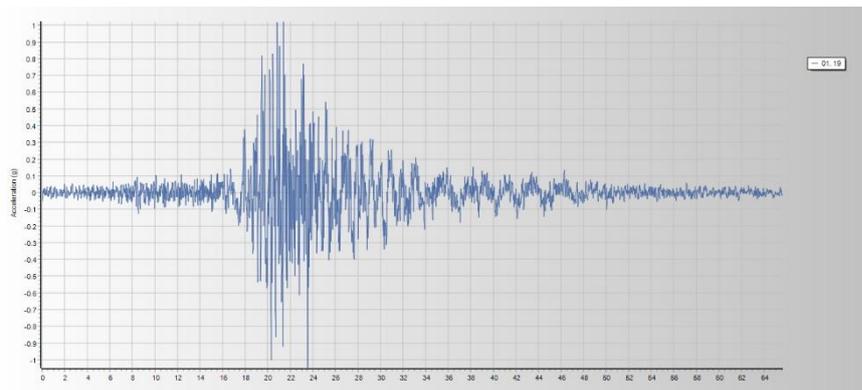


Figura 50: Registro sísmico escalado para SMC, 17 de Octubre de 1966, NS
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

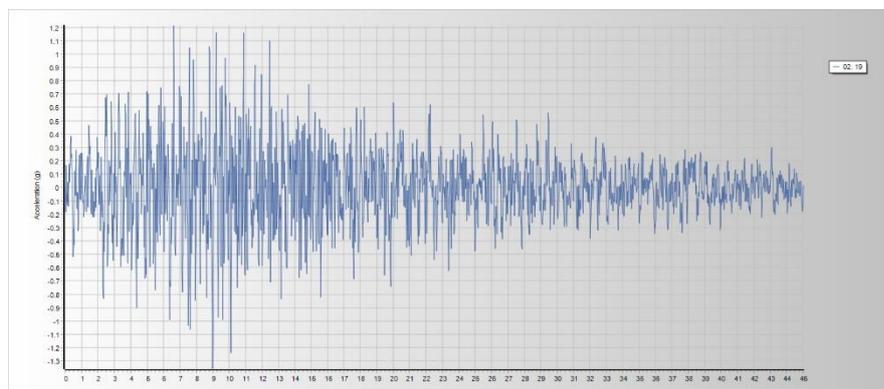


Figura 51: Registro sísmico escalado para SMC, 31 de Mayo de 1970, EW
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

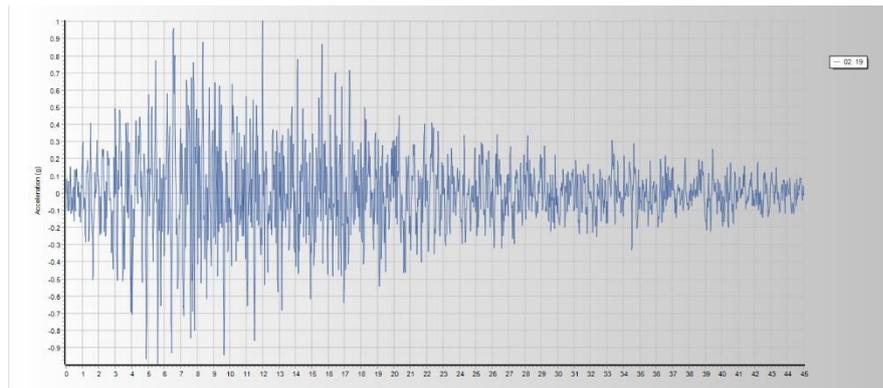


Figura 52: Registro sísmico escalado para SMC, 31 de Mayo de 1970, NS
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

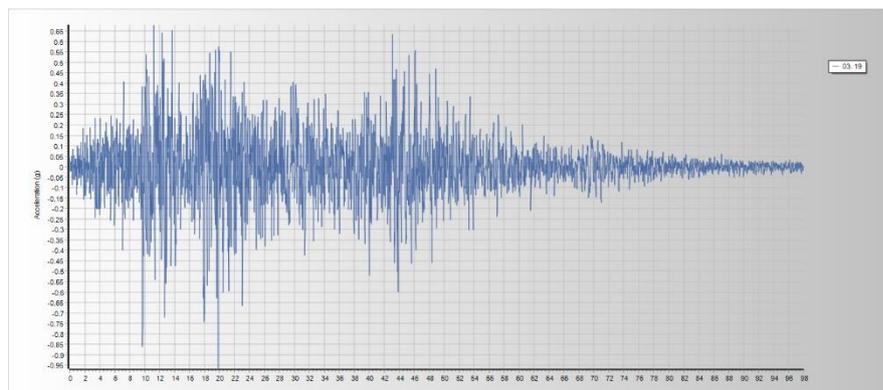


Figura 53: Registro sísmico escalado para SMC, 03 de Octubre de 1974, EW
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

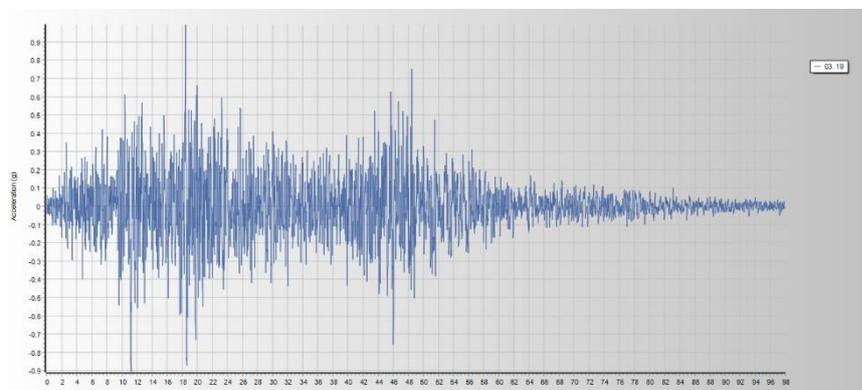


Figura 54: Registro sísmico escalado para SMC, 03 de Octubre de 1974, NS
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

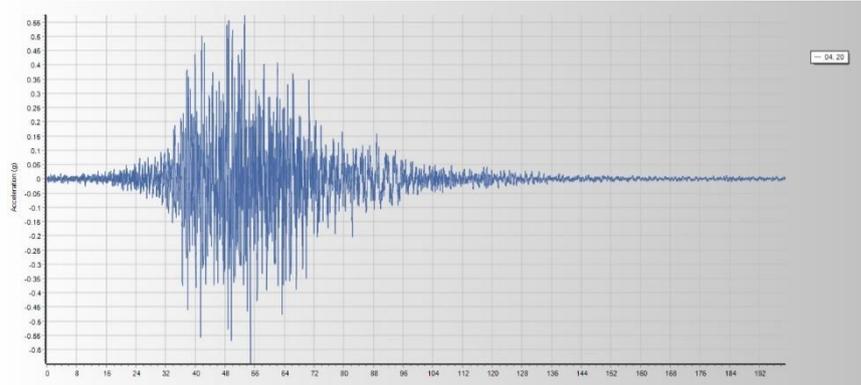


Figura 55: Registro sísmico escalado para SMC, 23 de Junio de 2001, EW
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

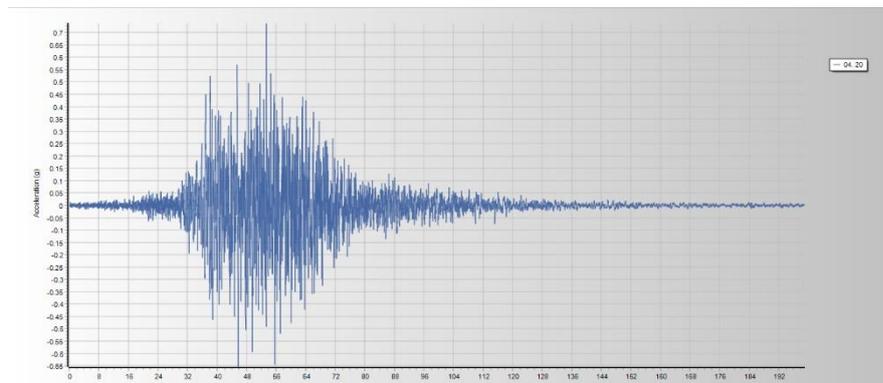


Figura 56: Registro sísmico escalado para SMC, 23 de Junio de 2001, NS
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

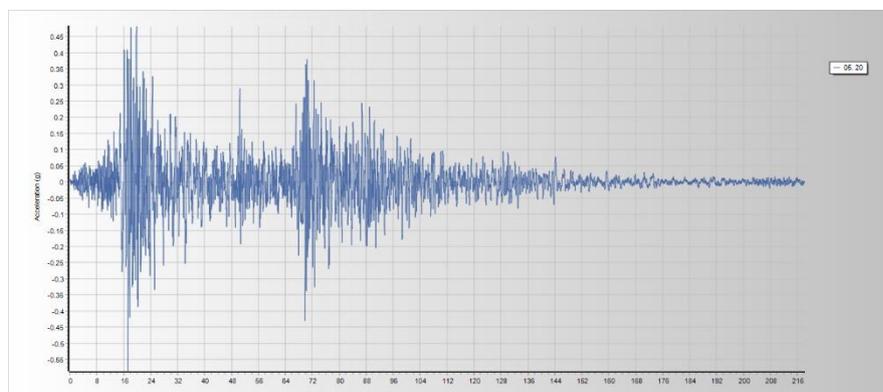


Figura 57: Registro sísmico escalado para SMC, 15 de Agosto de 2007, EW
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

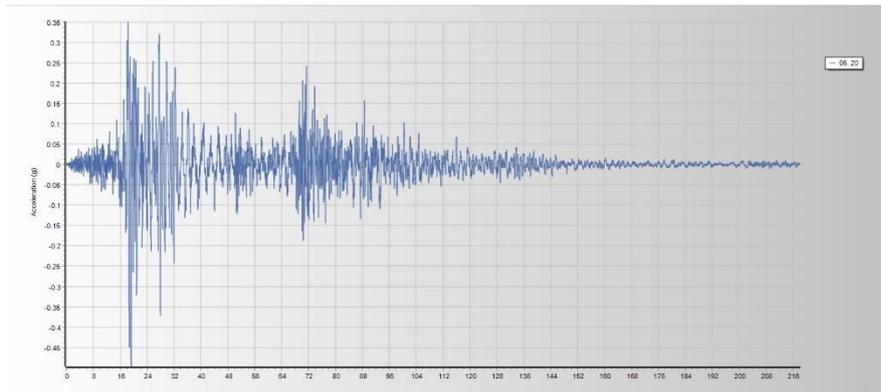


Figura 58: Registro sísmico escalado para SMC, 15 de Agosto de 2007, NS
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

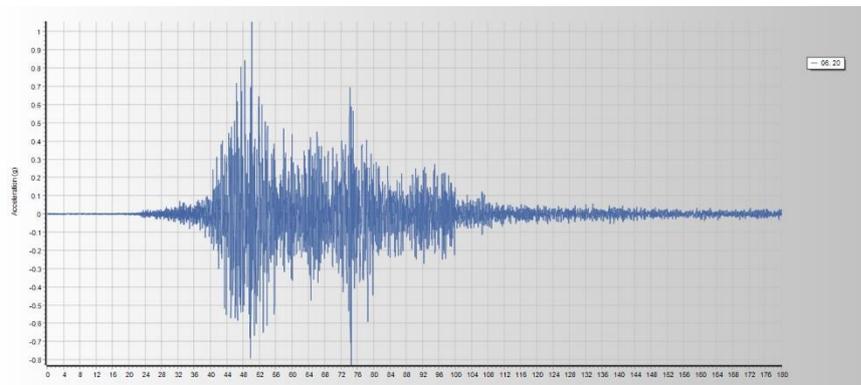


Figura 59: Registro sísmico escalado para SMC, 18 de Mayo de 2010, EW
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

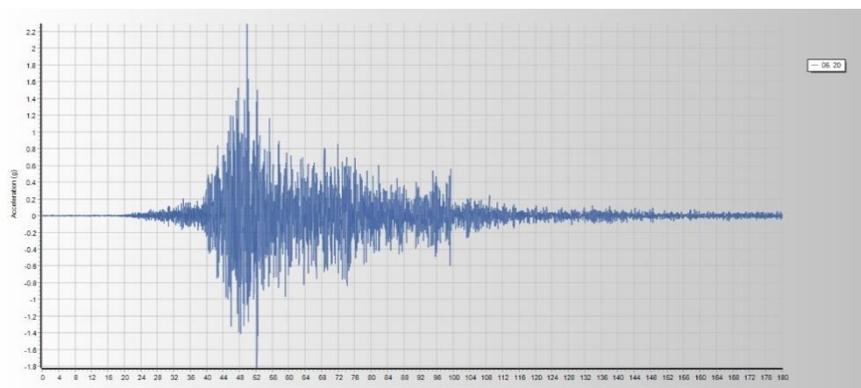


Figura 60: Registro sísmico escalado para SMC, 18 de Mayo de 2010, NS
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

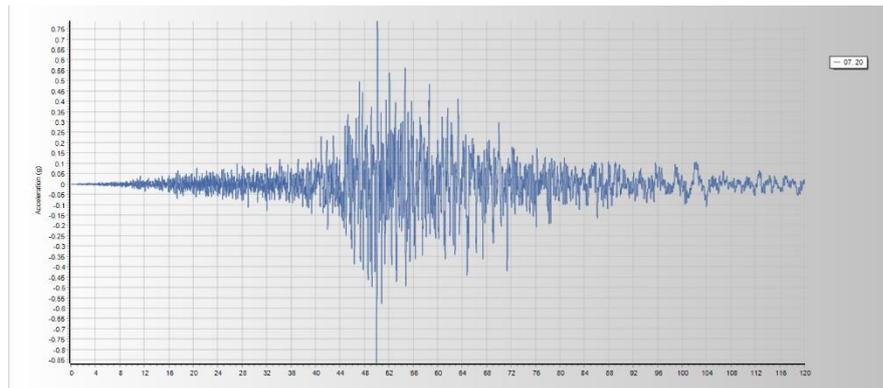


Figura 61: Registro sísmico escalado para SMC, 01 de Abril de 2014, EW
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

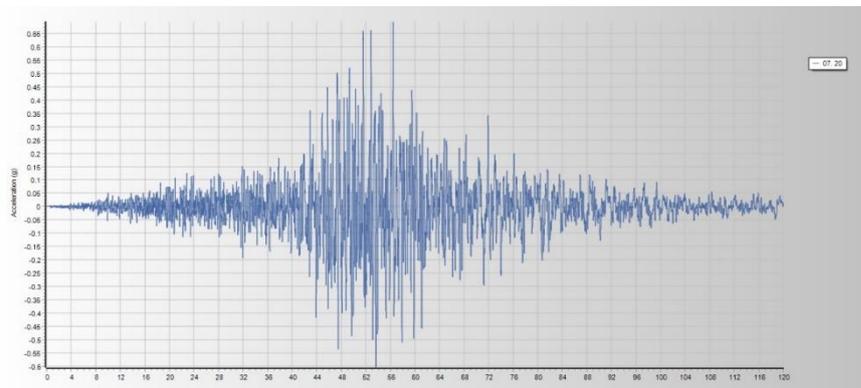


Figura 62: Registro sísmico escalado para SMC, 01 de Abril de 2014, NS
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

La NTE E031 nos indica que para registros espectro – compatibles, cada par de las componentes horizontales deben ser escalados de tal forma que en el intervalo de periodos $0.2T_M$ calculado según el límite superior y el $1.25T_M$ calculado según el límite inferior, el espectro de respuesta de la componente no debe ser menor que el 90% que la ordenada espectral para sismo máximo considerado ($T_r=2500$ años).

Según lo mencionado, en la Figura 63 se hace una comparación del espectro de diseño para SMC según la NTE E031 con el espectro de respuesta promedio (SRSS) de las 7 señales sísmicas. Se puede apreciar que el promedio del espectro de las ordenadas espectrales de los 7 registros sísmicos es mayor al espectro de diseño para SMC, lo que significa que si cumple con los requisitos de la normativa.

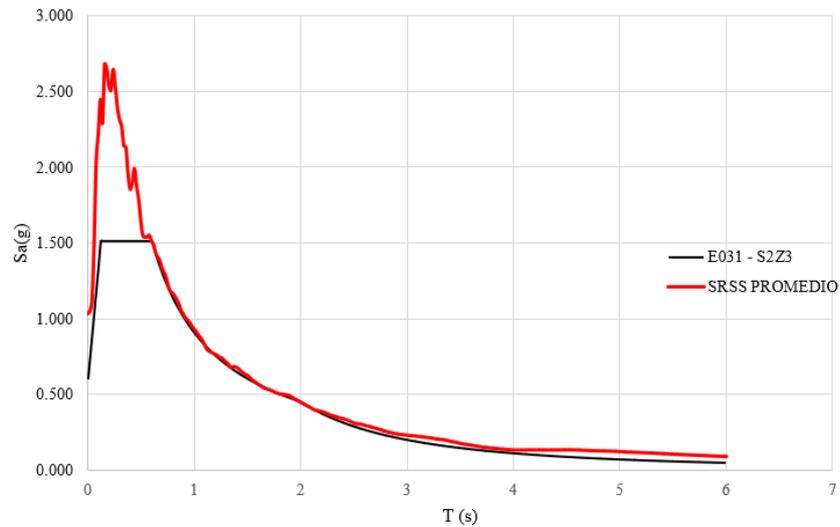


Figura 63: Comparación del espectro de diseño para SMC según la NTP E031 con el espectro de respuesta promedio (SRSS) de las 07 señales sísmicas.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo).

En la Figura 64 se muestra que los 07 registros sísmicos cumplen con los requisitos de la NTE E031 para poder ser empleados como sollicitación sísmica en el modelo estructural de la clínica privada con aisladores y deslizadores sísmicos.

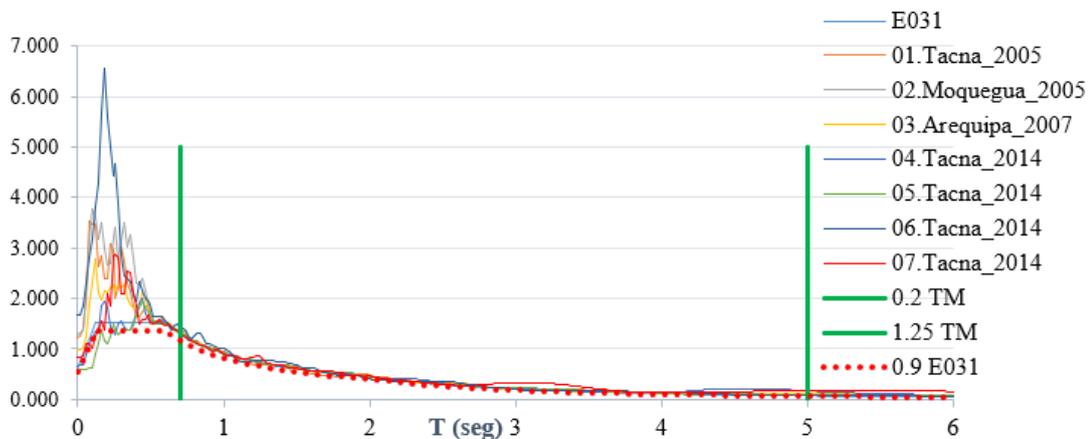


Figura 64: Espectro compatible de pseudoaceleraciones de los registros sísmicos.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Una vez hecho el tratamiento de los siete registros sísmicos, se ingresa al modelo tridimensional en Etabs V19. Luego de ello se crean los casos de carga multiplicando a cada dirección por el factor que le corresponde según se muestra en el Anexo 3 (Tratamiento de señales sísmicas).

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Resultados

En esta sección se muestra los resultados de la respuesta estructural haciendo uso del análisis dinámico modal espectral para la clínica privada sin aisladores sísmicos (base fija) y con aisladores sísmicos en la base del tipo LRB y SLIDERS (base aislada) los cuales son: Periodos y modos de vibración, distribución de fuerza cortante, derivas de entrepiso, excentricidad natural en cada nivel y aceleración de entrepiso.

4.1.1. Respuesta estructural de la clínica privada sin aislamiento sísmico

4.1.1.1. Análisis dinámico modal espectral

a) Periodos y modos de vibración

Tabla 53

Periodos y modos de vibración del edificio con base fija.

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1.00	0.77	50.2%	0.4%	20.0%	50.2%	0.4%	20.0%
2.00	0.66	0.6%	69.0%	0.0%	50.8%	69.4%	20.0%
3.00	0.49	0.1%	0.0%	0.0%	50.9%	69.4%	20.0%
4.00	0.40	18.9%	0.2%	48.0%	69.8%	69.6%	68.0%
5.00	0.35	0.0%	0.0%	0.0%	69.8%	69.6%	68.0%
6.00	0.32	0.0%	0.0%	0.0%	69.8%	69.6%	68.0%
7.00	0.26	0.0%	0.0%	0.0%	69.8%	69.6%	68.0%
8.00	0.26	0.0%	0.0%	0.0%	69.8%	69.6%	68.0%
9.00	0.26	0.0%	0.0%	0.0%	69.8%	69.6%	68.0%
10.00	0.26	0.0%	0.0%	0.0%	69.8%	69.6%	68.0%
11.00	0.26	0.0%	0.0%	0.0%	69.8%	69.6%	68.0%
12.00	0.22	1.6%	0.0%	0.6%	71.4%	69.6%	68.6%
13.00	0.22	5.7%	0.0%	2.1%	77.1%	69.6%	70.7%
14.00	0.19	0.0%	0.2%	0.0%	77.1%	69.7%	70.7%
15.00	0.19	0.0%	0.0%	0.0%	77.1%	69.7%	70.7%
16.00	0.19	0.0%	0.0%	0.0%	77.1%	69.7%	70.7%
17.00	0.19	0.0%	0.0%	0.0%	77.1%	69.7%	70.7%
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-

170.00	0.03	0.0%	0.0%	0.0%	93.7%	92.0%	89.8%
171.00	0.03	0.0%	0.0%	0.0%	93.8%	92.0%	89.8%
172.00	0.03	0.0%	0.0%	0.0%	93.8%	92.0%	89.8%
173.00	0.03	0.0%	0.0%	0.0%	93.8%	92.0%	89.8%
174.00	0.03	0.0%	0.0%	0.0%	93.8%	92.0%	89.8%
175.00	0.03	0.0%	0.4%	0.1%	93.8%	92.4%	89.9%
176.00	0.03	0.0%	0.1%	0.0%	93.8%	92.5%	89.9%
177.00	0.03	0.0%	0.0%	0.0%	93.8%	92.5%	89.9%
178.00	0.03	0.0%	0.0%	0.0%	93.8%	92.5%	89.9%
179.00	0.03	0.0%	0.0%	0.0%	93.8%	92.5%	89.9%
180.00	0.03	0.0%	0.0%	0.0%	93.8%	92.5%	89.9%
181.00	0.03	0.0%	0.0%	0.0%	93.8%	92.5%	89.9%
182.00	0.03	0.0%	0.0%	0.0%	93.8%	92.5%	89.9%
183.00	0.03	0.0%	0.0%	0.0%	93.8%	92.5%	89.9%
184.00	0.03	0.0%	0.0%	0.0%	93.8%	92.5%	89.9%
185.00	0.03	0.0%	0.0%	0.1%	93.9%	92.5%	90.0%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

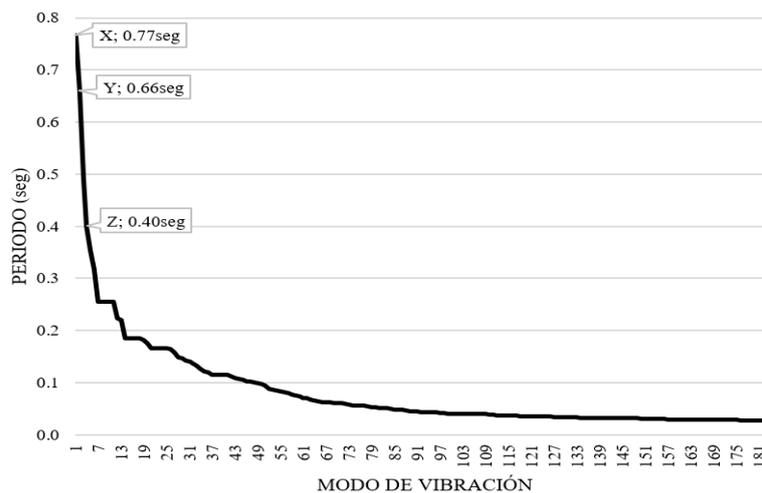


Figura 65: Periodos y modos de vibración del edificio con base fija

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Tabla 53 se puede apreciar que el periodo fundamental de vibración en la dirección X es de 0.77 seg con un porcentaje de masa participativa de 50.20%, el periodo fundamental de vibración en la dirección Y es de 0.66 seg con un porcentaje de masa participativa de 69.00% y el periodo del modo rotacional RZ es de 0.40 seg con un porcentaje de masa participativa de 48.0% seg.

La NTE E030 en el Art. 29 indica que para cada dirección de análisis se debe considerar los modos de vibración cuya suma de masas efectivas sean por lo menos el 90% de la masa total, según la Tabla 53 se observa que se cumple este requerimiento en

los modos 105 y 81 en las direcciones X y Y respectivamente, y para la rotación en Z el modo 185.

b) Distribución de fuerza cortante

Tabla 54

Distribución de la fuerza cortante de entrepiso en la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección X

Nivel	Sismo	VX tonf	VY tonf
Nivel 6	SDX R3.6	614	87
Nivel 5	SDX R3.6	1050	151
Nivel 4	SDX R3.6	1396	204
Nivel 3	SDX R3.6	1664	243
Nivel 2	SDX R3.6	1867	270
Nivel 1	SDX R3.6	2004	286

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

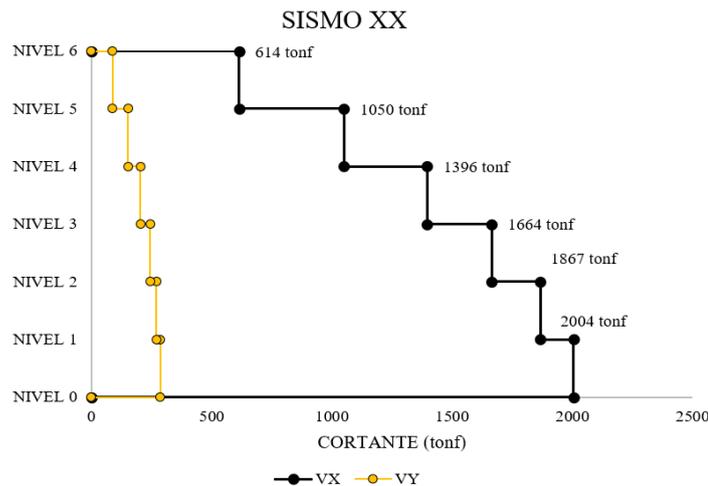


Figura 66: Distribución de fuerza cortante de entrepiso en la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección X

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 55:

Distribución de fuerza cortante en entrepiso en la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección Y

Nivel	Sismo	VX tonf	VY tonf
Nivel 6	SDY R5.4	132	579
Nivel 5	SDY R5.4	232	973
Nivel 4	SDY R5.4	315	1283
Nivel 3	SDY R5.4	381	1524
Nivel 2	SDY R5.4	429	1702
Nivel 1	SDY R5.4	458	1815

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

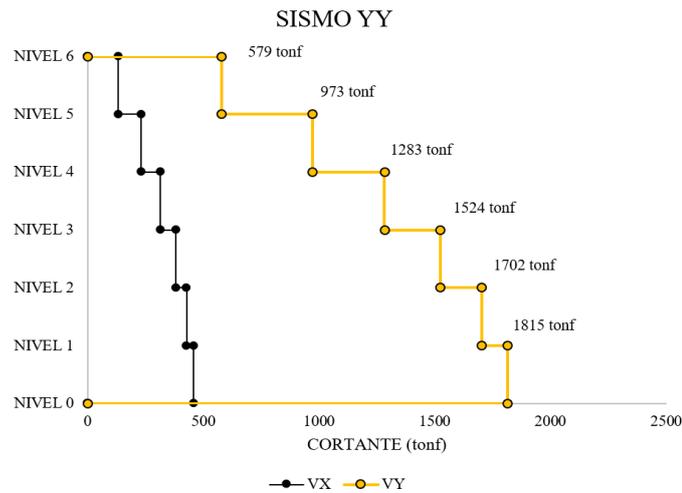


Figura 67: Distribución de fuerza cortante de entrepiso en la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección Y.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Figura 66 se puede ver que la cortante para sismo dinámico en la dirección X para el primer nivel es de $V_X=2004$ tonf.

Según la Figura 67 se puede ver que la cortante acumulada para sismo dinámico en la dirección Y en el primer nivel es de $V_Y=1815$ tonf.

c) Derivas de entrepiso

Tabla 56

Deriva de entrepiso de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo dinámico en dirección X

Nivel	Sismo	Dirección	Drift (elástico) (%)	Drift (inelástico) (%)
Nivel 6	SDX R3.6	X	2.28	6.98
Nivel 5	SDX R3.6	X	2.86	8.76
Nivel 4	SDX R3.6	X	3.37	10.31
Nivel 3	SDX R3.6	X	3.71	11.35
Nivel 2	SDX R3.6	X	3.80	11.64
Nivel 1	SDX R3.6	X	3.37	10.30

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

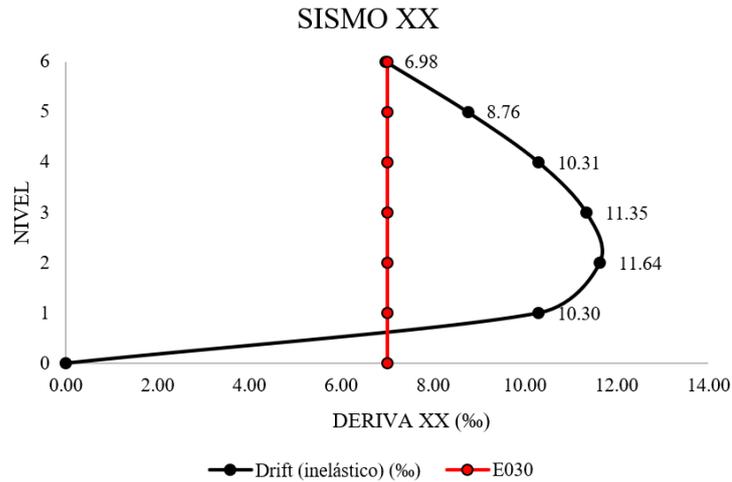


Figura 68: Deriva de entresuelo de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo dinámico en dirección X

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 57

Deriva de entresuelo de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección YY.

Nivel	Sismo	Dirección	Drift (elástico) (%)	Drift (inelástico) (%)
Nivel 6	SDY R5.4	Y	1.42	6.54
Nivel 5	SDY R5.4	Y	1.57	7.19
Nivel 4	SDY R5.4	Y	1.66	7.61
Nivel 3	SDY R5.4	Y	1.67	7.67
Nivel 2	SDY R5.4	Y	1.57	7.22
Nivel 1	SDY R5.4	Y	1.40	6.41

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

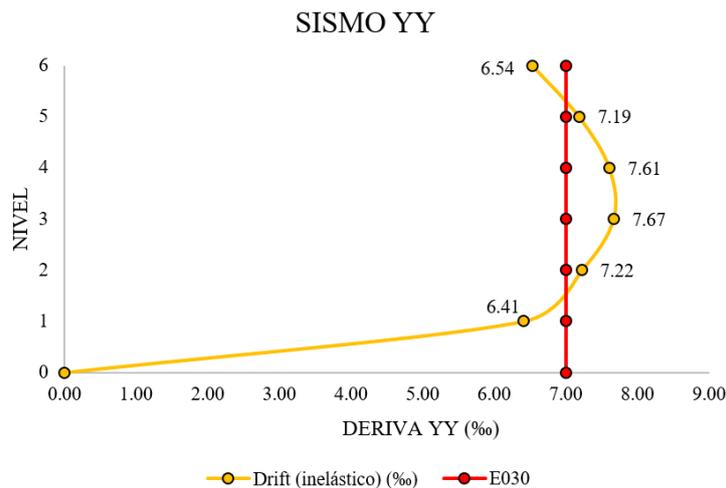


Figura 69: Deriva de entresuelo de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo dinámico en dirección Y.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según se muestra en la Figura 68 se puede apreciar para el análisis en la dirección X que la deriva máxima de piso es de 11.64‰ en el nivel 2.

Según se muestra en la Figura 69 se puede apreciar para el análisis en la dirección Y que la deriva inelástica máxima de piso es de 7.67‰ en el nivel 3.

La NTE E030 para edificaciones de concreto armado limita la deriva de piso a 7‰, por lo que según los resultados mostrados la clínica privada no cumpliría con requisitos mínimos de rigidez exigidos por la normativa.

d) Excentricidad

Tabla 58

Excentricidad natural del edificio con base fija entre el CM y CR

Nivel	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ΔX (m)	ΔY (m)	Exc (m)
Nivel 6	15.24	18.92	14.44	31.44	0.80	12.52	12.55
Nivel 5	15.37	19.05	14.62	32.17	0.75	13.12	13.14
Nivel 4	15.41	19.09	14.83	32.99	0.58	13.90	13.91
Nivel 3	15.43	19.11	15.08	33.72	0.35	14.62	14.62
Nivel 2	15.44	19.12	15.39	34.15	0.04	15.03	15.03
Nivel 1	15.44	19.12	15.94	33.66	0.50	14.54	14.54

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

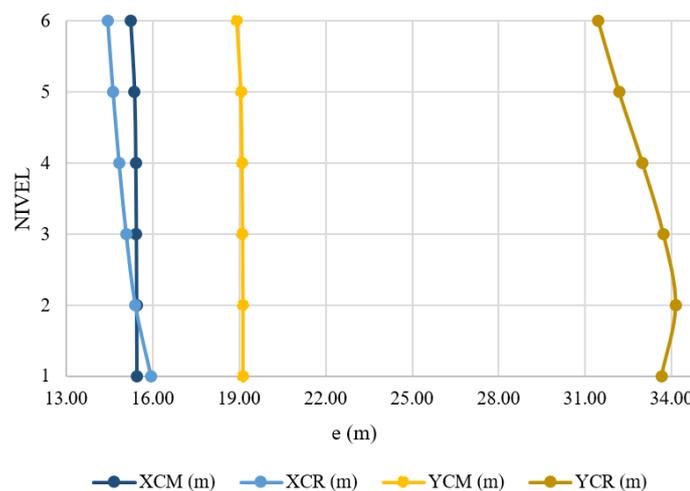


Figura 70: Coordenadas de C.M. y C.R. de la clínica privada sin aislamiento sísmico

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Tabla 58, la excentricidad en el 1, 2, 3, 4, 5 y 6to nivel es de 14.54 m, 15.03 m, 14.62 m, 13.91 m, 13.14 m y 12.55 m respectivamente.

En la Figura 70 se puede ver gráficamente que la excentricidad en el eje X es menor en comparación con la excentricidad en el eje Y, esto debido a la separación de gráficos entre el X_{CM} y X_{CR} y Y_{CM} y Y_{CR} .

e) Aceleración de entrepiso

Tabla 59

Aceleraciones de entrepiso UX y UY de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección X

Nivel	Sismo	UX (g)	UY (g)
Nivel 6	SDX R3.6	0.68	0.40
Nivel 5	SDX R3.6	0.57	0.33
Nivel 4	SDX R3.6	0.50	0.28
Nivel 3	SDX R3.6	0.44	0.25
Nivel 2	SDX R3.6	0.36	0.19
Nivel 1	SDX R3.6	0.24	0.12

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

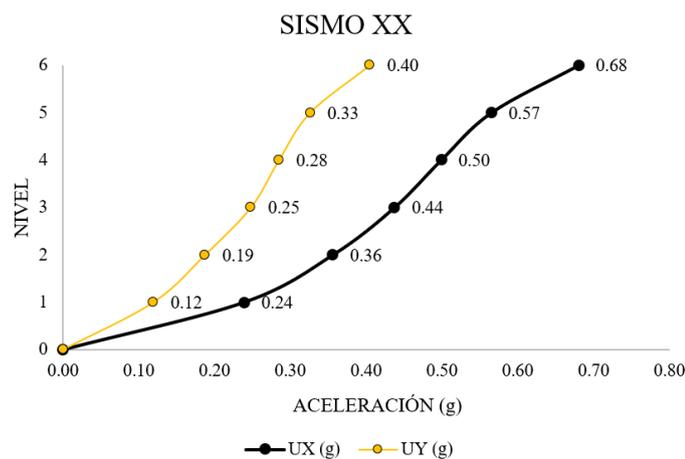


Figura 71: Aceleraciones de entrepiso UX y UY de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección X

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 60

Aceleraciones de entrepiso UX y UY de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección Y

Nivel	Sismo	UX (g)	UY (g)
Nivel 6	SDY R5.4	0.12	0.38
Nivel 5	SDY R5.4	0.11	0.31
Nivel 4	SDY R5.4	0.09	0.26
Nivel 3	SDY R5.4	0.08	0.22
Nivel 2	SDY R5.4	0.06	0.18
Nivel 1	SDY R5.4	0.04	0.12

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

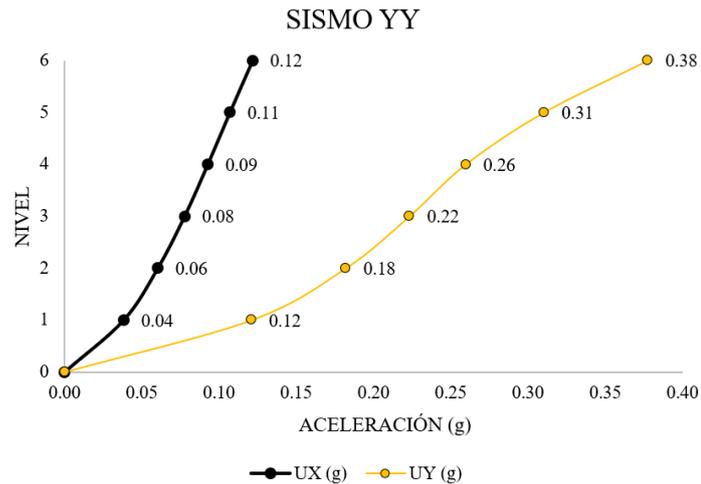


Figura 72: Aceleraciones de entresuelo UX y UY de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección Y

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Figura 71 la aceleración máxima de entresuelo para el sismo en la dirección X es de 0.68g correspondiente al nivel 06.

Según la Figura 72 la aceleración máxima de entresuelo para el sismo en la dirección Y es de 0.38g.

f) Ratio torsional

Tabla 61

Ratio torsional de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección X

Nivel	Sismo	Dirección	Drift (inelástico) (%)	Avg Drift (%)	Ratio
Nivel 6	SDX R3.6	X	6.98	4.86	1.44
Nivel 5	SDX R3.6	X	8.76	5.86	1.50
Nivel 4	SDX R3.6	X	10.31	6.66	1.55
Nivel 3	SDX R3.6	X	11.35	7.13	1.59
Nivel 2	SDX R3.6	X	11.64	7.15	1.63
Nivel 1	SDX R3.6	X	10.30	5.99	1.72

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 62

Ratio torsional de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección Y

Nivel	Sismo	Dirección	Drift (inelástico) (%)	Avg Drift (‰)	Ratio
Nivel 6	SDY R5.4	Y	6.53	6.15	1.06
Nivel 5	SDY R5.4	Y	7.19	6.81	1.06
Nivel 4	SDY R5.4	Y	7.61	7.24	1.05
Nivel 3	SDY R5.4	Y	7.67	7.35	1.04
Nivel 2	SDY R5.4	Y	7.22	6.96	1.04
Nivel 1	SDY R5.4	Y	6.41	5.39	1.19

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

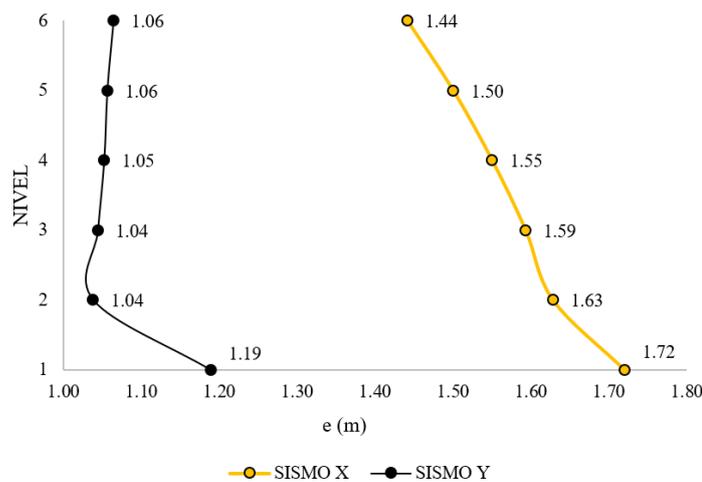


Figura 73: Gráfico de ratio torsional de la clínica privada sin aislamiento sísmico para sismo en dirección X y Y

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

En la Figura 73 podemos apreciar el ratio torsional para la clínica privada sin aislamiento sísmico, para el caso de la dirección X el valor máximo es de 1.19 y para la dirección Y el valor máximo es de 1.72 ambos ubicados en el primer nivel, según la NTE E031 valores superiores a 1.3 y 1.5 indican irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema respectivamente.

En las Tabla 58 y Tabla 61 se puede ver que para valores máximos de excentricidad en Y existe un ratio elevado para sismo en dirección X, esto debido a que cuando el sismo actúa en X lo hace respecto a la excentricidad en Y.

4.1.2. Respuesta estructural de la clínica privada con aislamiento sísmico

4.1.2.1. Análisis dinámico modal espectral

a) Periodos y modos de vibración

Tabla 63

Periodos y modos de vibración de la clínica con aislamiento sísmico

Modo	Modo de vibración, base aislada	Periodo (seg)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal	1	2.79	8.04%	89.54%	1.97%	8.04%	89.54%	1.97%
Modal	2	2.78	90.37%	6.87%	2.34%	98.41%	96.41%	4.31%
Modal	3	2.77	1.18%	3.13%	95.28%	99.59%	99.54%	99.60%
Modal	4	0.59	0.12%	0.27%	0.07%	99.71%	99.81%	99.66%
Modal	5	0.58	0.16%	0.17%	0.09%	99.87%	99.98%	99.75%
Modal	6	0.55	0.08%	0.00%	0.21%	99.94%	99.98%	99.96%
Modal	7	0.52	0.04%	0.00%	0.02%	99.98%	99.98%	99.98%
Modal	8	0.44	0.00%	0.00%	0.00%	99.98%	99.98%	99.98%
Modal	9	0.43	0.00%	0.00%	0.00%	99.98%	99.98%	99.98%
Modal	10	0.40	0.00%	0.00%	0.00%	99.98%	99.98%	99.98%
Modal	11	0.40	0.00%	0.00%	0.00%	99.98%	99.98%	99.98%
Modal	12	0.40	0.00%	0.00%	0.00%	99.98%	99.98%	99.98%
Modal	13	0.40	0.00%	0.00%	0.00%	99.98%	99.98%	99.98%
Modal	14	0.40	0.00%	0.00%	0.00%	99.98%	99.98%	99.98%
Modal	15	0.39	0.00%	0.00%	0.00%	99.98%	99.98%	99.98%
Modal	16	0.37	0.00%	0.00%	0.00%	99.98%	99.99%	99.98%
Modal	17	0.35	0.00%	0.00%	0.01%	99.98%	99.99%	99.98%
Modal	18	0.35	0.00%	0.00%	0.00%	99.98%	99.99%	99.98%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

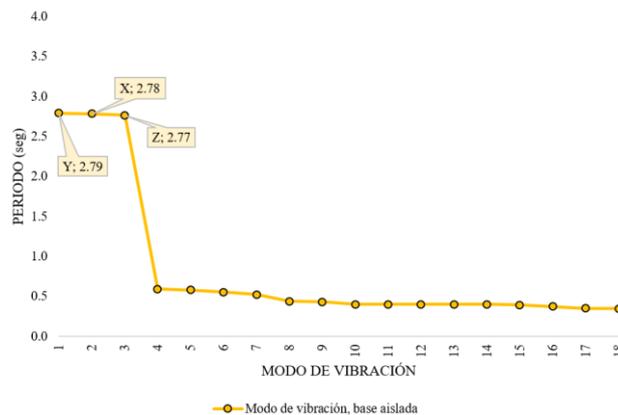


Figura 74: Periodos y modos de vibración de la clínica privada con aislamiento sísmico

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Figura 74 muestra los periodos de los modos de vibración de la clínica con aislamiento sísmico, el periodo fundamental de vibración en la dirección X es de 2.78seg con un porcentaje de masa participativa de 90.37%, el periodo fundamental de vibración en la dirección Y es de 2.79seg con un porcentaje de masa participativa de 89.54% y finalmente el periodo del modo rotacional RZ es de 2.77seg con un porcentaje de masa participativa del 95.28%.

Es importante mencionar que según la Tabla 63 la suma de las masas efectivas es superiores al 90% de la masa total en los tres primeros modos de vibración lo cual indica que la distribución de dispositivos en el sistema de aislamiento armoniza con la superestructura.

b) Distribución de fuerza cortante

Tabla 64

Distribución de fuerza cortante en entresuelo de la clínica privada con aislamiento sísmico para sismo en dirección X

Nivel	Sismo	VX tonf	VY tonf
Nivel 6	SDX	184	67
Nivel 5	SDX	363	132
Nivel 4	SDX	526	191
Nivel 3	SDX	675	245
Nivel 2	SDX	813	295
Nivel 1	SDX	948	344
Sistema de aislamiento	SDX	1103	399

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

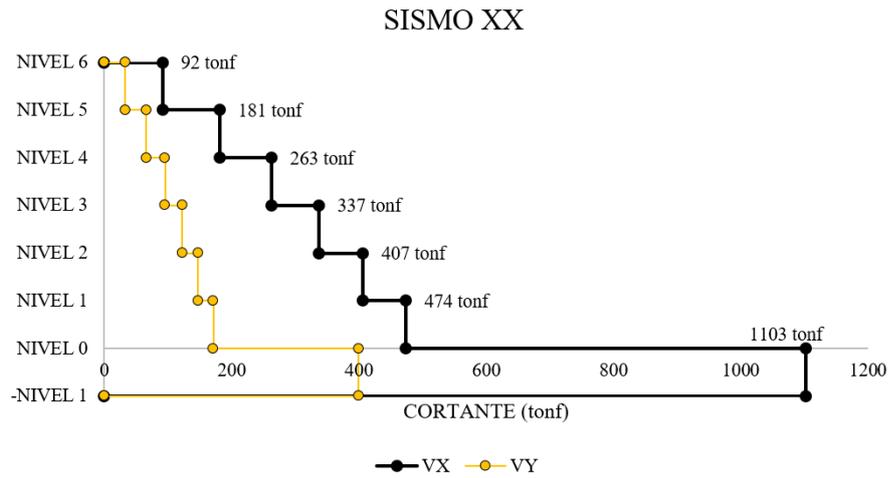


Figura 75: Distribución de fuerza cortante en entrepiso del edificio con base aislada para sismo en dirección X

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 65

Distribución de fuerza cortante en entrepiso del edificio con base aislada para sismo en dirección YY

Nivel	Sismo	VX tonf	VY tonf
Nivel 6	SDY	76	214
Nivel 5	SDY	144	407
Nivel 4	SDY	200	566
Nivel 3	SDY	245	693
Nivel 2	SDY	283	807
Nivel 1	SDY	322	921
Sistema de aislamiento	SDY	372	1066

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

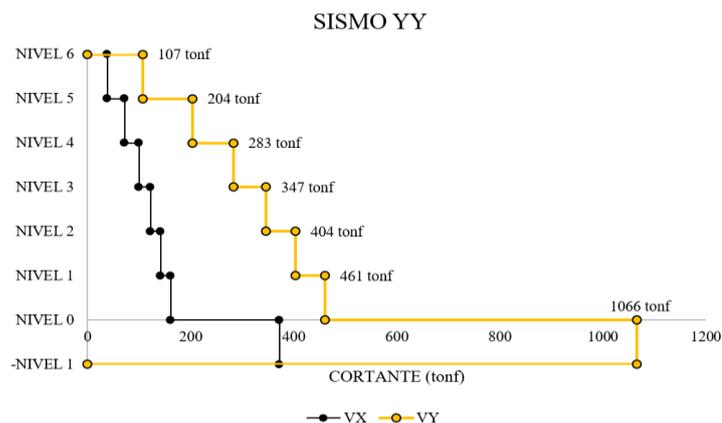


Figura 76: Distribución de fuerza cortante en entrepiso del edificio con base aislada para sismo en dirección Y

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Figura 75 muestra que la cortante para sismo dinámico en la dirección X del primer nivel (Superestructura) es de $V_X = 474$ tonf y en el sistema de aislamiento es de 1103 tonf.

Según la Figura 76 muestra que la cortante para sismo dinámico en la dirección Y en el primer nivel (Superestructura) es de $V_Y = 461$ tonf y en el sistema de aislamiento es de 1066 tonf.

Se puede ver claramente que el sistema de aislamiento se lleva gran cantidad de fuerza cortante producto del sismo, esto indica la eficiencia de los dispositivos de aislación sísmica.

c) Derivas de entrepiso

Tabla 66

Deriva de entrepiso del edificio con base aislada para sismo en dirección X

Nivel	Sismo	Dirección	Drift (%)
Nivel 6	DESPXX	Diaph D1 X	1.13
Nivel 5	DESPXX	Diaph D1 X	1.67
Nivel 4	DESPXX	Diaph D1 X	2.23
Nivel 3	DESPXX	Diaph D1 X	2.70
Nivel 2	DESPXX	Diaph D1 X	2.95
Nivel 1	DESPXX	Diaph D1 X	2.43

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

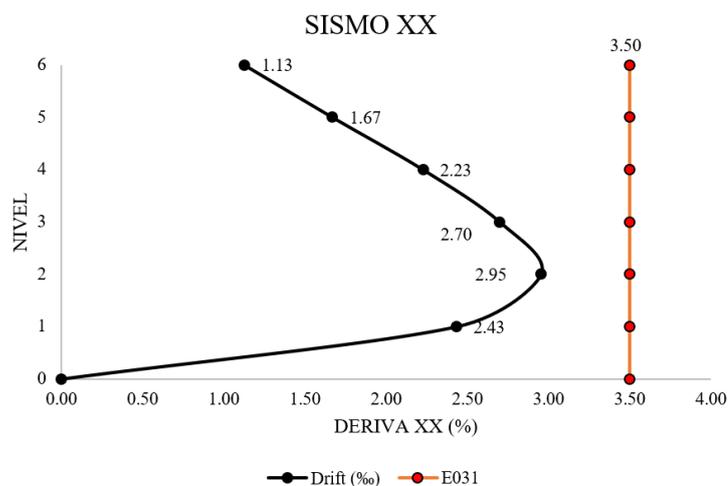


Figura 77: Deriva de entrepiso del edificio con base aislada para sismo en dirección X

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 67

Deriva de entrepiso del edificio con base aislada para sismo en dirección Y

Nivel	Sismo	Dirección	Drift (%)
Nivel 6	DESPYY	Diaph D1 Y	1.15
Nivel 5	DESPYY	Diaph D1 Y	1.59
Nivel 4	DESPYY	Diaph D1 Y	2.00
Nivel 3	DESPYY	Diaph D1 Y	2.31
Nivel 2	DESPYY	Diaph D1 Y	2.44
Nivel 1	DESPYY	Diaph D1 Y	2.01

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

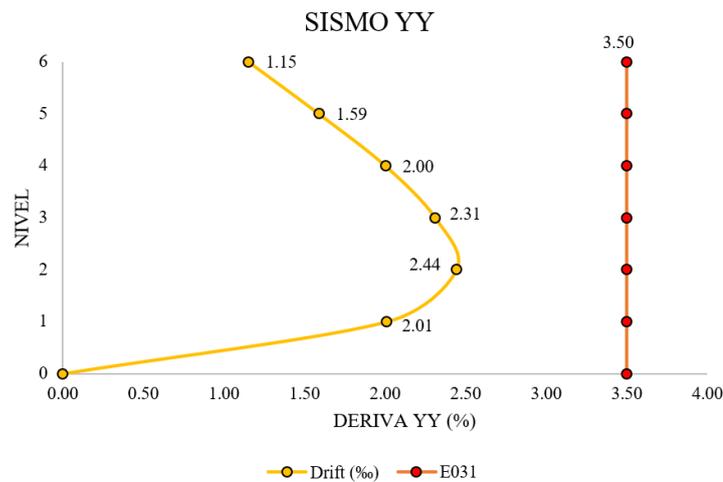


Figura 78: Deriva de entrepiso del edificio con base aislada para sismo en dirección Y
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Figura 77 se puede apreciar para el análisis en la dirección X que la deriva máxima es de 2.95% en el nivel 2.

Según la Figura 78 se puede apreciar para el análisis en la dirección Y que la deriva inelástica máxima es de 2.44% en el nivel 2.

Según la NTE E031 para cualquier tipo de edificación en la que se realiza un análisis sísmico dinámico modal espectral la deriva máxima permisible es de 3.5%, según los resultados mostrados se puede ver que la estructura aislada cumple satisfactoriamente con los límites exigidos por la normativa.

d) Excentricidad

Tabla 68

Excentricidad natural del edificio con base aislada entre el CM y CR

Nivel	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ΔX (m)	ΔY (m)	Exc (m)
Nivel 6	15.28	20.33	15.38	20.09	0.11	0.24	0.26
Nivel 5	15.26	20.28	15.41	20.17	0.15	0.11	0.19
Nivel 4	15.26	20.26	15.43	20.24	0.18	0.02	0.18
Nivel 3	15.26	20.25	15.44	20.29	0.19	0.04	0.19
Nivel 2	15.25	20.25	15.44	20.34	0.18	0.09	0.20
Nivel 1	15.25	20.25	15.42	20.37	0.17	0.12	0.21
Base de aislamiento	15.32	20.20	15.42	20.38	0.10	0.18	0.20

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

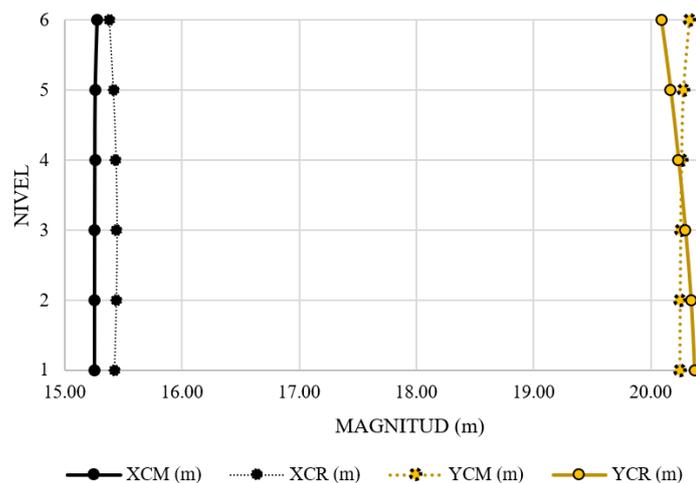


Figura 79: Excentricidad del edificio con base aislada entre el CM y CR.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Tabla 68 la excentricidad en el 1, 2, 3, 4, 5, 6to nivel y sistema de aislamiento es de 0.21 m, 0.20 m, 0.19 m, 0.18 m, 0.19 m y 0.26 m.

En la Figura 79 se puede ver gráficamente que la excentricidad en el eje X y eje Y es menor esto debido al balance torsional claramente visible en la mínima separación de los gráficos entre el $X_{CM} - X_{CR}$ y $Y_{CM} - Y_{CR}$.

e) Aceleración de entrepiso

Tabla 69

Aceleraciones de entrepiso UX y UY del edificio con base aislada para sismo en dirección X

Nivel	Sismo	UX (g)	UY (g)
Nivel 6	SDX	0.13	0.07
Nivel 5	SDX	0.12	0.07
Nivel 4	SDX	0.11	0.06
Nivel 3	SDX	0.11	0.06
Nivel 2	SDX	0.11	0.06
Nivel 1	SDX	0.11	0.06

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

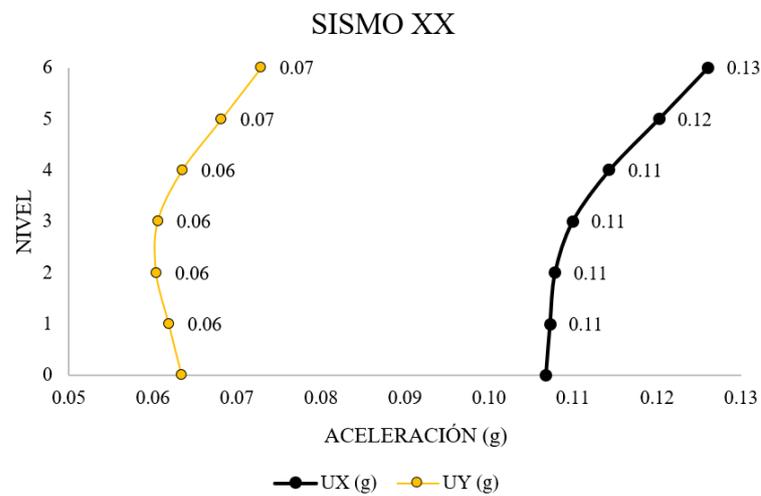


Figura 80: Aceleraciones de entrepiso UX y UY del edificio con base aislada para sismo en dirección X.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 70

Aceleraciones de entrepiso UX y UY del edificio con base aislada para sismo en dirección Y

Nivel	Sismo	UX (g)	UY (g)
Nivel 6	SDY	0.09	0.11
Nivel 5	SDY	0.08	0.10
Nivel 4	SDY	0.07	0.09
Nivel 3	SDY	0.06	0.09
Nivel 2	SDY	0.06	0.09
Nivel 1	SDY	0.07	0.09
Sistema de aislamiento	SDY	0.08	0.10

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Figura 80 la aceleración máxima para el sismo dinámico en la dirección X es de 0.13g correspondiente al nivel 06.

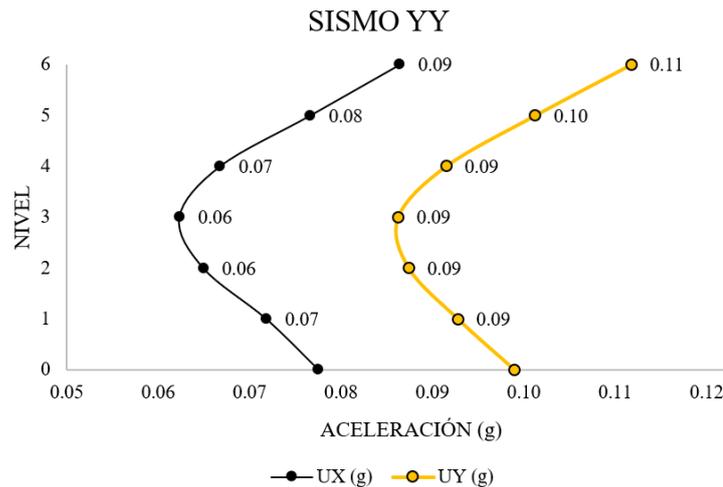


Figura 81: Aceleraciones de entresiso UX y UY del edificio con base aislada para sismo en dirección Y

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Figura 81 la aceleración máxima para el análisis dinámico en la dirección YY es de 0.11g, correspondiente al Nivel 06.

f) Ratio torsional

Tabla 71

Ratio torsional del edificio con base aislada para sismo en dirección X

Nivel	Sismo	Dirección	Drift (inelástico) (‰)	Avg Drift (‰)	Ratio
Nivel 6	SDX	X	1.13	0.89	1.26
Nivel 5	SDX	X	1.67	1.35	1.24
Nivel 4	SDX	X	2.23	1.82	1.22
Nivel 3	SDX	X	2.70	2.23	1.21
Nivel 2	SDX	X	2.95	2.45	1.20
Nivel 1	SDX	X	2.43	2.04	1.19

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 72:

Ratio torsional del edificio con base aislada para sismo en dirección Y

Nivel	Sismo	Dirección	Drift (inelástico) (‰)	Avg Drift (‰)	Ratio
Nivel 6	SDY	Y	1.15	1.03	1.12
Nivel 5	SDY	Y	1.59	1.43	1.11
Nivel 4	SDY	Y	2.00	1.81	1.10
Nivel 3	SDY	Y	2.31	2.10	1.10
Nivel 2	SDY	Y	2.44	2.23	1.09
Nivel 1	SDY	Y	2.01	1.83	1.10

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

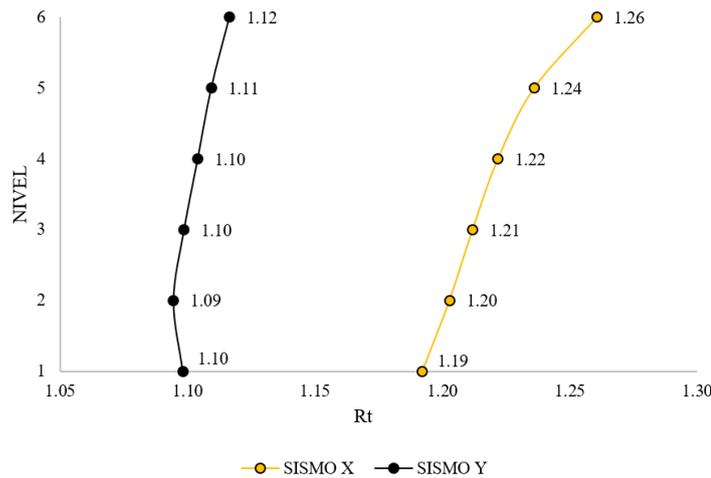


Figura 82: Gráfico de ratio torsional del edificio con base aislada para sismo en dirección X y Y

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Figura 82 el ratio torsional máximo para sismo en dirección X es de 1.12 y para sismo en dirección Y es 1.26 ubicados en el nivel 06.

4.1.2.2. Análisis no lineal tiempo historia

Se muestra los resultados del análisis no lineal tiempo historia, el cual fue realizado en el modelo matemático tridimensional a través de la creación del caso de carga del tipo no lineal FNA. En la cual se consideraron los registros sísmicos debidamente filtrados, corregidos por línea base y escalados en las dos direcciones EW y NS según se muestra en la sección de análisis estructural de la presente tesis.

Tabla 73

Promedio de las máximas respuestas para los siete registros sísmicos en dirección XX y YY (Mínimo, nominal y máximo).

Resumen	Und	X-X			Y-Y		
		λmínimo	Nominal	λmáximo	λmínimo	Nominal	λmáximo
Despl. Azotea	m	0.36	0.33	0.29	0.32	0.32	0.29
Desp. Plat. Aisl.	m	0.32	0.28	0.24	0.29	0.28	0.24
Deriva	%	2.45	2.83	3.46	2.32	2.63	3.43
Aceleración	g	0.22	0.25	0.33	0.21	0.24	0.29

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Tabla 73 se observa que las máximas respuestas de aceleración y deriva se dan para el modelo con propiedades modificadas máximo y las menores respuestas de desplazamientos se dan para el modelo con propiedades modificadas con el factor mínimo

debido a que las propiedades máximas aumentan la rigidez del dispositivo, al incrementarse la rigidez se incrementa las respuestas de la superestructura, y para las propiedades mínimas reduce la rigidez por lo que también disminuye la respuesta, en la superestructura, pero si incrementa el desplazamiento en el sistema de aislamiento.

a) Fuerza de restitución lateral

La NTE E031 indica que el sistema de aislamiento debe ser diseñado para que pueda causar una fuerza restitutiva lateral, considerando sus propiedades límite superior e inferior respectivamente, de tal forma que resulte por lo menos el 2.5% P (Peso sísmico) ante una fuerza lateral correspondiente al 50% del desplazamiento máximo.

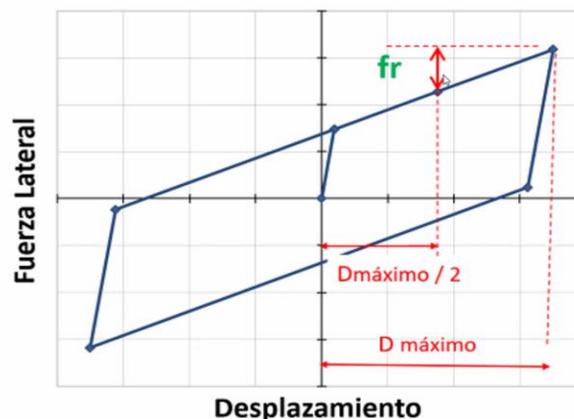


Figura 83: Fuerza restitutiva lateral

FUENTE: (Muñoz, 2018)

Según la norma E031, tenemos: $fr \geq 2.5\% P$

Tabla 74

Verificación de fuerza restitutiva respecto al 2.5% peso sísmico para análisis en dirección X

Parámetro	Unidad	$\lambda_{\text{mínimo}}$	Nominal	$\lambda_{\text{máximo}}$
F max	tonf	680	755	946
Q	tonf	228	284	418
FR	tonf	226	235	264
2.5%P	tonf	215	215	215
¿FR>2.5%Peso?	-	SI	SI	SI

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)



Tabla 75

Verificación de fuerza restitutiva respecto al 2.5% del peso sísmico para análisis en dirección Y

Parámetro	Und	λmínimo	Nomimal	λmáximo
F max	tonf	676	772	935
Q	tonf	223	284	416
FR	tonf	226	244	260
2.5%P	tonf	215.0	215	215
¿fr>2.5%Peso?	-	SI	SI	SI

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según las Tablas 74 y 75 para el caso de análisis por sismo dinámico en dirección X y Y respectivamente se puede observar que cumplen con lo solicitado en la NTE E031 la cual indica que la fuerza de restitución lateral debe ser el 2.5% del peso sísmico, es importante mencionar que al adicionarle dispositivos del tipo deslizadores planos si bien es cierto se reducen los costos sin embargo también se reduce la fuerza restitutiva lateral, es por ello que se recomienda realizar esta verificación.

4.2. Discusión

4.2.1. Periodos y modos de vibración

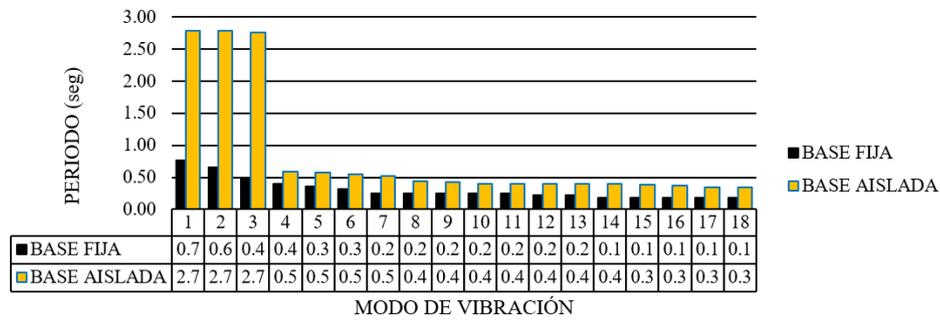


Figura 84: Comparación de periodos y modos de vibración.
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

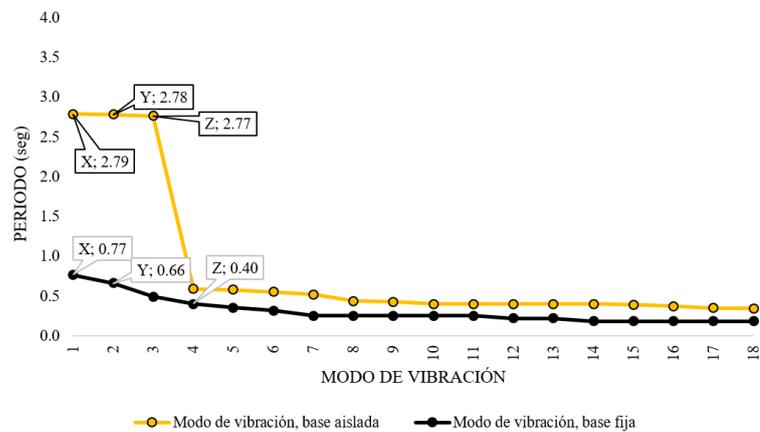


Figura 85: Gráfico comparativo de periodos vs modos de vibración, estructura base fija y base aislada

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

En la Figura 84 y 85 se puede ver en la dirección X la estructura sin aisladores sísmicos y con aisladores sísmicos posee un periodo traslacional de 0.77seg y 2.79seg que es 3.6 veces mayor, y en la dirección Y la estructura sin aisladores sísmicos y con aisladores sísmicos posee un periodo traslacional de 0.66seg y 2.78seg que es 4.1 veces mayor, este aumento de periodos edificios aislados se debe a que al insertar elementos flexibles en la base (aisladores) aumenta el periodo fundamental lo que de forma directa implica la reducción de la ordenada espectral lo que significaría menos demanda de sismo en la estructura ya que según el espectro de diseño los valores de aceleración se van reduciendo a medida que el periodo va aumentando.

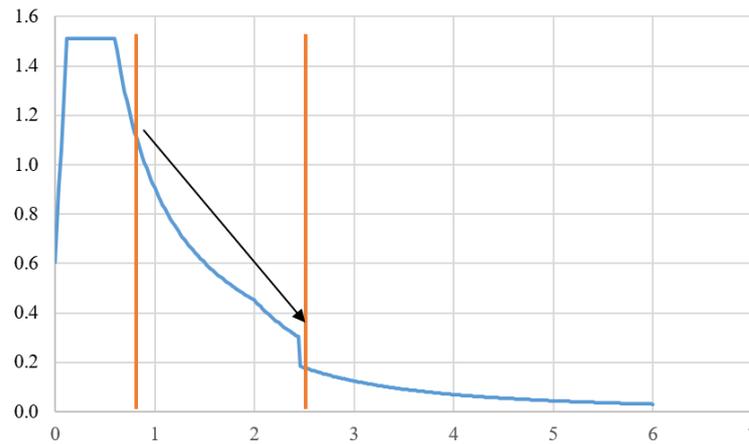


Figura 86: Espectro de diseño E031 (Z4, S2, U=1, R=1).
FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

El aislamiento permite una flexibilización o disminución de la rigidez de la estructura, tal como muestra la Figura 86 está directamente ligado al aumento del periodo fundamental de vibración, el incremento de periodos de vibración en una estructura, reduce significativamente el valor de la aceleración a la que ésta pueda estar sometida por lo que se puede apreciar que la clínica privada con aisladores sísmicos presenta una mejora significativa en el comportamiento estructural.

Tabla 76

Porcentaje de masa participativa para los 5 primeros modos de vibración para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS

Modo de vibración	Sin aislamiento sísmico			Con aislamiento sísmico		
	UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
1	50.23%	0.36%	19.98%	8.04%	89.54%	1.97%
2	0.58%	69.01%	0.01%	90.37%	6.87%	2.34%
3	0.07%	0.01%	0.03%	1.18%	3.13%	95.28%
4	18.91%	0.19%	47.97%	0.12%	0.27%	0.07%
5	0.00%	0.00%	0.00%	0.16%	0.17%	0.09%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 77

Sumatoria de masa participativa de los 5 primeros modos de vibración para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS

Sin aislamiento sísmico				Con aislamiento sísmico			
Modo de vibración	Sum UX	Sum UY	Sum RZ	Modo de vibración	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
105	90.0%	-	-	1	-	89.5%	-
81	-	90.0%	-	2	90.4%	-	-
185	-	-	90.0%	3	-	-	95.3%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

De acuerdo a las Tablas 76 y 77 se puede ver que al incorporarle aislamiento sísmico la estructura tiene un comportamiento predecible esto se puede evidenciar en sus tres primeros modos de vibración siendo sus porcentajes de masa efectiva 89.5%, 90.4% y 95.3% en los modos 1,2 y 3 respectivamente, donde los dos primeros son traslacionales y el tercero es rotacional los cuales son mayores al 90% de la masa total del edificio, este resultado es similar a la investigación realizada por (Lucen & Samokic, 2018) los cuales llegan a resultados de 96.65%, 98.27% y 96.99% para los 3 primeros modos de vibración, cabe mencionar que el caso de estudio fue un edificio de configuración regular de 10 niveles, es necesario mencionar que no siempre se van a obtener resultados con modos mayores al 90%, esto va a depender principalmente de la estructuración, simetría, configuración y ubicación de los aisladores en la interfaz de aislamiento, etc.

Trujillo (2017) concluye que el aislamiento sísmico logra concentrar la vibración en un solo modo para cada dirección de análisis, es por ello que la estructura de base aislada posee una tendencia similar al de un bloque rígido, por lo disminuye la incertidumbre en la predicción de su comportamiento ante evento sísmico, según esta afirmación con una adecuada estructuración y disposición de aisladores sísmicos en planta en edificaciones irregulares es posible mejorar el comportamiento sísmico.

4.2.2. Distribución de fuerza cortante

Tabla 78

Reducción de fuerza cortante para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

Nivel	Base fija VX (tonf)	Base Aislada VX (tonf)	% de reducción
Nivel 6	614	92	85.0%
Nivel 5	1050	181	82.7%
Nivel 4	1396	263	81.1%
Nivel 3	1664	337	79.7%
Nivel 2	1867	407	78.2%
Nivel 1	2004	474	76.3%
PROMEDIO			80.5%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

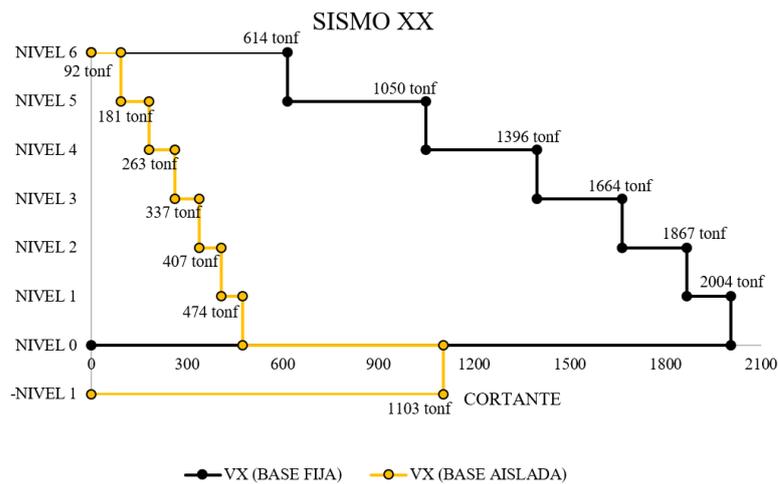


Figura 87: Gráfico comparativo de fuerza cortante para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 79

Reducción de fuerza cortante para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

Nivel	Base fija VY (tonf)	Base Aislada VY (tonf)	% de reducción
Nivel 6	579	107	81.6%
Nivel 5	973	204	79.1%
Nivel 4	1283	283	78.0%
Nivel 3	1524	347	77.3%
Nivel 2	1702	404	76.3%

Nivel 1	1815	461	74.6%
PROMEDIO			77.8%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

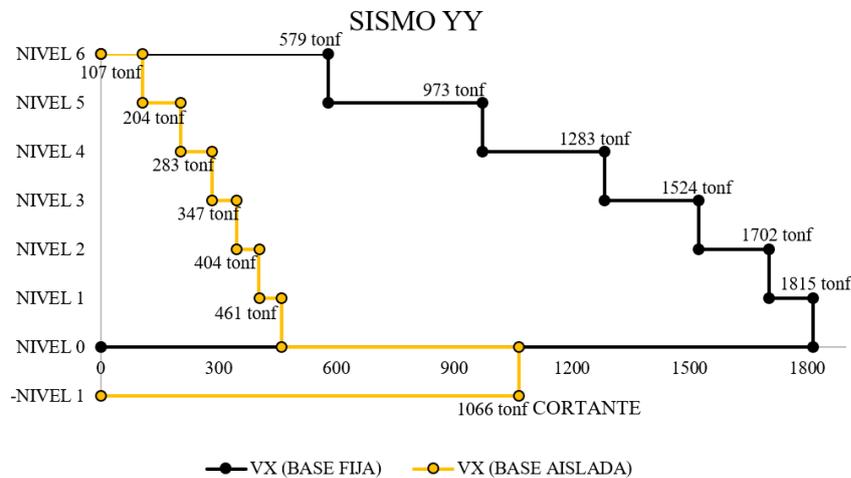


Figura 88: Gráfico comparativo de fuerza cortante para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según las Figuras 87 y 88 en el edificio aislado, el sistema de aislamiento se lleva una fuerza cortante elevada, el cual permite que haya una reducción significativa de cortante en la superestructura.

Según la NTE E031, en la edificación aislada se considera un coeficiente de reducción $R=2$ para la superestructura y $R=1$ para el sistema de aislamiento y de acuerdo a la NTE E030 en la edificación con base fija se consideró que la estructura tendrá un coeficiente de reducción $R_x=3.6$ para sismo en dirección X y $R_y=5.4$ para sismo en dirección Y.

Según la Tabla 78 se puede ver que la fuerza cortante para la clínica sin aisladores y con aisladores sísmicos reducen en promedio un 80% en la superestructura para el análisis en la dirección X y según la Tabla 79 las fuerzas cortantes para la clínica reducen en promedio un 77.8% para el análisis en la dirección Y, valores similares obtiene Valerio (2015) para el caso de edificio aislado con aisladores LRB logra una reducción del 76% de la cortante en la base, Trujillo (2017) en su investigación logra una reducción del 60% y 70% para análisis en la dirección X y Y respectivamente.

Por otro lado Sánchez (2018) en su investigación concluye que la fuerza cortante no solamente depende de tener un periodo fundamental alto, sino también del amortiguamiento, usar aisladores LRB y deslizantes planos a la vez incrementan el amortiguamiento en el sistema de aislamiento, lo que ocasiona una reducción adicional en el espectro de pseudoaceleraciones lo que trae como consecuencia una disminución de la fuerza cortante en la superestructura.

4.2.3. Derivas de entrepiso

Tabla 80

Reducción de derivas de entrepiso para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

Nivel	Base fija	Base Aislada	% de reducción
	Δ (‰)	Δ (‰)	
Nivel 6	6.98	1.13	83.9%
Nivel 5	8.76	1.67	81.0%
Nivel 4	10.31	2.23	78.4%
Nivel 3	11.35	2.70	76.2%
Nivel 2	11.64	2.95	74.6%
Nivel 1	10.30	2.43	76.4%
PROMEDIO			78.4%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

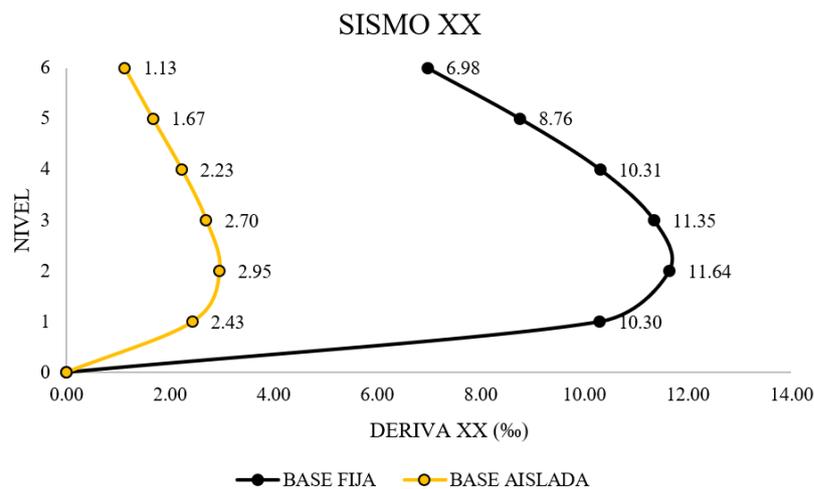


Figura 89: Gráfico comparativo de derivas de entrepiso para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 81

Reducción de derivas de entrepiso para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

Nivel	Base fija	Base Aislada	% de reducción
	Δ (‰)	Δ (‰)	
Nivel 6	6.54	1.15	82.4%
Nivel 5	7.19	1.59	77.9%
Nivel 4	7.61	2.00	73.7%
Nivel 3	7.67	2.31	69.9%
Nivel 2	7.22	2.44	66.2%
Nivel 1	6.41	2.01	68.6%
PROMEDIO			73.1%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

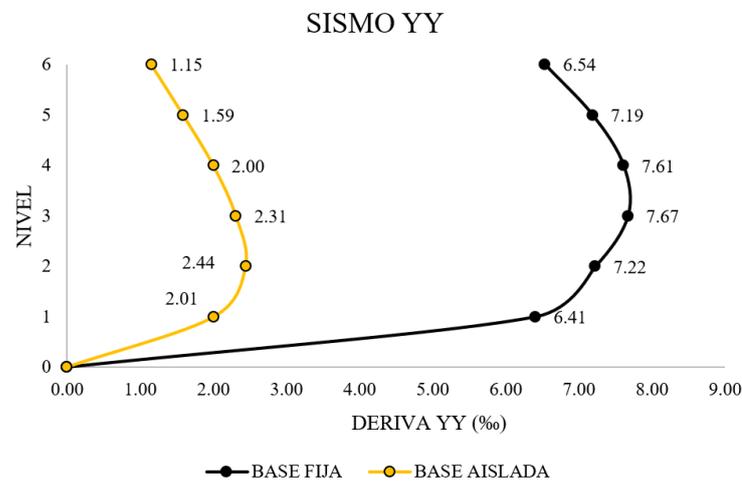


Figura 90: Gráfico comparativo de derivas de entrepiso para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según las Figuras 89 y 90 la estructura de base fija no cumple con los requerimientos mínimos de rigidez que establece la NTE E030 para estructuras de concreto armado deberá tener una deriva máxima de 7‰, se puede ver que alcanza una deriva de 11.64‰ en el 2do nivel y 7.67‰ para los análisis en la dirección X y Y respectivamente los cuales son superiores al valor límite que establece la norma.

Con respecto a la estructura de base aislada si bien la NTE E031 específica para el caso de análisis dinámico modal espectral un valor de deriva máxima de 3.5‰, la estructura cumple satisfactoriamente el requerimiento de la norma en las dos direcciones de análisis.

Tal como se vio en la sección 2.2.2.2 (Dinámica de estructuras de base aislada), el desplazamiento relativo de la estructura de 2GDL con aisladores sísmicos está gobernada por el valor de $\epsilon = \left(\frac{T_s}{T_b}\right)^2$, menciona que si el periodo de base aislada es por lo menos mayor a 3 veces el periodo de la estructura con base fija la deformación del edificio disminuye e incrementa la importancia del modo fundamental, para el presente estudio de la clínica con aisladores sísmicos se logró una amplificación de periodos de 3.6 y 4.1 veces en dirección X y Y respectivamente, lo que estaría demostrando las mínimas derivas y gran cantidad de porcentaje de masa participativa en los 3 primeros modos de vibración.

4.2.4. Excentricidad

Tabla 82

Reducción de excentricidades para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

Nivel	Base fija exc (m)	Base Aislada exc (m)	% de reducción
Nivel 6	12.55	0.26	97.9%
Nivel 5	13.14	0.19	98.6%
Nivel 4	13.91	0.18	98.7%
Nivel 3	14.62	0.19	98.7%
Nivel 2	15.03	0.20	98.6%
Nivel 1	14.54	0.21	98.6%
PROMEDIO			98.5%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

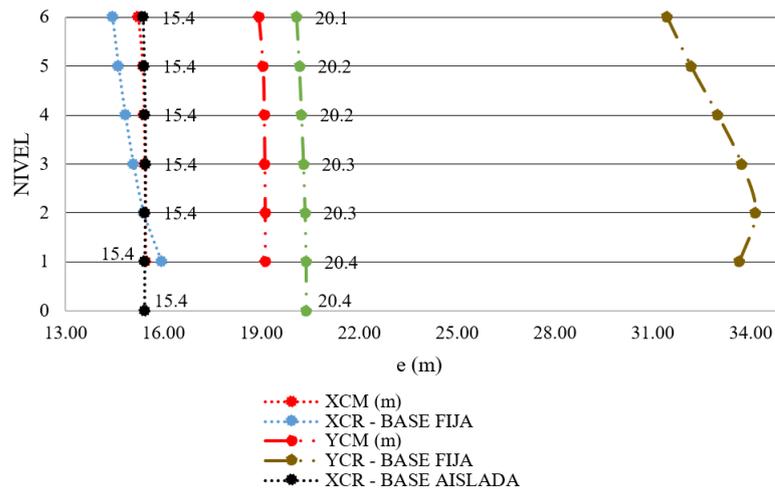


Figura 91: Gráfico comparativo de excentricidades para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Según la Tabla 82 se muestra una reducción promedio de hasta 98.5% de la excentricidad natural en la estructura con aisladores sísmicos, la excesiva excentricidad en la estructura sin aisladores sísmicos se debió a la estructuración, las cajas de los ascensores y escaleras concentran la rigidez en zonas específicas.

Para la estructura con aisladores sísmicos se muestra una disminución significativa de las excentricidades en ambas direcciones a pesar de tener una planta irregular en forma de “L” al incorporar aislamiento sísmico y realizar un correcto balance torsional en el sistema de aislamiento se logra reducir significativamente la irregularidad torsional extrema existente en el caso de la estructura de base fija.

Meza (2020) en su investigación concluye que si el C.R. del sistema de aislamiento es próximo o es coincidente con el C.R. de la superestructura la torsión disminuye significativamente, si a la vez el sistema de aislamiento es flexible la disminución es aún mayor, según la Figura 91 se puede observar que la coordenada del C.R. en el sistema de aislamiento y superestructura es 15.4m y 15.4 para el eje X y 20.4 a 20.1 para el eje Y respectivamente, lo que comprueba la reducción de la torsión en la superestructura.

4.2.5. Aceleración de entrepiso

Tabla 83

Reducción de aceleraciones de entrepiso para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

Nivel	Base fija	Base Aislada	% de reducción
	UX (g)	UX (g)	
Nivel 6	0.68	0.13	18.5%
Nivel 5	0.57	0.12	21.3%
Nivel 4	0.50	0.11	22.9%
Nivel 3	0.44	0.11	25.1%
Nivel 2	0.36	0.11	30.3%
Nivel 1	0.24	0.11	44.9%
PROMEDIO			27.2%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

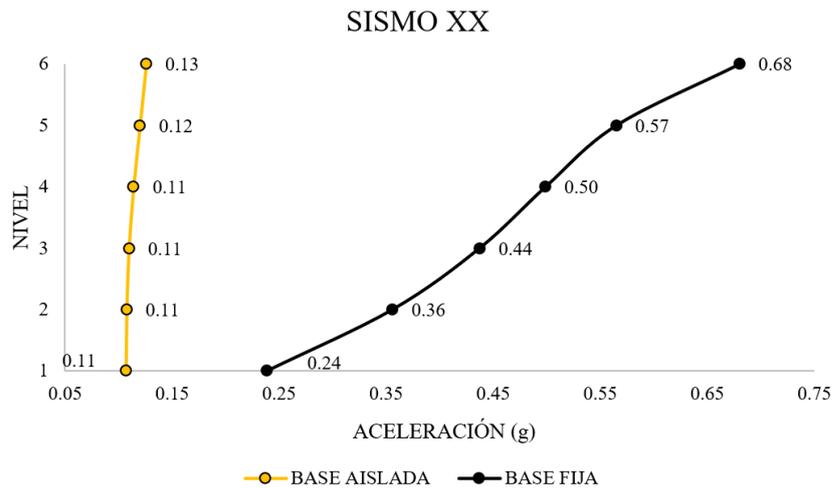


Figura 92: Comparación de aceleraciones de entrepiso para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 84

Reducción de aceleraciones de entrepiso para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

Nivel	Base fija	Base Aislada	% de reducción
	UY (g)	UY (g)	
Nivel 6	0.38	0.11	29.6%
Nivel 5	0.31	0.10	32.6%
Nivel 4	0.26	0.09	35.2%
Nivel 3	0.22	0.09	38.6%
Nivel 2	0.18	0.09	48.0%
Nivel 1	0.12	0.09	76.7%
PROMEDIO			43.5%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

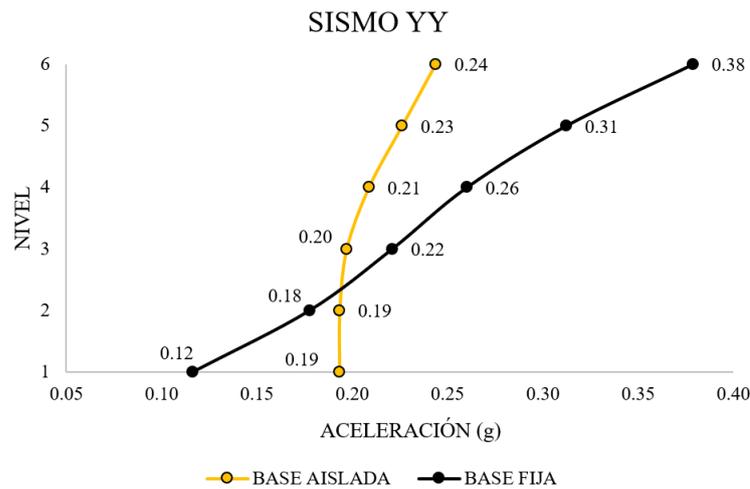


Figura 93: Gráfico comparativo de aceleraciones de entrepiso para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

En la estructura sin aisladores sísmicos para el análisis espectral en ambas direcciones existe una elevada aceleración de entrepiso que va creciendo a medida que se incrementa la altura llegando a valores máximos de 0.68g para análisis dinámico en dirección X y 0.38g para análisis dinámico en dirección Y, para el caso de la estructura con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS el valor máximo es de 0.13g y 0.24g para los sismos en dirección X y Y respectivamente, los cuales son inferiores a los resultados para la clínica privada sin aisladores sísmicos. Donde se logró una reducción promedio del 27.2% y 43.5% para análisis en dirección X y Y respectivamente,

Según Sánchez (2018) menciona que la implementación de los aisladores sísmicos reducen notablemente las aceleraciones de entrepiso, esto debido al desacoplamiento entre la superestructura y el suelo, en su investigación logró una reducción de 23.7% y 19.7% para el análisis en dirección X y Y respectivamente concluyendo que usar aisladores LRB con Deslizadores se logra una optimización en la respuesta sísmica en comparación de usar solamente aisladores LRB.

Según la Tabla 8 del presente trabajo de tesis, la norma Hazus MR4 muestra valores máximos de derivas y aceleraciones según el nivel de daño, tanto para daños leve,

moderado, extenso y completo, en edificaciones esenciales hospitalarias ante la ocurrencia de un sismo la estructura debe quedar operativa y sin daños, por lo que limita la deriva a 4.2 y la aceleración a 0.3g como valores máximos, según se puede apreciar en las Tablas 83 y 84 de la estructura aislada cumplen con los requerimientos máximos de aceleración de piso, por lo que se demuestra también con estos resultados la razón de la exigencia la NTE E030 sobre el uso de aislamiento sísmico en establecimientos de salud públicos y privados de categoría A2 ubicados en zonas sísmicas 4 y 3.

4.2.6. Ratio torsional

Tabla 85

Reducción del ratio torsional para sismo en dirección X para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

Nivel	Base fija	Base Aislada	% de variación
	Rt X	Rt X	
Nivel 6	1.44	1.26	-12.2%
Nivel 5	1.50	1.24	-17.4%
Nivel 4	1.55	1.22	-21.0%
Nivel 3	1.59	1.21	-23.8%
Nivel 2	1.63	1.20	-26.1%
Nivel 1	1.72	1.19	-30.6%
PROMEDIO			-21.9%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

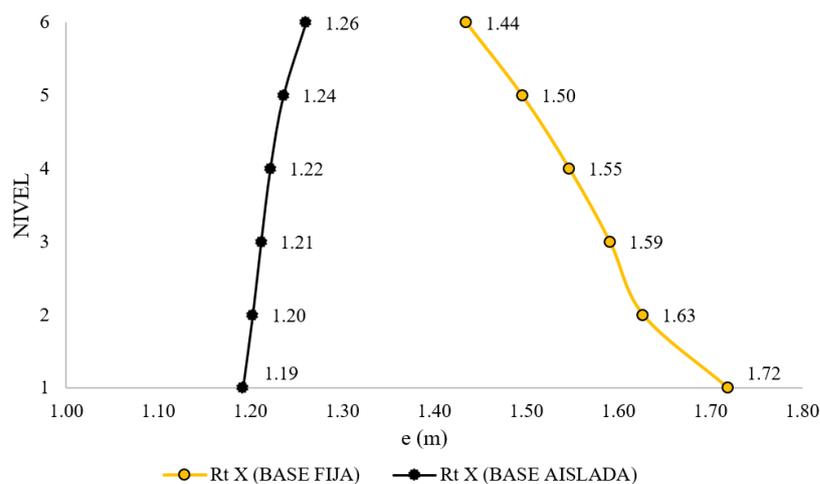


Figura 94: Comparación de la ratio torsional para sismo en dirección X para la clínica

privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

Tabla 86

Variación del ratio torsional para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

Nivel	Base fija	Base Aislada	% de variación
	Rt Y	Rt Y	
Nivel 6	1.06	1.12	5.0%
Nivel 5	1.06	1.11	5.0%
Nivel 4	1.05	1.10	4.9%
Nivel 3	1.04	1.10	5.2%
Nivel 2	1.04	1.09	5.3%
Nivel 1	1.19	1.10	-7.7%
PROMEDIO			5.1%

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

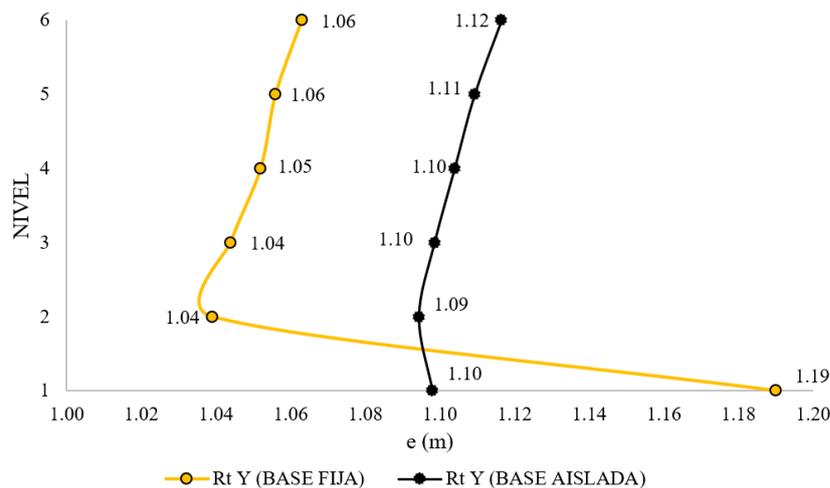


Figura 95: Comparación del ratio torsional para sismo en dirección Y para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

En las Tablas 85 y 86 se puede apreciar la variación del ratio torsional, siendo el más crítico el análisis en la dirección X, logrando una reducción promedio del 21.9%. El ratio torsional máximo en la estructura sin aisladores es de 1.72 lo que según la NTE E030 clasifica como irregularidad torsional extrema, la cual está prohibida para edificaciones esenciales que pertenezcan a la zona sísmica 3, por lo que la incorporación del aislamiento sísmico reduce significativamente este ratio llevándolo a valores de hasta 1.19 que según



los requerimientos de la norma técnica es menor que 1.3 por lo que ya no existe irregularidad torsional ni torsional extrema.

4.2.6.1. Resumen de resultados obtenidos

En la tabla 84 se muestra el resumen de resultados obtenidos de los parámetros de respuesta estructural de la clínica privada con aisladores y sin aisladores sísmicos LRB y SLIDERS.

Tabla 87
Resumen de resultados para la clínica privada sin aisladores y con aisladores sísmicos

Nivel	Fuerza cortante		Deriva de entrepiso			Excentricidad			Aceleración			Ratio torsional						
	Base fija	Base Aislada	Base fija	Base Aislada	Base fija	Base Aislada	Base fija	Base Aislada	Base fija	Base Aislada	Base fija	Base Aislada	Base fija	Base Aislada				
	VX (tonf)	VY (tonf)	ΔX (‰)	ΔY (‰)	exc (m)	UX (g)	UY (g)	UX (g)	UY (g)	UX (g)	UY (g)	UX (g)	UY (g)					
Nivel 6	614	92	579	107	6.9	1.13	6.54	1.15	12.55	0.26	0.68	0.13	0.38	0.11	1.44	1.26	1.06	1.12
Nivel 5	1050	181	973	204	8.7	1.67	7.19	1.59	13.14	0.19	0.57	0.12	0.31	0.10	1.50	1.24	1.06	1.11
Nivel 4	1396	263	1283	283	10.3	2.23	7.61	2.00	13.91	0.18	0.50	0.11	0.26	0.09	1.55	1.22	1.05	1.10
Nivel 3	1664	337	1524	347	11.3	2.70	7.67	2.31	14.62	0.19	0.44	0.11	0.22	0.09	1.59	1.21	1.04	1.10
Nivel 2	1867	407	1702	404	11.6	2.95	7.22	2.44	15.03	0.20	0.36	0.11	0.18	0.09	1.63	1.20	1.04	1.09
Nivel 1	2004	474	1815	461	10.3	2.43	6.41	2.01	14.54	0.21	0.24	0.11	0.12	0.09	1.72	1.19	1.19	1.10

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

4.2.7. Comparación de costos y presupuestos

En esta sección se realizó una comparación entre los costos directos de la clínica privada sin aislamiento y con aislamiento sísmico en la base del tipo LRB y SLIDERS, a nivel de la superestructura (Columnas, vigas, losas), subestructura (Movimiento de tierras, losa de cimentación, muro de contención de sótanos, columnas, vigas y losas) existentes en el sótano.

4.2.7.1. Metrados y análisis de precios unitarios de la clínica privada sin aislamiento y con aislamiento sísmico del tipo LRB y SLIDERS.

Tabla 88

Metrados y precios unitarios de la clínica privada sin aislamiento y con aislamiento sísmico en la base del tipo LRB y SLIDERS.

Partida	Subpartida	Unidad	Con	Sin	Precios Unitarios (S/.)
			aisladores sísmicos	aisladores sísmicos	
			Metrados	Metrados	
Movimiento de tierras	Excavación masiva	m3	7517	7517	11.36
Subestructura (Sótano)	Concreto f _c 210 kg/cm ²	m3	3782.02	3473.02	539.18
	Acero f _y 4200 kg/cm ² (Muros de sótano, columnas, vigas, losas y escalera)	kg	159635	114659	4.51
	Encofrado y desencofrado (Muros de sótano, columnas, vigas, losas y escalera)	m2	9640.79	8158.79	56.92
	Concreto f _c 210 kg/cm ² (Muros de corte, columnas, vigas, losas y escalera)	m3	1753.49	2156.32	573.32
Superestructura	Acero f _y 4200 kg/cm ² (Muros de corte, columnas, vigas, losas y escalera)	kg	215283	258394	4.51
	Encofrado y desencofrado (Muros de corte, columnas, vigas, losas y escalera)	m2	12549.22	16341.27	57.16
Dispositivos de aislamiento sísmico	AS - 1 (Aislador LRB)	Und	17	-	39200
	AS - 2 (Aislador LRB)	Und	14	-	31360
	SL - 1 (Deslizador plano)	Und	8	-	23520

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

4.2.7.2. Costos directos estimativos de la clínica privada sin aislamiento y con aislamiento sísmico del tipo LRB y SLIDERS.

Tabla 89
Costos directos de la clínica privada sin aislamiento sísmico y con aislamiento sísmico del tipo LRB y SLIDERS.

Partida	Subpartida	Unidad	Con aisladores sísmicos		Sin aisladores sísmicos	
			Costo total (S/.) por subpartidas	Costo total (S/.) por partidas	Costo total (S/.) por subpartidas	Costo total (S/.) por partidas
Movimiento de tierras	Excavación maciva	m3	S/ 85,393.12	S/ 85,393.12	S/ 85,393.12	S/ 85,393.12
Subestructura (Sótano)	Concreto fc 210 kg/cm2	m3	S/ 2,039,189.54	S/ 1,872,582.92		
	Acero fy 4200 kg/cm2 (Muros de sótano, columnas, vigas, losas y escalera)	kg	S/ 719,953.85	S/ 517,112.09		S/ 2,854,093.34
	Encofrado y desencofrado (Muros de sótano, columnas, vigas, losas y escalera)	m2	S/ 548,753.77	S/ 464,398.33		
Superestructura	Concreto fc 210 kg/cm2 (Muros de sótano, columnas, vigas, losas y escalera)	m3	S/ 1,005,310.89	S/ 1,236,261.38		
	Acero fy 4200 kg/cm2 (Muros de corte, Columnas, Vigas, losas y escalera)	kg	S/ 970,926.33	S/ 1,165,356.94		S/ 3,335,685.32
	Encofrado y desencofrado (Muros de corte, Columnas, Vigas, losas y escalera)	m2	S/ 717,313.42	S/ 934,066.99		
	TOTAL		S/ 7,380,440.91	S/ 7,380,440.91	S/ 6,275,171.78	S/ 6,275,171.78
Dispositivos de aislamiento sísmico	AS - 1 (Aislador LRB)	Und	S/ 666,400.00	-	-	-
	AS - 2 (Aislador LRB)	Und	S/ 439,040.00	S/ 1,293,600.00	-	-
	SL - 1 (Deslizador plano)	Und	S/ 188,160.00	-	-	-
TOTAL			S/ 7,380,440.91	S/ 7,380,440.91	S/ 6,275,171.78	S/ 6,275,171.78

FUENTE: (Elaborado por el equipo de trabajo)

La Tabla 89 muestra la comparación de costos directos para la clínica privada sin aislamiento sísmico y con aislamiento sísmico del tipo LRB y SLIDERS, se puede ver que el costo de los dispositivos de aislamiento sísmico representa un 17.53% adicional respecto a su costo total, y que el costo de la estructura aislada es un 18% más que la clínica sin aislamiento sísmico, valores similares se pueden encontrar en otros trabajos de investigación.



V. CONCLUSIONES

El aislamiento sísmico modifica el periodo fundamental de vibración, llevando a la estructura a una zona de periodos altos en el espectro elástico de pseudoaceleraciones para un sismo máximo considerado (SMC) y a la vez al incrementa el amortiguamiento en la base por lo tanto disminuye la demanda del sismo, logrando una reducción promedio de hasta un 80.5% de la fuerza cortante de entrepiso, un promedio de 78.4% en deriva, un promedio de 98.5% en excentricidad natural, un promedio de 72.8% de aceleración de entrepiso y 22% menos el valor del ratio torsional, consiguiendo con este último controlar la irregularidad torsional extrema existente en la clínica sin aisladores sísmicos, por lo cual se concluye que la implementación de aisladores sísmicos LRB y SLIDERS en la base mejoran la respuesta estructural de la clínica privada.

Se determinaron los parámetros para el análisis de la clínica privada sin aisladores sísmicos, según la NTE E030 pertenece a la zona sísmica Z3, el factor de suelo S2 (Suelo intermedio), factor de uso 1.5 (edificación esencial), coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas R_o 6 (Muros estructurales), respecto a los materiales se usó concreto de resistencia $f'c$ 210 kg/cm² y acero corrugado Grado 60 con esfuerzo de fluencia f_y 4200kg/cm², el modelo estructural se realizó de acuerdo a la memoria de cálculo y planos del expediente técnico del proyecto, con respecto a la clínica con aisladores sísmicos se usaron aisladores del tipo LRB y SLIDERS comúnmente usados en proyectos hospitalarios en Perú, según la NTE E031 el factor de uso en una edificación aislada es de 1, el espectro elástico de pseudo aceleraciones es respecto al sismo máximo considerado (SMC) que es 1.5 veces el sismo de diseño (SD), el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas es de 2 para la superestructura y 1 para el sistema de aislamiento.



Se determinó las características de la respuesta estructural de la clínica sin aisladores sísmicos en donde los periodos de vibración fundamental traslacional fueron $T_x = 0.77\text{seg}$ y $T_y = 0.66\text{seg}$ en el primer y segundo modo respectivamente, el periodo del modo rotacional fue $T_z = 0.40\text{seg}$ en el cuarto modo de vibración, con respecto a la fuerza cortante en la base, se tuvo una cortante basal de $V_x=2004\text{tonf}$ y $V_y=1702\text{tonf}$ para el análisis en dirección X y dirección Y respectivamente, con respecto a derivas de entrepiso se obtuvo una deriva máxima de $\Delta x=11.64\%$ en el segundo nivel y de $\Delta y=7.67\%$ en el tercer nivel para el análisis en dirección X y dirección Y respectivamente, se calculó la excentricidad natural teniendo un valor de 14.62m, sobre la aceleración máxima de entrepiso se tuvo un valor de 0.68g y 0.38g ambos en el sexto nivel para el análisis en dirección X y Y respectivamente y el ratio torsional de 1.72 y 1.19 para análisis en dirección X y Y respectivamente, según la NTE E030 valores mayores a 1.5 clasifican como irregularidad torsional extrema, el cual está prohibido para edificaciones esenciales ubicadas en zona sísmica 3.

Se determinó las características de la respuesta estructural de la clínica con aisladores sísmicos LRB y SLIDER en donde los periodos de vibración fundamental traslacional fueron $T_x = 2.79\text{seg}$ y $T_y = 2.78\text{seg}$ en el primer y segundo modo respectivamente, el periodo del modo rotacional fue $T_z = 2.77\text{seg}$ en el tercer modo de vibración, con respecto a la fuerza cortante en la base se obtuvo una cortante basal de $V_x=474\text{tonf}$ y $V_y=461\text{tonf}$ para el análisis en dirección X y dirección Y respectivamente, con respecto a derivas de entrepiso se obtuvo una deriva máxima de $\Delta x=2.95\%$ y de $\Delta y=2.44\%$ ambos ubicados en el segundo nivel para el análisis en dirección X y dirección Y respectivamente, se calculó la excentricidad natural teniendo un valor promedio de 0.20m, sobre la aceleración máxima de entrepiso se tuvo un valor máximo de 0.13g y



0.11g ambos en el sexto nivel para el análisis en dirección X y Y respectivamente y el ratio torsional de 1.26 y 1.09 para análisis en dirección X y Y respectivamente.



VI. RECOMENDACIONES

De la investigación se recomienda que para el análisis y diseño de cualquier estructura aislada es muy importante efectuar un estudio de sitio o ensayos de micro trepidación para obtener el espectro de diseño más aproximado a las condiciones locales de los suelos al ser sometidos ante acciones sísmicas.

Realizar el estudio comparativo de la respuesta estructural con otros sistemas de protección sísmica en la base existentes en el mercado como los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR), aisladores de péndulo friccional (FPS).

Con respecto a una propuesta de reforzamiento usando aisladores sísmicos en la clínica privada existente, es importante comentar lo siguiente:

El sistema de aislamiento y la superestructura deben estar en sintonía por lo que se logra una mayor efectividad si hay un desacoplamiento de periodos de vibración, es decir los periodos de base fija y de base aislada deben estar lo suficientemente distanciados en el espectro de pseudoaceleraciones y también como ya se vio en el desarrollo de la presente tesis, se debe controlar el balance torsional entre la superestructura y sistema de aislamiento lo que conlleva a buscar un equilibrio entre la rigidez de la estructura y del sistema de aislamiento. La estructura aislada es un sistema dinámico el cual está compuesto por la superestructura y el sistema de aislamiento para que éstas dos funcionen correctamente deben armonizarse y así lograr un adecuado comportamiento estructural, no se trata solamente de tener un edificio convencional ya existente (Con muros de corte, columnas, etc.) e implementarle aisladores para lograr mejorar su comportamiento ante sismos, se debe hacer un estudio aún más complejo. En los siguientes puntos muestro algunas consideraciones para el reforzamiento de edificaciones existentes con aislamiento sísmico según las conclusiones de mi trabajo de tesis:



- Para el análisis de una estructura con aislamiento sísmico se debe verificar tracción en los dispositivos debido a que la clínica privada actualmente construida cuenta con un sistema de muros estructurales, se sabe que los muros según la dirección analizada presentan tracción y compresión en sus extremos.
- Es recomendable usar factor de amplificación de periodos ($T_{b_aislada}/T_{b_fija}$) mayor a 3, esto según la recomendación de la NTE E031 y debido a que valores mayores al mencionado logran un mejor comportamiento entre la superestructura y sistema de aislamiento, verificar que la fuerza restitutiva cumpla con los mínimos establecidos en la normativa, también es recomendable verificar que la rigidez de los dispositivos a usar sean valores comerciales.
- Se recomienda realizar ensayos de medición de vibración natural a través de microtrepidación sísmica para la corroboración del periodo de vibración de la estructura y así realizar la calibración del modelo estructural teórico y construido.
- Pino & Ita (2018) concluyen en su investigación que si es factible tanto técnica como económica la implementación de aislamiento sísmico para el reforzamiento de edificios esenciales en Perú para lo cual recomiendan usar el método del soporte temporal debido a la facilidad de su implementación y que además no requiere gran uso de equipos especializados, en la sección 2.2.7.1. de la presente tesis se muestra el procedimiento de este método de manera resumida.



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R., Almazán, J. L., & Suárez, V. (2016). Aisladores de base Elastoméricos y FPS.
- Bartolomé, Á. (1998). Análisis de edificios (F. Editorial (ed.)).
- Bazán, E., & Meli, R. (2002). Diseño sísmico de edificios (Editorial Limusa S.A. (ed.)).
- Bermudez, M. L., Franco, L. E., & Martinez, S. (2002). Cálculo del período fundamental del suelo como herramienta para la microzonificación sísmica: casos colombianos. III Coloquio de Microzonificación Sísmica.
- Cardone, D., & Gesualdi, G. (2014). Seismic Rehabilitation of Existing Reinforced Concrete Buildings with Seismic Isolation: A Case Study. *Earthquake Spectra*, 24. <https://doi.org/10.1193/110612EQS323M>
- Cruz, G. C. (2015). Análisis y diseño estructural con disipadores de energía, del proyecto Clínica Americana de Juliaca. Universidad Nacional del Altiplano.
- Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras.
- Hernandez, R., Collado, C., & Baptista, L. (2010). Metodología de la investigación (McGRAW-Hill (ed.); 5ta ed.).
- Herrera, M. (2018). Desempeño sísmico en edificaciones con aisladores elastoméricos y amortiguadores de fluido viscoso. Universidad de Piura.
- Lopez, C., Retamales, R., & Thomas, K. (2011). Protección sísmica de estructuras, sistemas de aislación sísmica y disipación de energía. In Cámara Chilena de Construcción (p. 43).
- Lucen, J., & Samokic, Y. (2018). Análisis Y Diseño Estructural Comparativo de un



- Edificio de Concreto Armado de Diez Pisos con Bases Fija y Aislada [Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/12928>
- Mendez, C. (2013). Beneficios y ventajas de los sistemas de protección sísmica. Congreso de Estructuras.
- Meza, E. (2020). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio aislado con irregularidad torsional. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2006). NTE E020 (Cargas).
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2018). NTE E030 (Diseño Sismorresistente). R.M. N°355-2018-VIVIENDA que modifica la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Muñoz, A. (2018a). Apunte del curso: Sistemas Modernos de Protección Sísmica de Edificios.
- Muñoz, A. (2018b). Ingeniería Sismorresistente.
- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). Design of Seismic Isolated Structures from Theory to Practice.
- Pino, M., & Ita, P. (2018). Factibilidad técnica y económica de utilizar aislamiento sísmico en hospitales peruanos existentes. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Piqué, J., & Scaletti, H. (1991). Análisis Sísmico de Edificios. CISMID.
- Rochel, R. (2012). Análisis y diseño sísmico de edificios (Fondo Editorial Universidad EAFIT (ed.)).
- Sánchez, H. (2018). Optimización en el comportamiento estructural de un edificio de 5 niveles con la base aislada mediante el uso de aisladores deslizantes. Universidad



Nacional de San Agustín.

Shekhar, S., Prasad, S., & Zafar, S. (2017). Seismic Isolation Devices. *Journal of Civil Engineering and Environmental Technology*, 4(4), 336–340.

<http://www.krishisanskriti.org/Publication.html>

Symans, M. (2004). Seismic protective systems: Seismic isolation. Ponencia Presentada En MBDSI 2003.

Trujillo, E. (2017). Diseño integral de sistemas con aislación sísmica aplicado a un edificio de concreto armado. Universidad Nacional del Centro del Perú.

Valerio, J. (2015). Analisis comparativo de un edificio fijo en la base vs un edificio aislado utilizando 4 tipos de aisladores sísmicos. Universidad Politécnica de Catalunya.

Villagómez, D. (2015). Lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones sísmicamente aisladas en el Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Zanelli, C. T., & Paredes, P. (2019). DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE HOSPITAL CON AISLADORES SÍSMICOS [Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/15267>



ANEXOS

ANEXO 1

(PLANO DE UBICACIÓN DE AISLADORES LRB Y SLIDERS)

ANEXO 2

(PLANO DE DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA DE LA CLÍNICA)

ANEXO 3

(TRATAMIENTO DE SEÑALES SÍSMICAS)

ANEXO 4

(ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS)